The background of the cover is a detailed microscopic image of concrete aggregate. It shows a variety of particles: some are smooth and rounded, while others are angular and sharp. The colors range from light grey and white to dark grey, brown, and even some reddish or yellowish hues, indicating different mineral compositions and possibly some organic matter or staining. The overall texture is granular and heterogeneous.

Röhling

Betonbau

Band 2

Hydratation – junger Beton – Festbeton

Fraunhofer IRB  Verlag

Stefan Röhling

Betonbau

Band 2

Hydratation – junger Beton – Festbeton

Stefan Röhling

Betonbau

Band 2

Hydratation – junger Beton – Festbeton

Fraunhofer IRB Verlag

Bibliografische Information der Deutschen Nationalbibliothek

Die Deutsche Nationalbibliothek verzeichnet diese Publikation in der Deutschen Nationalbibliografie; detaillierte bibliografische Daten sind im Internet über <http://dnb.d-nb.de> abrufbar.

ISBN (E-Book): 978-3-8167-8645-0

ISBN (Print): 978-3-8167-8762-4

Herstellung: Dietmar Zimmermann

Layout: Daniela Heinemann

Umschlaggestaltung: Martin Kjer

Satz: Mediendesign Späth GmbH, Birenbach

Druck: DZA Druckerei zu Altenburg GmbH, Altenburg

Für den Druck des Buches wurde chlor- und säurefreies Papier verwendet.

Alle Rechte vorbehalten

Dieses Werk ist einschließlich aller seiner Teile urheberrechtlich geschützt. Jede Verwertung, die über die engen Grenzen des Urheberrechtsgesetzes hinausgeht, ist ohne schriftliche Zustimmung des Fraunhofer IRB Verlages unzulässig und strafbar. Dies gilt insbesondere für Vervielfältigungen, Übersetzungen, Mikroverfilmungen sowie die Speicherung in elektronischen Systemen.

Die Wiedergabe von Warenbezeichnungen und Handelsnamen in diesem Buch berechtigt nicht zu der Annahme, dass solche Bezeichnungen im Sinne der Warenzeichen- und Markenschutz-Gesetzgebung als frei zu betrachten wären und deshalb von jedermann benutzt werden dürften.

Sollte in diesem Werk direkt oder indirekt auf Gesetze, Vorschriften oder Richtlinien (z. B. DIN, VDI, VDE) Bezug genommen oder aus ihnen zitiert werden, kann der Verlag keine Gewähr für Richtigkeit, Vollständigkeit oder Aktualität übernehmen. Es empfiehlt sich, gegebenenfalls für die eigenen Arbeiten die vollständigen Vorschriften oder Richtlinien in der jeweils gültigen Fassung hinzuzuziehen.

Redaktionsschluss: 27.01.2012

© by Fraunhofer IRB Verlag, 2012
Fraunhofer-Informationszentrum
Raum und Bau IRB
Nobelstraße 12, 70569 Stuttgart
Telefon (0711) 9 70-25 00
Telefax (0711) 9 70-25 08
E-Mail: irb@irb.fraunhofer.de
<http://www.baufachinformation.de>

Geleitwort für die Reihe »Betonbau«

In einem Zeitraum von nahezu 150 Jahren ist der Beton zu einem der wichtigsten Baustoffe geworden, mit dem heute sehr unterschiedliche und vielfältige Bauaufgaben erfüllt werden können und zu dem bei besonderen Anforderungen keine Alternative besteht.

Die günstige Formbarkeit und nahezu unbegrenzte Gestaltungsmöglichkeit von Betonbauwerken, die hohe Tragfähigkeit bei Druckbeanspruchung, der Verbund mit dem Betonstahl zur Aufnahme der Zugkräfte, der Widerstand bei chemischem Angriff und biogenen Belastungen, der Brandschutz der Stahlbetonkonstruktionen und die Möglichkeit der industriellen Herstellung von Beton und von Betonfertigteilen sowie weitere Vorzüge haben dazu geführt, dass in Verbindung mit dem großen Anwendungsumfang oft von einem Jahrhundertbaustoff gesprochen wird.

In den vergangenen zwei Jahrzehnten war der Betonbau geprägt durch eine Reihe von bedeutsamen Veränderungen und innovativen Entwicklungen. Diese betreffen die Ausgangsstoffe für den Beton, die Betontechnologie, die Eigenschaften und die Regelwerke zur Qualitätssicherung. Besonders faszinierend ist die enorme Steigerung der Festigkeit, die wie bei keinem anderen Baustoff erreicht werden konnte. In wenigen Jahrzehnten nahm die mittlere Druckfestigkeit von 30 N/mm² auf etwa 150 N/mm² zu und erreichte mit der Ultrahochfestigkeit noch darüber liegende Werte. Damit wurden Spannweiten, Bauhöhen von Gebäuden und eine Feingliedrigkeit der Konstruktionen realisierbar, an die vorher nur im Stahlbau gedacht werden konnte. Weitere Beispiele der Innovation sind die Verbesserung des Zugtragverhaltens durch die Zugabe von Fasern aus verschiedenen Werkstoffen (Stahl, Kunststoff, textile Gewebe), die Vergrößerung des Widerstandes gegen chemische Beanspruchungen und die Belastung durch Frost-Tauwechsel, die Erhöhung der Dichtigkeit gegenüber Wasser und umweltgefährdenden Stoffen sowie die Anwendung als Sichtbeton. Diese Entwicklungen wurden begünstigt durch die Bereitstellung von stark verflüssigenden Zusatzmitteln für die Verbesserung der Verarbeitung des Frischbetons und die Erhärtungsbeschleunigung sowie von neuen Zusatzstoffen, wie Mikro- und Nanosilika, Farbpigmenten und Polymeren. Erwähnenswert ist auch die breitere Anwendung bekannter puzzolanischer und latent-hydraulischer Zusatzstoffe, wie Flugasche und Hüttensand, für die Herstellung von Zementen und des Betons. Die Verwendung von Flugasche und Hüttensand in Zementen hat auch zur Reduzierung des Klinkeranteiles geführt, mit den vorteilhaften Auswirkungen auf den Energieeinsatz zur Zementherstellung und den Klimaschutz durch Verminderung des CO₂-Ausstoßes.

Bei vielen Bauaufgaben müssen die für Beton charakteristischen Vorgänge bei der Hydratation und Erhärtung besonders berücksichtigt werden. Beispielsweise können durch das Abfließen der Hydratationswärme und die Austrocknung Spannungen entstehen, die durch Rissbildung Schäden verursachen, so dass die Gebrauchstauglichkeit nicht mehr gegeben sein kann. Diese zusätzlichen Beanspruchungen aus Zwang, Schwinden und Kriechen werden durch verschiedene Maßnahmen vermindert und nachteilige Auswirkungen durch eine entsprechende Mindestbewehrung verhindert.

Deutliche Fortschritte sind in der Verfolgung der Vorgänge in der Mikrostruktur des Zementsteines bei der Erhärtung, der Entwicklung der Eigenschaften und den vielfältigen Einwirkungen festzustellen. Aus der Tatsache heraus, dass alle vorteilhaften und nachtei-

ligen Eigenschaften ihre Ursache in der Entstehung und der Struktur des Zementsteines haben, wird mit großer Aufmerksamkeit der Einfluss der Erhärtungs- und Nutzungsbedingungen auf die Bildung und Veränderungen der Hydrate verfolgt. Deshalb ist verständlich, dass seit längerer Zeit versucht wird, direkte Beziehungen zwischen den Strukturgrößen und den makroskopischen Eigenschaften des Betons herzustellen.

Die komplizierten Zusammenhänge werden zunehmend mathematisch erfasst und in Computerprogramme integriert. Dadurch werden Möglichkeiten geschaffen, die bei bestimmten Zusammensetzungen zu erwartenden Eigenschaften sowie das Verhalten des Betons bei Beanspruchungen während der Erhärtung und der Nutzung zu prognostizieren. Nicht zu verkennen ist dabei, dass die mathematische Durchdringung der Vorgänge im Vergleich zur Bemessung im Beton- und Stahlbetonbau erst am Anfang steht.

Die aus Beton bestehenden Bauwerke verkörpern einen gewaltigen finanziellen und materiellen Aufwand. Unter diesem Gesichtspunkt besitzt die Dauerhaftigkeit und langfristige Sicherstellung der Gebrauchstauglichkeit eine herausragende Bedeutung. Im vergangenen Zeitraum wurde der Problematik ständig zunehmend Aufmerksamkeit gewidmet, da sich gezeigt hat, dass außerordentlich selten Baukonstruktionen infolge zu geringer Festigkeit versagen, sondern vergleichsweise häufiger infolge mangelhafter Dauerhaftigkeit und weiterhin, dass hohe Festigkeit nicht gleichbedeutend mit hoher Dauerhaftigkeit ist. Die daraus resultierenden Anforderungen reichen von der beanspruchungsgerechten Planung über die Auswahl der geeigneten Zusammensetzung sowie die sachgemäße Herstellung und Verarbeitung des Frischbetons bis zur Instandhaltung der Betonbauwerke. Daraus resultiert zwangsläufig die Notwendigkeit eines engen Zusammenwirkens aller Beteiligten in der Bauvorbereitung und Baudurchführung.

Von Auswirkungen auf die Betonbauweise ist auch die Herausbildung der Europäischen Union mit der Harmonisierung der Regelwerke. Eine Vielzahl von Vorschriften wurde nach Einführung in den einzelnen Ländern bereits verbindlich, weitere sind in Vorbereitung oder liegen im Entwurf vor. Die Angleichung der deutschen Normen an ein in Europa neu gestaltetes und erweitertes Vorschriftenwerk ist ein Prozess, der auch zwangsläufig mit Änderungen in den fachlichen Auffassungen und den Gewohnheiten der Planungs- und Betoningenieure sowie der Auftraggeber und bauausführenden Unternehmen verbunden ist. Der große Umfang des Regelwerkes und anderer fachlicher Veröffentlichungen erschwert dem Einzelnen oft, den Überblick zu behalten und Neuerscheinungen einordnen zu können.

Trotz umfangreicher Erfahrungen im Umgang mit dem Baustoff Beton können Mängel und Schäden während der Baudurchführung und an fertig gestellten Bauwerken nicht ausgeschlossen werden. Die Ursachen liegen oft in der Unkenntnis der Regelwerke, mangelhaftem Wissen um die Besonderheiten der Bauweise, falsch verstandener Wirtschaftlichkeit und einer ungenügenden Qualitätskontrolle während der Baudurchführung. Nicht beachtet werden auch die Koordination der am Bau Beteiligten und die Weitergabe von technischen Informationen, beispielsweise aus der Tragwerksplanung an die Bauausführung. Voraussetzung für ein erfolgreiches Zusammenwirken der Partner ist nicht nur eine hinreichende Fachkenntnis des Einzelnen auf seinem eigenen Fachgebiet, sondern auch in den benachbarten Tätigkeitsbereichen, damit Anforderungen richtig formuliert und Probleme aus sich widersprechenden Festlegungen rechtzeitig erkannt werden können.

Der Inhalt der Reihe »Betonbau« mit der Aufteilung in drei Bände wurde unter den vorgenannten Gesichtspunkten ausgewählt und gestaltet. Autoren und Verlag möchten dazu beitragen, dass Architekten und Ingenieure bei auftretenden Fragen in der Bauplanung und Baudurchführung eine Antwort finden und darüber hinaus angeregt werden, sich mit einzelnen Sachverhalten weiter vertiefend zu beschäftigen. Gleichzeitig soll die Ausbildung der zukünftig im Betonbau arbeitenden Ingenieure unterstützt werden.

Die Autoren

Vorwort zum Band 2

Im vorliegenden zweiten Band der Reihe sind wesentliche Zusammenhänge zum Verständnis der Entwicklung der Eigenschaften und der Dauerhaftigkeit des Betons sowie maßgebende Grundlagen für die Bemessung und Rissicherung von Betonkonstruktionen aufgenommen worden. Alle vorteilhaften und nachteiligen Eigenschaften des Betons haben ihre Ursache in der Entstehung und der Struktur des Zementsteines. Aus diesem Grund werden die Vorgänge bei der Hydratation und der Bildung der Hydrate, der Einfluss der Erhärtingsbedingungen und der Einwirkungen der Umgebungs- und Nutzungsbedingungen ausführlich dargestellt. International sind große Fortschritte bei der Verfolgung der Vorgänge in der Mikrostruktur sowie den Beziehungen zwischen den Strukturkenngößen und den makroskopischen Eigenschaften des Betons erreicht worden, die eine entsprechende Berücksichtigung finden. Dabei wird dem Einfluss der Erhärtings- und Nutzungsbedingungen auf die Bildung und Veränderungen der Hydrate besondere Aufmerksamkeit gewidmet.

Seit längerer Zeit wird versucht, direkte Beziehungen zwischen den Strukturkenngößen und den makroskopischen Eigenschaften des Betons herzustellen. Die komplizierten Zusammenhänge werden dabei zunehmend mathematisch erfasst und in Computerprogramme integriert. Dadurch werden Möglichkeiten geschaffen, die bei bestimmten Zusammensetzungen zu erwartenden Eigenschaften sowie das Verhalten des Betons bei Beanspruchungen während der Erhärtung und der Nutzung zu prognostizieren. Darauf wird ebenfalls eingegangen. Nicht zu verkennen ist dabei, dass die mathematische Durchdringung der Vorgänge im Vergleich zur Bemessung im Beton- und Stahlbetonbau erst am Anfang steht.

Bei vielen Bauaufgaben müssen die für Beton charakteristischen Vorgänge bei der Hydratation und Erhärtung besonders berücksichtigt werden. Beispielsweise können durch das Abfließen der Hydrationswärme und die Austrocknung Spannungen entstehen, die durch Rissbildung Schäden verursachen, so dass die Gebrauchstauglichkeit nicht mehr gegeben sein kann. Deshalb werden diese zusätzlichen Beanspruchungen aus Zwang, Schwinden und Kriechen sowie die verschiedenen Maßnahmen zur Verminderung und Vermeidung nachteiliger Auswirkungen umfassend behandelt und die Ermittlung der notwendigen Mindestbewehrung zur Rissicherung erläutert.

Besondere Aufmerksamkeit verlangt die Frühphase der Erhärtung des Betons, da durch zu schnelles Austrocknen die Gefahr nachteiliger Auswirkungen besteht. Die Schutzmaßnahmen bilden demzufolge eine wesentliche Voraussetzung für das Erreichen der vorgeesehenen Eigenschaften sowie rissfreier und dauerhafter Konstruktionen.

Die Darlegungen im Band 2 sind für die Tragwerksplanung, Bauvorbereitung und Bauausführung bestimmt. Neben einem ausreichenden Überblick zu den eigenschaftsbestimmenden Grundlagen des Betons sind die Maßnahmen aufgenommen worden, die diese verschiedenen Arbeitsbereiche anwenden müssen, um nachhaltig nutzbare und gebrauchstaugliche Betonkonstruktionen sicherstellen. Diese Zielsetzung ist und bleibt eine Gemeinschaftsaufgabe, die wechselseitige Kenntnis der Zusammenhänge verlangt.

Stefan Röhring

1	Hydratationsvorgänge und Strukturentwicklung im Beton	15
1.1	Stoffliche Charakteristika der Zemente	17
1.1.1	Chemische und mineralogische Zusammensetzung der Klinkerphasen	17
1.1.2	Chemismus der weiteren Zementbestandteile	19
1.1.3	Physikalische Eigenschaften der Zemente	20
1.2	Mechanismus und Ablauf der Hydratation	23
1.2.1	Hydratationsreaktionen und Morphologie der Hydrate	23
1.2.2	Grundsätzlicher Ablauf des Hydratationsprozesses	35
1.2.3	Einflussfaktoren auf den Hydratationsverlauf und die Hydratbildung	41
1.2.4	Prozesskenngroße Hydratationsgrad	52
1.3	Wasserbindung und Strukturentwicklungen im Zementstein	59
1.3.1	Stöchiometrisch bestimmte chemische Wasserbindungen und Hydratvolumen	60
1.3.2	Experimentelle Ermittlung der chemischen Wasserbindung	61
1.3.3	Physikalisch gebundenes Wasser und Gelvolumen	62
1.3.4	Wasserbindung und Volumen des vollständig hydratisierten Zementes	64
1.3.5	Kapillarwasser und -porosität	66
1.3.6	Volumenentwicklung und Porosität in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad	66
1.3.7	Charakteristik des Porensystems im Zementstein und Beton	70
1.3.8	Strukturanalyse des Zementsteines	74
1.3.9	Porenfeuchte in Abhängigkeit von den Umgebungsbedingungen	78
1.4	Beziehungen zwischen Strukturkenngroßen und Eigenschaften	82
1.4.1	Übergangszone zwischen Zementstein und Gesteinskörnung	83
1.4.2	Festigkeit des Zementsteines und Betons	86
1.4.3	Durchlässigkeit des Zementsteines und Betons	91
1.4.4	Durchlässigkeit des Betons und Dauerhaftigkeit	97
1.5	Belastungsunabhängige Verformungen während der Erhärtung	99
1.5.1	Arten und Ursachen der belastungsunabhängigen Verformungen	99
1.5.2	Kapillares Schwinden (Frühschwinden) von Frischbeton	102
1.5.3	Mechanismus des Quellens und Schwindens	103
1.5.4	Auswirkungen des Schwindens in der Mikrostruktur des Betons	108
1.6	Verformungen und Spannungen unter Dauerlast	108
1.6.1	Ursachen des viskoelastischen Verhaltens des Zementsteines und Betons	109
1.6.2	Charakterisierung des Kriechverhaltens durch die Kriechzahl	110
1.6.3	Umfang und Verlauf des Kriechens	111
1.7	Rissbildungen im Zementstein- und Betongefüge	113
1.7.1	Rissbildungsprozess	113
1.7.2	Einflüsse auf die Rissbildung	116
1.7.3	Auswirkungen der Mikrorissbildung	118
1.7.4	Selbsteheilung von Rissen	119
1.8	Wärmeentwicklung während der Hydratation	123
1.8.1	Hydratationsverhalten des Zementes und Wärmeentwicklung	124
1.8.2	Ermittlung der Hydratationswärme aus der Zusammensetzung des Zementes	130

1.8.3	Experimentelle Bestimmung der Hydratationswärme	132
1.8.3.1	Lösungskalorimeter	133
1.8.3.2	Adiabatische Kalorimeter	133
1.8.3.3	Teiladiabatische Kalorimeter	135
1.8.3.4	Wärmeflusskalorimeter	135
1.8.3.5	Transformation von adiabatisch ermittelten Temperaturverläufen auf isothermische Verhältnisse	137
1.8.4	Beziehungen zwischen Hydratationswärme und Festigkeit	139
1.9	Mathematische Beschreibung des Hydratationsverlaufes als Grundlage der Wärme- und Festigkeitsentwicklung	139
1.9.1	Beschreibung der zeitlichen Entwicklung unter konstanten Erhärtingsbedingungen	140
1.9.2	Reaktionskinetische Formulierung	142
1.9.3	Wirkung der Temperatur auf den Hydratationsvorgang	146
1.9.4	Wirkung der Feuchte im Zementstein auf die Hydratation	151
1.10	Literatur	153
2	Erhärtung und Entwicklung der Eigenschaften des Betons	161
2.1	Grüner und junger Beton	163
2.1.1	Besonderheiten in der Anfangsphase der Erhärtung	164
2.1.2	Sedimentation des Frischbetons	165
2.1.3	Frühschwinden	168
2.1.4	Erstarren des Frischbetons	175
2.1.5	Grünstandfestigkeit (grüner Beton)	181
2.1.6	Besonderheiten des jungen Betons	182
2.2	Spannungsunabhängige Verformungen des erhärteten Betons	183
2.2.1	Chemisches und autogenes Schwinden	183
2.2.1.1	Ursachen des Schwindens	183
2.2.1.2	Auswirkungen des Schwindens	185
2.2.1.3	Einflussfaktoren auf das autogene Schwinden	186
2.2.1.5	Vorhersage der Größe und des Verlaufes des autogenen Schwindens	188
2.2.2	Trocknungsschwinden	191
2.2.2.1	Ursachen	192
2.2.2.2	Auswirkungen	194
2.2.2.3	Vorhersage der Größe und des Verlaufes des Schwindens bei Austrocknung	195
2.2.3	Schwinden des Zementsteines im Gefüge	199
2.2.4	Überlagerung von autogenem und Trocknungsschwinden	201
2.2.5	Verminderung des Schwindens des Betons (Schwindarmer Beton)	205
2.2.5.1	Betontechnologische Optimierung der Zusammensetzung	205
2.2.5.2	Schwindreduzierte Bindemittel	206
2.2.5.3	Schwindreduzierende Zusätze	208

2.2.5.4	Innere Nachbehandlung	209
2.2.5.5	Wertung der Kombination schwindreduzierender Maßnahmen	211
2.2.5.6	Schwindungskompensierte Betone	212
2.2.5.7	Konstruktive Maßnahmen zur Verringerung schwindbedingter Rissbildung	214
2.2.6	Prüfmethoden zur Erfassung des Dehnungs- und Rissverhaltens	214
2.2.6.1	Erfassung der chemischen und autogenen Deformationen im jungen Beton	214
2.2.6.2	Ermittlung des Trocknungsschwindens	216
2.2.6.3	Verfolgen der Rissentwicklung infolge frühen Schwindens	216
2.2.7	Karbonatisierungsschwinden	217
2.2.8	Thermisch bedingte Dehnungen	218
2.3	Nachbehandlung und Schutz des erhärtenden Betons	221
2.3.1	Nachbehandlung als Regel der Technik	223
2.3.2	Frühzeitiges Austrocknen	223
2.3.2.1	Verdunsten des Anmachwassers	224
2.3.2.2	Einflüsse auf die Verdunstung und den Wasserhaushalt im Beton	226
2.3.2.3	Auswirkungen der Verdunstung auf die Bauteilfeuchte	228
2.3.2.4	Schutzmaßnahmen gegen vorzeitiges Austrocknen	232
2.3.2.5	Beginn und Dauer der Nachbehandlung	235
2.3.2.6	Überprüfung der Wirksamkeit der Nachbehandlungsmaßnahmen	239
2.3.2.7	Kontrolle der Durchführung der Nachbehandlung	241
2.3.3	Schutz gegen zu schnelle Abkühlung und zu niedrige Temperaturen	243
2.3.4	Schutz des erhärtenden Betons vor Schwingungen und Erschütterung	244
2.3.5	Chemischer Angriff auf jungen Beton	246
2.4	Festigkeit und Festigkeitsentwicklung des Betons	246
2.4.1	Bedeutung der Kenntnis der Festigkeitsentwicklung des Betons	248
2.4.2	Einflüsse auf die Druck- und Zugfestigkeit	249
2.4.3	Druckfestigkeit des Betons und dessen zeitliche Entwicklung	250
2.4.3.1	Kurzzeitdruckfestigkeit des Betons	250
2.4.3.2	Einflussfaktoren auf die Festigkeitsentwicklung	251
2.4.3.3	Richtwerte zur Abschätzung der Festigkeitsentwicklung	255
2.4.3.4	Mathematische Beschreibung der Festigkeitsentwicklung	256
2.4.4	Zugfestigkeit und deren Entwicklung	259
2.4.4.1	Kurzzeitzugfestigkeit des Betons	259
2.4.4.2	Beziehungen zwischen Zug- und Druckfestigkeit des Betons	261
2.4.4.3	Zeitliche Entwicklung der Zugfestigkeit	262
2.4.4.4	Zugfestigkeit im Bauteil und bei Dauerbeanspruchung	264
2.4.5	Auswirkungen der Erhärtungstemperatur auf das Festigkeitsverhalten	265
2.4.6	Festigkeitskenngrößen in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad	268
2.5	Formänderungen des Betons unter Einwirkung von Spannungen	271
2.5.1	Spannungs-Dehnungs-Beziehung und Elastizitätsmodul	272
2.5.1.1	Definition und Bestimmung des Elastizitätsmoduls	272
2.5.1.2	Einflussfaktoren auf den Elastizitätsmodul	276
2.5.1.3	Rechenwerte für den Elastizitätsmodul	277

2.5.1.4	Zeitliche Entwicklung des Elastizitätsmoduls	279
2.5.2	Querdehnung	281
2.5.3	Zugbruchdehnung des Betons	281
2.5.4	Kriechen und Relaxation	285
2.5.4.1	Definition des Kriechens und der Relaxation	285
2.5.4.2	Auswirkungen von Kriechen und Relaxation	286
2.5.4.3	Einwirkungen auf den Verlauf und die Größe der viskoelastischen Verformungen	287
2.5.4.4	Anteile und Verlauf des Kriechens	289
2.5.4.5	Vorhersage der Kriechverformung erhärtenden Betons bei konstanter Belastung	289
2.5.4.6	Kriechen bei jungem Beton	292
2.5.4.7	Ermittlung des Spannungsabbaues durch Relaxation	294
2.5.4.8	Kriechen und Relaxation bei veränderlicher Spannung während der Erhärtung	297
2.6	Einschätzung des Zustandes der Festigkeitsbildung im erhärtenden Bauteil	299
2.6.1	Temperaturgesteuerte Erhärtung von Prüfkörpern	300
2.6.2	Physikalische Reifemesser	301
2.6.3	Abschätzung der Festigkeitsentwicklung über die Reife	302
2.6.3.1	Grundlage des Reife-Konzeptes	302
2.6.3.2	Temperatur-Zeit-Beziehungen	305
2.6.3.3	Kalibrierung des Zusammenhanges zwischen Temperatur, Zeit und Festigkeit	310
2.6.3.4	Reife-Computer	311
2.6.4	Einsatz von Prüfverfahren am Bauteil	312
2.7	Frühzeitige Belastungen des erhärtenden Betons und Ausschalfrieten	313
2.7.1	Ausrüsten und Ausschalen	313
2.7.2	Zwangsspannungen und Rissbildung während der Erhärtung	317
2.8	Prüfung der Festigkeit des Betons an Bauteilen und am Bauwerk	318
2.8.1	Beurteilung der Bauteilfestigkeit durch Bohrkerne	319
2.8.2	Indirekte (zerstörungsfreie) Prüfverfahren	321
2.8.2.1	Rückprallprüfung	322
2.8.2.2	Kugelschlagprüfung	326
2.8.2.3	Ultraschallmesstechnik	327
2.8.2.4	Impact-Echo-Messtechnik	329
2.8.3	Zerstörungsarme Prüfverfahren	329
2.8.4	Zugfestigkeit von Betonoberflächen (Abreibversuch)	331
2.8.5	Detektion von Gefügestörungen und Hohlstellen	332
2.8.5.1	Einsatz des Georadars	332
2.8.5.2	Anwendung der aktiven Infrarot-Thermografie	332
2.9	Literatur	333

3	Zwangsspannungen und Rissbreitenbeschränkung	345
3.1	Temperaturverlauf und Temperaturverteilung in Betonbauteilen	346
3.1.1	Wärmeentwicklung der Zemente	346
3.1.2	Thermische Kenngrößen und äußere Randbedingungen	349
3.1.3	Adiabatische Temperaturentwicklung im Bauteil	351
3.1.4	Temperaturverlauf im gleichmäßig erwärmten Bauteil	352
3.1.5	Abschätzung der Temperaturdifferenzen zwischen Bauteilrand und -kern	355
3.1.6	Berechnung der Temperaturverteilung und des Temperaturverlaufes in Bauteilquerschnitten	357
3.1.7	Beispiele für den Verlauf der mittleren Bauteiltemperatur und Temperaturdifferenzen	357
3.1.7.1	Verlauf der mittleren Bauteiltemperatur	357
3.1.7.2	Temperaturdifferenzen	360
3.1.8	Abschätzung von Temperaturverhältnissen in Bauteilen	362
3.1.9	Messung der Temperaturen und Spannungen im Bauteil	363
3.2	Ursachen und Maßnahmen zur Verminderung der Zwangsbeanspruchungen	365
3.2.1	Ursachen der lastunabhängigen Zwangsbeanspruchungen während der Erhärtung	366
3.2.2	Bauteilbezogene Zwangsspannungssituationen	371
3.2.2.1	Deckenkonstruktionen	372
3.2.2.2	Wandkonstruktionen	374
3.2.2.3	Wände und Decken mit Öffnungen	378
3.2.2.4	Verbindung von Bauteilen aus Alt- und Neubeton	379
3.2.2.5	Boden- und Sohlplatten	379
3.2.3	Überschlägige Beurteilung der Zwangsspannungssituation	382
3.2.3.1	Berechnung der Zwangsspannungen in Zeitschritten (Tabellenkalkulation)	382
3.2.3.2	Abschätzung der Zwangsspannungen mit sehr vereinfachenden Annahmen	385
3.2.4	Messung der Verformungen und der Zwangsspannungen während der Baudurchführung	386
3.2.5	Maßnahmen zur Verminderung der Zwangsspannungen	389
3.2.5.1	Steuerung der Temperaturverhältnisse im Bauteil	390
3.2.5.2	Optimierung der Betonzusammensetzung	393
3.2.5.3	Konstruktive Maßnahmen zur Reduzierung der Behinderung der erhärtenden Betonbauteile	397
3.2.6	Kriterien der Rissicherheit	399
3.2.6.1	Deterministische Nachweisführung	399
3.2.6.2	Probabilistisches Nachweiskonzept	401
3.3	Rissbreitenbegrenzung durch Bewehrung	403
3.3.1	Vorgänge bei der Rissbildung im Stahlbetonbauteil	404

3.3.2	Ermittlung der Mindestbewehrung und Nachweis der Rissbreitenbeschränkung	407
3.3.2.1	Bestandteile der Nachweisführung	407
3.3.2.2	Risszustand	412
3.3.2.3	Berechnung der Rissbreite	413
3.3.2.4	Begrenzung der Rissbreite ohne direkte Berechnung (vereinfachter Nachweis nach DIN 1045-1, 11.2.3)	416
3.3.2.5	Rissbreitenbegrenzende Bewehrung bei Eigenspannungen	419
3.3.2.6	Ermittlung der rissbreitenbegrenzenden Bewehrung (direkte Berechnung nach DIN 1045-1, Abschnitt 11.2.4)	420
3.3.2.7	Nachweis der Einhaltung der rechnerischen Rissweite w_k	423
3.3.2.8	Rissbreitenbegrenzung in Elementwänden und -decken	424
3.3.3	Ursachen unverträglicher Rissbreiten	424
3.3.4	Regelungen zur Rissbreite	425
3.3.4.1	Definition der rechnerischen Rissbreite	425
3.3.4.2	Messung von Rissbreiten	428
3.3.4.3	Auswertung der Rissbreiten am Bauwerk	429
3.4	Literatur	431
4	Zusammenstellung von Regelwerken	435
4.1	Normen für Beton, Stahlbeton und Spannbeton	435
4.2	Richtlinien, zusätzliche Vorschriften	435
4.3	Prüfnormen und Prüfvorschriften	436
4.3.1	Zement	436
4.3.2	Frischbeton	436
4.3.3	Festbeton, Faserbeton, Beton in Bauwerken	436
4.4	Sonstige Normen	437

1 Hydratationsvorgänge und Strukturentwicklung im Beton

Durch die Reaktion der Klinkermineralien, der Zusatzstoffe und der in der Betonmischung enthaltenen Zusatzstoffe mit dem Anmachwasser entstehen wasserunlösliche Hydratationsprodukte, die die Struktur des Zementsteines bilden. Der Zementstein umschließt und verbindet die Gesteinskörnung, so dass ein zusammenwirkendes Gefüge des Betons entsteht.

Der gesamte komplexe Vorgang der Reaktionen des Zementes mit Wasser, der Wasserbindung und der Erhärtung wird als Hydratation bezeichnet. Der Begriff Hydratation wird unabhängig davon verwendet, in welcher Weise das Wasser mit den Ausgangsstoffen reagiert und in welcher Form das Wasser in den Hydratationsprodukten gebunden ist.

Sämtliche technisch wichtigen Eigenschaften des Betons, wie mechanische Kenngrößen, Schwinden und Dauerhaftigkeit, stehen mit der Entstehung, Struktur und Veränderung des Zementsteines in enger Verbindung und können darauf zurückgeführt werden. Untersuchungen dieser Zusammenhänge sind deshalb der Schwerpunkt der materialwissenschaftlichen Forschungen über den Baustoff Beton. Die Kenntnis der Wasserbindung und der Volumenentwicklung der Hydrate sowie der Porosität erlauben eine Prognose über das grundsätzliche Verhalten bei mechanischen Beanspruchungen und chemischen Einwirkungen. Der Hydratationsprozess liefert weiterhin Angaben zur Wärmeentwicklung, die für eine Reihe von Bauaufgaben von Bedeutung ist. Die Kenntnisse über die Hydratationsvorgänge auf der Mikroebene des Zementsteines können deshalb durchaus eine Hilfe sein, betontechnische Sachverhalte zu erklären, begründete Vorhersagen über die zu erwartenden Eigenschaften zu treffen und Schäden zu vermeiden.

Diese Betrachtungsweise schließt die chemisch-mineralogische Untersuchung der Umsetzung des Zementes in die Hydrate ein und beinhaltet die Beschreibung des Hydratationsvorganges sowie der Volumenentwicklung im Zementstein. Die Kompliziertheit und Komplexität der Hydratation und des Aufbaues der neuen Hydratstruktur zwingt zur Verwendung von Hydratations- und Strukturmodellen, die die jeweiligen Sachverhalte möglichst realitätsnah, aber sehr vereinfacht beschreiben.

Bei den Untersuchungen zum Beton hat sich eine nach der Größenordnung der Strukturelemente gestaffelte Betrachtungsweise bewährt (Bild 1.1). Damit ist eine Methodik an die Hand gegeben, die erkannten Gesetzmäßigkeiten der jeweiligen Betrachtungsebene zur Erklärung der Eigenschaften der nächst höheren Ebene heranzuziehen. Aus Bild 1.1 wird beispielsweise deutlich, dass selbst die elementaren Vorgänge auf Nanoebene die Eigenschaften des Betons beeinflussen.

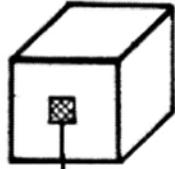
<p>Makro-Ebene</p> <p>(mm → m)</p>		<p><u>Prüfkörper und Bauteile</u></p> <p>Beton als homogener Baustoff</p> <p>Eigenschaften durch statistisch ermittelte Kenngrößen definiert</p>
<p>Meso-Ebene</p> <p>(mm)</p>		<p><u>Betonstruktur</u></p> <p>Größere Gesteinskörnungen in homogene Mörtelmasse eingebettet</p> <p>Störungen durch Risse</p> <p>Besondere Bedeutung der ITZ</p>
<p>Mikro-Ebene</p> <p>(µm)</p>		<p><u>Mörtelmatrix</u></p> <p>Feine Körnungen als disperse Phase im homogen betrachteten Zementstein</p> <p>Störungen durch Luft- und Verdichtungs-poren, lokale Risse</p>
		<p><u>Zementsteinmatrix</u></p> <p>Poröses Sytem im µm-Bereich Homogene Feststoffphase Gefügeelemente: Hydrate, nicht hydratisierte Zementreste, Feinstoffe, Kapillar- und Schrumpfporen</p>
<p>Nano-Ebene</p> <p>(nm → µm)</p>		<p><u>Zementstein als kolloidales System</u></p> <p>Kristalline und (röntgen-) amorphe Hydratationsprodukte Physik der Kolloide, Kristalle; Nanostrukturen; "Münchner Modell"</p>

Bild 1.1 Betrachtungsebenen zur Erklärung der Eigenschaften des zementgebundenen Betons

1.1 Stoffliche Charakteristika der Zemente

Die chemischen und physikalischen Eigenschaften des Zementklinkers und weiterer Hauptbestandteile der Portlandkompositzemente bestimmen die Zusammensetzung der Hydrationsprodukte und den Ablauf der Hydratation.

1.1.1 Chemische und mineralogische Zusammensetzung der Klinkerphasen

Die Bestandteile des Portlandzementes sind hauptsächlich die Klinkerphasen C_3S ¹⁾ (Trikalziumsilikat) und C_2S (Dikalziumsilikat), die als silikatische Komponenten einen Anteil von 75–80 M.-% besitzen sowie die aluminatischen Klinkerminerale C_3A (Trikalziumaluminat) und C_4AF (Kalziumaluminatferrit), deren Anteil i. M. etwa bis 20 M.-% beträgt. Diese Hauptphasen bilden das Klinkerkonglomerat (Bild 1.2). Als Erstarrungsregler werden Gips ($CaSO_4 \cdot 2 H_2O$) und/oder Anhydrit ($CaSO_4$) zugegeben.

Die Alkalien K_2O und Na_2O (etwa 1–2 M.-%) sind als Fremdmoleküle in den Klinkerphasen oder vornehmlich als Alkalisulfate enthalten. Weiterhin sind Fremdmoleküle, wie besonders MgO , in den Klinkerphasen vorhanden. Das bei der industriellen Herstellung mit Fremdmolekülen dotierte C_3S wird als Alit, das C_2S als Belit bezeichnet.

Zur Bestimmung der Anteile der einzelnen Klinkerphasen hat R.H. Bogue Formeln entwickelt, die eine Berechnung der mineralogischen Bestandteile aus der chemischen Analyse des Klinkers ermöglichen (Tabelle 1.1). Dazu wurden Annahmen getroffen, die die Verhältnisse der Herstellung des Zementes und der Bildung der Klinkerphasen nicht exakt berücksichtigen. Beispielsweise wurde eine langsame Kühlung der Klinkerschmelze und dass die Kristallisation der Phasen im Gleichgewicht erfolgt vorausgesetzt. Tatsächlich vollzieht sich die Abkühlung vergleichsweise rasch, so dass eine wechselseitige Einlagerung von Femdoxiden stattfindet. Die Berechnungen berücksichtigen weiterhin nicht die Alkalien, MgO usw. Nähere Erläuterungen dazu siehe [1.1]. Verbesserungen sind mehrfach versucht worden, z. B. von Taylor (Tabelle 1.1). Insofern sind die Berechnungsergebnisse nur mit gewissen Abweichungen zutreffend. Es ist jedoch üblich, auf diese Weise erhaltene Daten zu verwenden.

Eine Verbesserung der Angaben zur mineralogischen Zusammensetzung der Zemente sowie weiterer Zusatzstoffe im Beton ist experimentell durch lichtmikroskopische Beurteilung (an polierten und geätzten Anschliffen; stoffliche Unterscheidung durch Fluoreszenz- bzw. Reflexionsanalyse) oder rasterelektronenmikroskopische Untersuchung sowie mittels quantitativer Röntgenphasenanalyse (Rietveld-Analyse bzw. deren Verfeinerung) möglich (ausführliche Darstellung [1.2], Anwendung z. B. in [1.3]), die auch zunehmend in der Zementindustrie zur Qualitätskontrolle der Klinkerproduktion eingesetzt wird [1.4]. Mit der digitalen Bildanalyse wird dann eine quantitative Aussage über den Mineral-

¹⁾ In der Zementchemie werden folgende Abkürzungen für die Klinkerminerale verwendet:

C = CaO	S = SiO ₂	A = Al ₂ O ₃	H = H ₂ O	F = Fe ₂ O ₃
$C_3S = 3 CaO SiO_2$		$C_2S = 2 CaO SiO_2$		$C_3A = 3 CaO Al_2O_3$
$C_4AF = 4 CaO Al_2O_3 SiO_2 Fe_2O_3$		Cs = CaSO ₄		CH = Ca(OH) ₂

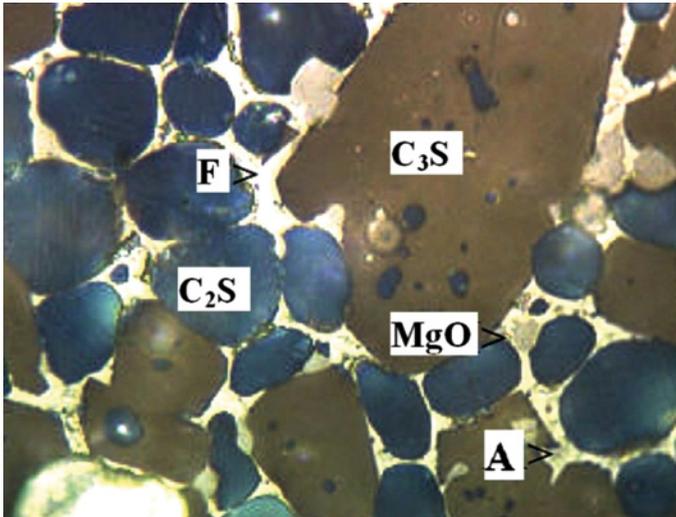


Bild 1.2 Anwendung der fluoreszierenden Auflichtmikroskopie zur Untersuchung des Aufbaues der Zementklinkerpartikel (Beispiel: Referenzklinker des NIST No. 8486, aus [1.5] Bildbreite 250 μm)

bestand des Klinkers bzw. des Zementes vorgenommen. Ein Beispiel für die Anwendung der Lichtmikroskopie ist in Bild 1.2 zu sehen.

Klinkermineralien (X_i) ^{b)}	Beiwerte b_i			
	CaO_{eff} ^{a)}	SiO_2	Al_2O	Fe_2O_3
C_3S	4,071 (4,641)	-7,602 (-8,839)	-6,719 (-7,095)	-1,430 (-1,555)
C_2S	-3,071 (-3,724)	8,602 (10,295)	5,068 (5,344)	1,079 (1,066)
C_3A	- (0,118)	- (-0,369)	2,650 (3,670)	-1,692 (-3,955)
C_4AF	- (-0,023)	- (-0,056)	- (-0,867)	3,043 (5,621)

a) $\text{CaO}_{\text{eff}} = \text{CaO} - 0,7 \text{SO}_3 - \text{CaO}_{\text{frei}}$

b) Klinkermineral $X_i = \sum b_i m_i$ m_i = Masse-% der Bestandteile b_i der chemischen Analyse
 1 g SO_3 bindet 0,7 g CaO und ergibt 1,7 g CaSO_4 1 g CaSO_4 bindet 1,98 g C_3A im Monosulfat

Tabelle 1.1 Beiwerte b_i zur Berechnung der Anteile der Klinkerphasen nach Bogue und Taylor (Werte in Klammern und kursiv: Beiwerte nach Taylor [1.4])

Beispiel:

CaO	65,8 %
SiO ₂	21,5 %
Al ₂ O ₃	7,1 %
Fe ₂ O ₃	3,4 %
MgO	0,8 %
SO ₃	0,5 %
K ₂ O, Na ₂ O	0,9 %
CaO _{frei}	0,4 %
Summe	100,4 %

$$\text{CaO}_{\text{eff}} = 65,8 - 0,7 \cdot 0,5 - 0,4 = 65,05 \%$$

$$\begin{aligned} \text{C}_3\text{S} &= 4,071 \cdot 65,05 - 7,602 \cdot 21,5 - 6,719 \cdot 7,1 - 1,430 \cdot 3,4 \\ &= 48,8 \% \quad (\text{nach Taylor: } 56,5 \%) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{C}_2\text{S} &= -3,071 \cdot 65,05 + 8,602 \cdot 21,5 + 5,068 \cdot 7,1 + 1,079 \cdot 3,4 \\ &= 24,8 \% \quad (\text{nach Taylor: } 20,7 \%) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{C}_3\text{A} &= 2,650 \cdot 7,1 - 1,692 \cdot 3,4 \\ &= 13,1 \% \quad (\text{nach Taylor: } 12,4 \%) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{C}_4\text{AF} &= 3,043 \cdot 3,4 \\ &= 10,4 \% \quad (\text{nach Taylor: } 10,3 \%) \end{aligned}$$

$$\text{Silikatische Phasen} = 48,8 + 24,8 = 73,6 \% \quad (\text{nach Taylor: } 77,2 \%)$$

$$\text{Aluminatische Phasen} = 13,1 + 10,4 = 23,5 \% \quad (\text{nach Taylor: } 22,7 \%)$$

$$\text{Summe Analyse} = 97,1 \% \quad (\text{nach Taylor: } 99,7 \%)$$

Die Ergebnisse zeigen, dass vor allem Differenzen im Anteil der beiden silikatischen Phasen auftreten. Da sich dadurch die Eigenschaften nicht gravierend unterscheiden, sind die Ungenauigkeiten nicht so bedeutsam, wie zunächst anzunehmen.

1.1.2 Chemismus der weiteren Zementbestandteile

Bei der Herstellung des Zementes werden latent-hydraulische und puzzolanische Stoffe, die sich an den chemischen Erhärtungsreaktionen beteiligen, als weitere Hauptbestandteile verwendet.

Der wesentlichste latent-hydraulische Stoff ist die bei der Stahlherstellung anfallende Hochofenschlacke, die durch schnelle Abkühlung glasig erstarrt und feingemahlen wird (in Deutschland als Hüttensand bezeichnet). Der Glasgehalt entscheidet über die Reaktionsfähigkeit, er liegt bei den verwendeten Hüttensanden bei 90–95 %. Mindestwerte für den Glasgehalt sind deshalb vorgeschrieben. Die chemische Zusammensetzung variiert in Abhängigkeit von Erz und Zuschlägen und weist i.M. die Werte der Tabelle 1.2 auf. Ein Zusammenhang zwischen chemischer Zusammensetzung und Hydraulizität ist nicht eindeutig [1.6].

In Deutschland wird Hüttensand nur als Bestandteil des Zementes verwendet, in anderen Ländern auch als Bestandteil der Frischbetonmischung getrennt zugegeben.

Puzzolanische Stoffe sind natürlichen Ursprungs (verfestigte vulkanische Aschen wie Trass und Tuff oder Kieselgur aus fossilen Schalentieren) oder künstlich entstanden (Flugasche, Silikastaub und Ziegelmehl). Flugasche fällt als feinkörniger Verbrennungsrückstand in den Reinigungsanlagen der Kraftwerke beim Einsatz der Stein- oder Braunkohle an. Silikastaub ist ein Rückstand des Siliziums und Siliziumlegierungen, der aus dem dampfförmigen SiO kondensiert.

Hydraulisch wirksamer Bestandteil ist reaktionsfähiges Siliziumdioxid, das bei Flugaschen glasartige Struktur und bei allen puzzolanischen Stoffen amorphen Charakter besitzt.

Als weiterer Zusatzstoff wird Metakaolin eingesetzt, das durch Dehydratation von Kaolin entsteht. Das Tonmineral Kaolin wird durch hohe Temperaturen in eine quasi-amorphe Matrix umgewandelt, die überwiegend aus reaktionsfähigem Silizium- und Aluminiumoxid besteht.

	CaO	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	MgO, Na ₂ O, K ₂ O
Zementklinker	60–70	20–25	4–7	0,2–5	1–6
Hüttensand	35–45	30–40	10–16	0,1–1	0,8–5,5
natürliche Puzzolane (D, I, GR)	4–9	45–64	13–20	4–10	6–12
Flugasche (Steinkohle, D)	0,5–10	35–53	21–30	5–12	3,5–12
Flugasche (Braunkohle, D rheinisch / sächsisch)	20–45 1–54	4–40 16–61	1–13 3–38	7–12 3–21	3,5–13 0–5
Metakaolin		45–60	40–50	< 0,5	0,5–1,5
Silikastaub Mikrosilika Nanosilika	0,2–0,4 0,2	85–98 > 99	0,1–0,4 –	0,2–0,8 0,3	0,2–0,3 –

Tabelle 1.2 Chemische Zusammensetzung des Zementklinkers und weiterer Hauptbestandteile bzw. Zusatzstoffe im Beton (nach versch. Angaben)

1.1.3 Physikalische Eigenschaften der Zemente

Die Partikelform und -verteilung bestimmt sehr wesentlich die Geschwindigkeit der Reaktion. Über eine entsprechende Aufmahlung (Mahlfeinheit des Zementes [cm^2/g ; bzw. m^2/kg], Kornverteilung) wird die erforderliche Frühfestigkeit und die Normfestigkeit sichergestellt. Beide Kenngrößen müssen im Zusammenhang betrachtet werden, da verschiedene Korngrößenverteilungen eine übereinstimmende spezifische Oberfläche besitzen können. Angaben zu den spezifischen Werten sind in Tabelle 1.3 enthalten.

Die massebezogene Oberfläche wird im Allgemeinen über die Messung der Luftmenge bestimmt, die in einer normativ festgelegten Zeit ein Zementbett durchströmt. Aus dem Messwert wird unter Einbeziehung der Randbedingungen (Porosität, Dichte des Zementes, Viskosität der Luft) der so genannte Blaine-Wert berechnet.

Die Erfassung des Kornbandes kann lasergranulometrisch oder durch die Sedimentations- und Siebanalysen vorgenommen werden, bei letzteren auf gröbere Kornklassen beschränkt. Das Kornband zeigt die typische S-förmige Summenkurve, die einer RRSB-Verteilung entspricht (nähere Darlegungen mit mathematischer Beschreibung der Kornverteilung in [1.7]). Eine Zusammenstellung von in Deutschland üblichen Kornbändern ist in Bild 1.3 zu finden. Daraus geht hervor, dass die Verteilungen in der Form weitestgehend übereinstimmen und in einem relativ begrenzten Bereich zu streuen scheinen. Die mittleren Durchmesser (d_{50} [μm]) sind jedoch in dem reaktionsrelevanten Partikelabschnitt breit gefächert und liegen (ohne Silika) zwischen etwa 5 und 25 μm .

Mit der Verwendung von Silikastaub (engl. silica fume, silica dust) ist eine drastische Verringerung der Partikeldurchmesser und Veränderung der Reaktionsgeschwindigkeit eingetreten. Neuere Entwicklungen sind Nanostäube, die ultrafein sind und als kolloidales Silizium eingesetzt werden (UFACS). Silikastaub wird pulverförmig und als Suspension (engl. slurry) angeboten. In Deutschland wird wegen der einfacheren Handhabbarkeit i. d. R. Silikastaubsuspension, z. B. mit 50 M.-% Feststoff und 50 M.-% Wasser, eingesetzt. Die Partikeldurchmesser und spezifischen Oberflächen sind in Tabelle 1.3 angegeben. Die Zementbestandteile unterscheiden sich auch in der Morphologie und dadurch auch im Reaktionsverhalten. Während gemahlener Zementklinker und Hüttensand gebrochene, splittrige Partikel besitzen, sind Silikastaub und Flugaschepartikel kugelförmig; letztere teilweise hohl oder mit kleineren Kugeln gefüllt (Bild 1.4).

	Zement- klinker	Hütten- sand	Flug- asche	Meta- kaolin	Mikro- silika	Nano- silika
Oberfläche (BET) [m^2/g]	0,25 – 0,55 ¹⁾	0,3–0,4	0,4–0,7	11,0 –25,0	3,3–8,0	18,0 –23,0
Partikeldurch- messer [μm]	1–80	1–200	0,1–40	2–15	< 0,01 –1	0,001 –0,05
Mittlerer Durchmesser [μm]	15	10–20	20	4,5	0,1	0,015

¹⁾ CEM I 32,5 R – $S_2 = 300 \text{ m}^2/\text{kg}$; CEM I 42,5 R – $S_2 = 420 \text{ m}^2/\text{kg}$; CEM I 52,5 R – $S_2 = 550 \text{ m}^2/\text{kg}$

Tabelle 1.3 Angaben zur Mahlfineinheit der Zementbestandteile und Zusatzstoffe im Beton

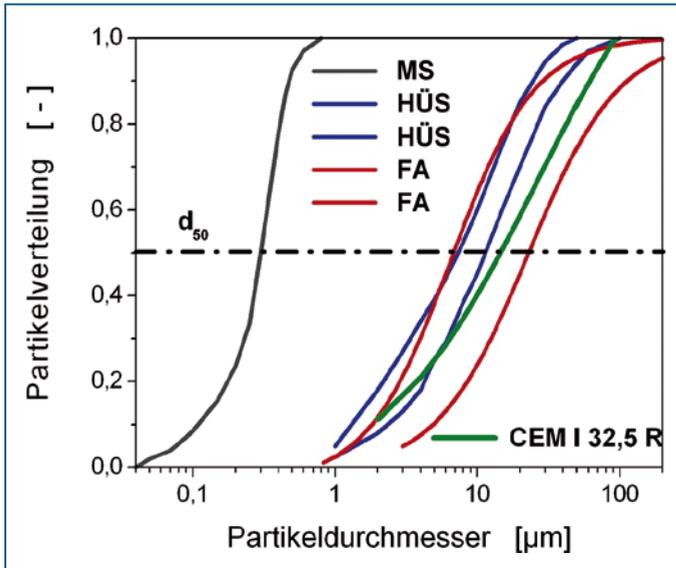


Bild 1.3 Partikelverteilungen eines CEM I 32,5 [1.8], [1.9], von 23 Flugaschen [1.10] mit dem unteren und oberen Grenzwerten sowie Hüttensand [1.8], [1.11] und Mikrosilika [1.9]

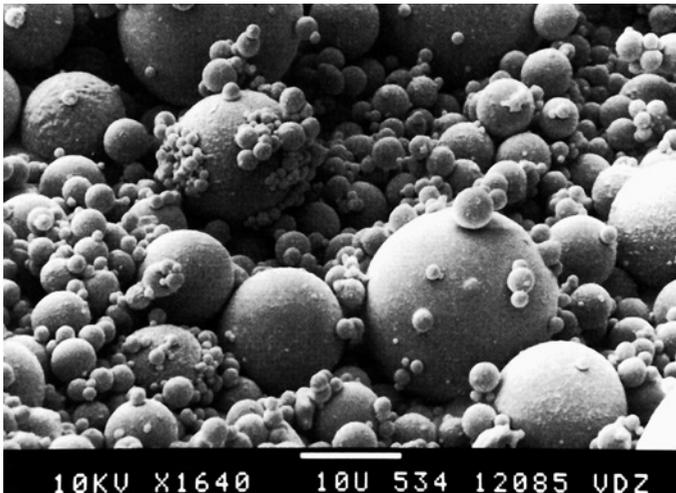


Bild 1.4 Rasterelektronenmikroskopische Aufnahme kugelförmiger Flugaschepartikel (Aufnahme: Forschungsinstitut der Zementindustrie des VDZ, Düsseldorf; aus [1.7])

1.2 Mechanismus und Ablauf der Hydratation

Der Hydratationsprozess vollzieht sich in Abhängigkeit von vielfältigen Stoff- und Zustandsgrößen (z. B. Klinkerzusammensetzung, Mahlfineinheit des Zementes, Nebenbestandteile des Zementes, chemische Zusatzmittel, Temperatur und Druck) sowie weiteren Randbedingungen (z. B. Wasserzementwert). Diese Faktoren bestimmen den Verlauf der Umsetzung des Zementes sowie die Struktur und Zusammensetzung der Hydrate. Die chemischen Vorgänge bei der Hydratation werden im Allgemeinen vereinfacht durch Standardreaktionen beschrieben, die an die Stelle der vielfältigen und teilweise komplizierten Verbindungen treten.

Bei der Hydratation des Zementklinkers reagieren die einzelnen mineralogischen Bestandteile an der Oberfläche der Zementpartikel anfänglich differenziert, dann aufgrund der Verteilung der einzelnen Klinkerphasen und der Wechselwirkungen weitgehend gleichmäßig. Die puzzolanischen und latent-hydraulischen Hauptbestandteile des Zementes werden durch die entstehende Porenlösung aktiviert und reagieren mit dem Anmachwasser parallellaufend zur Hydratation des Klinkers.

1.2.1 Hydratationsreaktionen und Morphologie der Hydrate

Zur Beschreibung des Hydratationsvorganges dienen Reaktionsgleichungen, bei denen vereinfachend angenommen wird, dass die einzelnen Zementpartikel jeweils nur eine mineralogische Zusammensetzung haben, die wechselseitige Beeinflussung der Hydratation der Klinkerphasen unabhängig von der Konzentration der Stoffe erfolgt und Hydrate definierter chemischer Zusammensetzung entstehen. Der reale Hydratationsvorgang ist

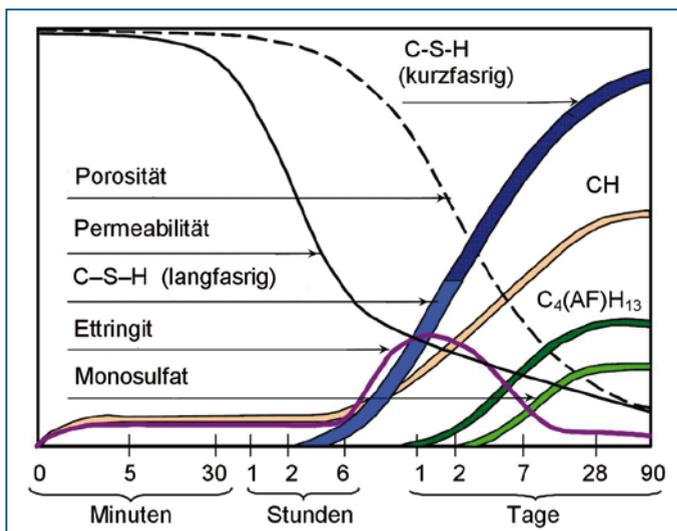
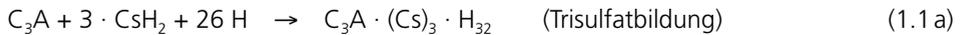


Bild 1.5 Schematische Darstellung der Entwicklung der einzelnen Hydratphasen bei der Hydratation des Zementes (nach Richartz und Stark)

jedoch durch eine außerordentliche Komplexität gekennzeichnet, so dass die Berechnungen eine sehr starke Vereinfachung des tatsächlichen Reaktionsmechanismus darstellen.

Hydratation der aluminatischen Klinkerphasen

Bereits wenige Minuten nach dem Anmachen reagiert C_3A sehr heftig mit dem umgebenden Wasser und dem darin gelösten Anhydrit (Kalziumsulfat). Dabei wird zunächst das sulfatreichere Hydratationsprodukt $C_3A(Cs)_3H_{32}$ Trisulfat (Ettringit) gebildet, das die Oberfläche der Zementkörner mit einer feinkristallinen, nadelförmigen Struktur bedeckt und dadurch die weitere Reaktion verhindert (1.5). Die erstarrungsregulierende Wirkung des Anhydrits hält bei Raumtemperatur bis zu mindestens einer Stunde an.



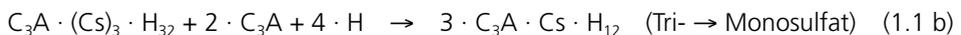
Die neu gebildeten Reaktionsprodukte behindern die Beweglichkeit der Zementpartikel unwesentlich, so dass die Konsistenz nur geringfügig steifer geworden und die Verarbeitung des Frischbetons weiterhin gegeben ist. Die anfängliche Induktionsperiode ist nach ca. 15 Minuten beendet und leitet die Ruheperiode ein.

In den folgenden Stunden findet eine Umkristallisation des Trisulfates bei gleichzeitigem Aufbrechen des bedeckenden Belages statt. Die jetzt gebildeten größeren und nadelförmigen Kristalle können den Anmachwasserraum an einzelnen Stellen überbrücken und die Beweglichkeit des Zementleimes und des Feinzuschlages blockieren. Damit setzt das normgemäße Erstarren frühestens eine Stunde nach dem Anmachen ein.

Diese anfänglichen Strukturen werden durch Rühren der Mischung, wie beispielsweise im Transportbeton-Fahrmischer, zerstört, so dass die Beweglichkeit aufrechterhalten bleibt bzw. wiederhergestellt werden kann.

Einfluss auf den Mechanismus der Erstarrungsregelung kann die Zumischung von hydraulisch aktiven aluminathaltigen Zusatzstoffen haben oder die Verwendung von Betonzusatzmitteln, die das Lösungsverhalten des Kalziumsulfates oder die Reaktionsfähigkeit der aluminathaltigen Klinkerbestandteile verändern.

Die Umsetzung von C_3A zu Trisulfat findet so lange statt, bis das im Anmachwasser gelöste Kalziumsulfat (Gips, Anhydrit) verbraucht ist. Danach wird das bereits gebildete Trisulfat durch Reaktion mit den in Lösung gehenden restlichen aluminatischen Bestandteilen zu Monosulfat umgewandelt. Diese Reaktionen setzen ungefähr nach dem 1. Tag ein (Bild 1.5).



Bei Ettringit bilden sich durch Einlagerung der Ionen weiterer Stoffe Varianten in der Zusammensetzung aus, die insgesamt als Aft-Phasen bezeichnet werden.

Ettringit kann bei Rückgang der Feuchte entwässert werden, ändert dabei die äußere Form jedoch nicht. Eine Rehydrierung kann stattfinden und die Kristallstruktur sich dabei zurückbilden.

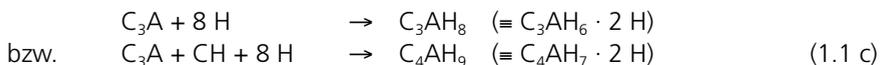
Die sulfatärmeren Hydrate, die zusammenfassend als AFm-Verbindungen bezeichnet werden, treten unter den üblichen Trocknungsbedingungen hauptsächlich als $C_3A(Cs)H_{12}$ (Monosulfat) auf und kristallisieren, wenn genügend freier Anmachwasserraum zur Verfügung steht, ebenfalls in hexagonalen Tafeln. Im späteren Verlauf der Hydratation, wenn nur noch kleine Hohlräume im Gefüge zur Verfügung stehen, sind die AFm-Phasen sehr feinkörnig und schlecht kristallisiert.

Das zur Erstarrungsregulierung zugesetzte Kalziumsulfat sollte nach 12 Stunden verbraucht sein, da sonst Tri- und Monosulfat noch im bereits erhärteten Zementstein gebildet werden und der aus der Volumenvergrößerung resultierende Kristallisationsdruck Schäden in der Mikrostruktur hervorruft und die Festigkeit vermindern würde. Aus diesem Grund ist der Sulfatzusatz in den Zementen begrenzt.

Ist der Gips verbraucht, bilden sich bei der weiteren Hydratation der aluminatischen Phasen des Klinkers in Anwesenheit von $Ca(OH)_2$ aus der Lösung Kalziumaluminathydrate C-A-H bzw. C-(A,F)-H. Die Bezeichnungen weisen darauf hin, dass Verbindungen unterschiedlicher Stöchiometrie entstehen können.

Anfänglich und bei Aufrechterhaltung eines größeren Wasserangebotes und in Anwesenheit von Kalziumhydroxid werden wasserreichere Neubildungen mit unterschiedlich fester Bindung der Wassermoleküle aufgebaut ($C_3AH_{12} \equiv C_3AH_6 \cdot 6H$). Im weiteren Verlauf der Hydratation und abnehmendem Wassergehalt entstehen wasserärmere Hydrate aus der Lösung oder durch Umlagerung bzw. Trocknung, als Endstufe ist C_3AH_6 bzw. C_4AH_7 anzusehen. Die Zusammensetzung der Modifikationen unterscheidet sich in dem Gehalt an Zwischenschichtenwasser, wie die Strukturformel ausweist.

Wie experimentelle Untersuchungen zeigen, ist für die Hydratation bei Normaltemperatur und bei hinreichendem Wasserangebot die Bildung von



wahrscheinlich [1.13], [1.53].

Bei Kalziumaluminatferrit haben Messungen eine Wasserbindung nachgewiesen, die in Übereinstimmung steht mit der Zusammensetzung



Bei der Hydratation von Zement entstehen aus Kalziumaluminaten in Umgebung von Kalziumsilikaten quarternäre Hydrate der Hydrogranatreihe [1.13], [1.14].

Nach [1.1] ist für die Umsetzung und das Reaktionsprodukt von C_3A und ebenfalls bei C_4AF das Sulfatangebot entscheidend. Damit ist die Reihe möglicher Reaktionen zu erklären, die deutlich unterschiedliche Wasserbindungen ergeben.

Bei späterem **Sulfatangriff** kann im Zementstein eine Umwandlung des Monosulfats (Dichte: $1,95 \text{ g/cm}^3$) oder Umsetzung der Kalziumaluminathydrate mit Bildung des Trisulfats (Dichte: $1,73 \text{ g/cm}^3$) stattfinden. Durch die Volumenvergrößerung werden Strukturzerstörungen hervorgerufen (Sulfatreiben).

Auch höhere Temperaturen bei der Verarbeitung können eine vergleichbare Wirkung hervorrufen. Eine intensive **Wärmebehandlung**, wie sie bei der Herstellung von Beton-

elementen angewandt worden ist, kann den Bildungsprozess der Ca-Aluminatsulfathydrate so verändern, dass erst im erhärteten Zementstein in feuchter Umgebung die voluminösen Trisulfatkristalle entstehen, die ebenfalls eine treibende und zerstörende Wirkung besitzen (**sekundäre Ettringitbildung**). Bei einer Wärmebehandlung um beispielsweise 70 °C liegen danach weniger als 6 % des Trisulfates vor, das sich bei 20 °C gebildet hätte. Insofern ist genügend Sulfat vorhanden, das bei einer entsprechenden Lagerung zu Ettringit reagieren kann.

Bei extrem hohen Wärmebehandlungstemperaturen und gleichzeitig alkalireichen Zementen kann sogar die Monosulfatbildung verhindert werden. Im Ergebnis verbleibt dann im abgekühlten Beton eine große Menge an nicht fest gebundenem Sulfat. In feuchter Umgebung bildet sich wiederum Ettringit. Wenn die Poren und Mikrorisse im Beton mit dem sekundär gebildeten Ettringit gefüllt sind und noch Reaktionspartner zur Verfügung stehen, kann die Bildung weiteren Ettringits den Festbeton durch Kristallisationsdruck zerstören (Bild 1.7).

Ähnliche Treiberscheinungen treten bei der Entstehung von **Thaumasit** auf, das sich in Bauteilen, die Kalkstein enthalten (karbonatische Gesteinskörnung, Zusatz von Kalksteinmehl) bei Sulfatangriff von außen (sulfathaltiges Grundwasser bei Fundamente u. ä.) oder aus dem Ettringit im Gefüge bilden kann. Der stöchiometrische Anteil SiO_2 wird durch Aufspaltung der C-S-H-Phasen freigesetzt [1.1]. Bedingungen sind Feuchte und Temperaturen $< 5^\circ\text{C}$. Auswirkungen sind Festigkeitsminderungen und Rissbildungen.

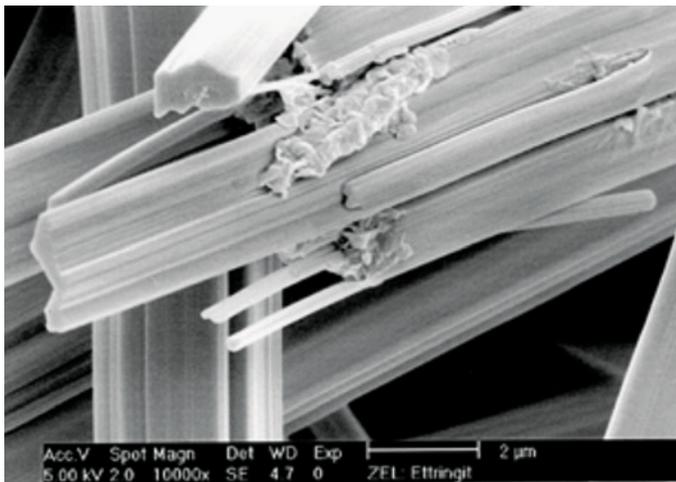


Bild 1.6 Nadelförmige Ettringitkristalle (Dicke 20–200 nm) (Elektronenmikroskopie Bauhaus-Universität Weimar) [1.15]

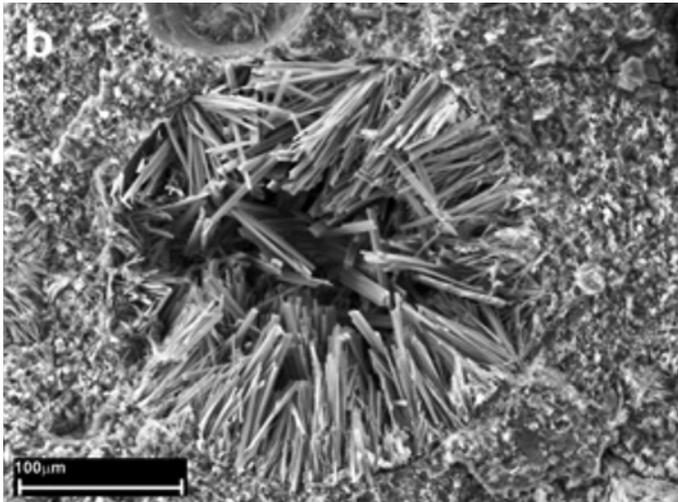


Bild 1.7 Verspätete Ettringitbildung in einer Pore mit Rissbildung (Elektronenmikroskopie Bauhaus-Universität Weimar) [1.15]

Hydratation der silikatischen Klinkerbestandteile

Dominierend für den Reaktionsablauf und die Strukturbildung sind die silikatischen Phasen C_3S und C_2S , deren Hydrate nach der vollständigen Umsetzung einen Anteil von ca. 70 % am gesamten Volumen des Zementsteines besitzen. Aufgrund der besonderen Struktur und Festigkeit dieser Hydratationsprodukte sind die bautechnischen Eigenschaften weitestgehend auf die Klinkerminerale C_3S und C_2S zurückzuführen.

Aufgrund der unterschiedlichen Stöchiometrie werden die Hydrate als C-S-H-Phasen bzw. infolge der extrem geringen Abmessungen auch als C-S-H-Gel bezeichnet.

Bei den silikatischen Klinkerbestandteilen C_3S und C_2S finden unmittelbar nach Wasserzugabe sowohl Prozesse der Hydrolyse als auch topochemische Reaktionen statt. Die in Lösung gehenden Ionen verursachen eine Übersättigung des Anmachwassers mit Kalziumhydroxid. Der pH-Wert steigt innerhalb weniger Minuten sehr stark an. Das Maximum wird nach 1 bis 6 Stunden erreicht und ist gemeinsam mit den Alkali-Ionen für die Basizität der Porenlösung bestimmend.

Die parallel laufenden Oberflächenreaktionen führen im Zusammenhang mit der Trisulfatbildung zur Entstehung einer dünnen, dichten Schicht aus feinstrukturiertem Kalziumsilikathydrat (C-S-H), die die Oberfläche abschließt und die weitere Reaktion unterbindet. Nach der Beendigung der Ruheperiode findet die verstärkte Bildung der C-S-H statt (Bild 1.5).

Innerhalb der ersten 24 Stunden entstehen vor allem Kalziumsilikathydrate in Form von langen Fasern, die die wassergefüllten Zwischenräume überbrücken und die Zementpartikel untereinander verbinden. Dadurch entsteht ein erstes Gefüge, das Grundgerüst des späteren Zementsteines. Diese langfasrigen C-S-H weisen besonders hohe Festigkeit auf. In der folgenden Hydratationsstufe entstehen in den noch vorhandenen Poren kür-

zere C-S-H-Fasern, die ein nicht so günstiges Festigkeitsverhalten besitzen (Bild 1.5). Eine Vorstellung vom Wachstum und der Ausbildung der faserförmigen Hydratationsprodukte vermittelt Bild 1.8.

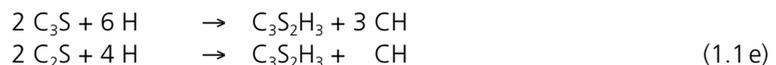
Wird der Erhärtungsvorgang durch die Lagerung bei niedrigen Temperaturen verzögert, dauert die zweite Hydratationsstufe länger an und die Menge langfaseriger Hydrate nimmt zu. Gegenüber einer Erhärtung bei Normtemperatur wird dadurch die Endfestigkeit deutlich größer.

Wird andererseits die Hydratationsgeschwindigkeit durch höhere Temperaturen gesteigert, werden hauptsächlich kürzere C-S-H-Fasern gebildet, die zwar die erforderliche Erhärtungszeit herabsetzen, aber eine größere Porosität und geringere Endfestigkeit nach sich ziehen. Im Temperaturbereich bis zu 100 °C bilden sich gleiche C-S-H-Phasen, jedoch mit einem zunehmend höheren Kondensationsgrad der Silikat-Anionen [1.7].

Nach den heutigen Auffassungen muss zwischen einem äußeren und inneren Hydratationsprodukt unterschieden werden. Während der frühen Hydratation bilden sich die vorgenannten fasrigen C-S-H aus der Lösung, sind CaO-reich und weisen eine größere Porosität auf (Bild 1.8 und Bild 1.36). Das innere C-S-H entsteht als dichte Masse innerhalb der ursprünglichen Klinkerkorngrenze, in dem Wasser eindiffundiert und reagiert. Das an der Stelle der Ausgangsstoffe entstehende dichte Gefüge bildet eine Hydratationsbarriere, die ständig zunehmend den Hydratationsvorgang behindert. Das CaO-Verhältnis kann sich bis auf den Wert 1 verringern, wenn der Zement reaktionsfähige Kieselsäure in Form von Hüttensand, Puzzolane oder vor allem Silikastaub enthält [1.3]. Das bei der Hydratation entstehende CH wird nur im Anmachwasserraum gebildet.

Bei der Hydratation von C_3S und C_2S entstehen selbst in Gemischen mit üblichen Wassergehalten Kalziumsilikathydrate mit abweichender Zusammensetzung. Ursache sind die Auswirkungen der Reaktionsbedingungen, wie Mahlfeinheit, Zusammensetzung des Zementes, Temperatur u. a. sowie der Reaktionsgrad bzw. das Erhärtungsalter. Festgestellt wurden Ca/Si-Molverhältnisse zwischen 1,4 und 1,8 anhand der chemischer Bestimmung des $Ca(OH)_2$; im erhärteten Zement wurden die Relationen zwischen 1,2 und 2,3 ermittelt (direkte, elektronenoptische Bestimmung). Nähere Betrachtungen sind z. B. in [1.16] sowie weitere Literaturhinweise in [1.17] zu finden.

Als Mittelwert wird oft ein Verhältnis $Ca/Si = 1,5$ angenommen:



In Verbindung mit den Kalziumaluminathydraten und dem Kalziumhydroxid, die in das entstehende Gefüge eingebaut werden, findet eine Verdichtung der Struktur und eine weitere Festigkeitsentwicklung statt. Ab diesem Zeitpunkt gilt, dass mit steigendem Hydratationsgrad und der damit umgesetzten Klinkermenge, die Festigkeit parallel laufend zunimmt. Die Temperatur beeinflusst damit nicht nur die Festigkeitsentwicklung sondern auch die erreichbare Festigkeit bei Zementmörtel und Beton.

Während der Umsetzung der silikatischen Klinkerphasen wird in beträchtlichem Umfang **Kalziumhydroxid** freigesetzt, das zum Aufbau des Kalziumaluminathydrats dient und vor allem als große hexagonale Kristalle an Oberflächen angelagert oder in die Strukturen eingebaut wird. Diese groben Schichten bedecken die Oberflächen der

Gesteinskörnung und der Bewehrungsstähle und sind für die relativ geringe Festigkeit und hohe Porosität der Übergangszonen zum Zementstein verantwortlich. Andererseits wird durch das freigesetzte $\text{Ca}(\text{OH})_2$ die basische Porenlösung sichergestellt, die die Korrosion der Bewehrung verhindert und damit die Stahlbetonbauweise begründet.

Im erhärteten Beton wird das Kalziumhydroxid unter der Einwirkung des CO_2 der in das Porensystem eindringenden Luft zu Kalziumkarbonat umgesetzt (**Karbonatisierung**). Eine Auswirkung ist die Verringerung der Porosität und eine Verfestigung des Gefüges. Andererseits kann dadurch der Korrosionsschutz der Bewehrung aufgehoben werden, wenn die Dicke und Dichte der Betondeckung nicht verhindert, dass dieser Prozess während der veranschlagten Lebensdauer des Bauwerkes von der Oberfläche des Bauteiles bis in die entsprechende Tiefe vordringt.

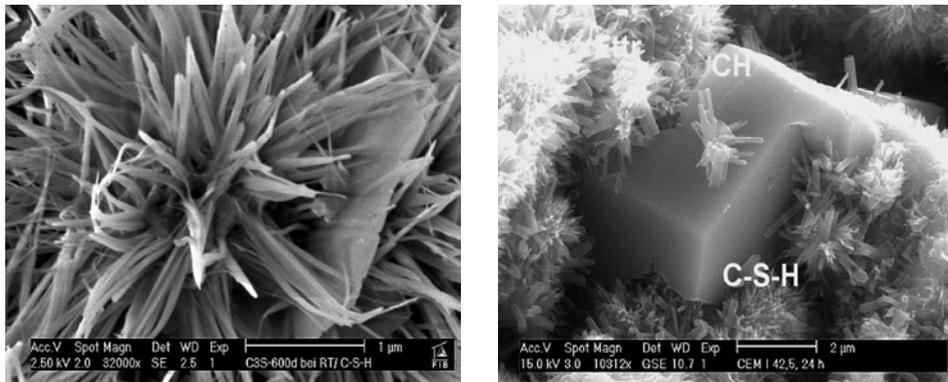


Bild 1.8 Habitus der Hydratationsprodukte

- a): Faserförmige C-S-H des Klinkerminerals C_3S nach 600 Tagen Erhärtung bei Normtemperatur (Vergrößerung 1:32000) [1.15]
- b): Kalziumhydroxid (Portlandit) und C-S-H eines CEM I 42,5 nach 24 Stunden Erhärtung (Vergrößerung 1:10300) [1.15]

Hydratation des freien Kalkes

Die Hydratation des so genannten freien Kalkes im Zement kann zu Problemen führen, die als »Kalktreiben« bezeichnet werden. Dieser CaO -Anteil, der beim Brennen des Klinkers nicht an SiO_2 und $\text{Al}_2\text{O}_3/\text{Fe}_2\text{O}_3$ gebunden worden ist und dicht gesintert im Klinkerphasenbestand vorliegt, reagiert außerordentlich träge. Die Umsetzung zu CH erfolgt in der Porenlösung oder durch von außen eindringende Feuchte erst, wenn die Erhärtung des Zementsteines bereits stattgefunden hat. Die dabei auftretende Volumenvergrößerung auf das 1,7-fache führt zwangsläufig zur Strukturzerstörung des Zementsteingefüges. Eine deutliche Zunahme der makroskopischen Dehnung des Betons ist ab 2,5 M.-% feststellbar. Deshalb ist eine Begrenzung des Gehaltes von freiem Kalk im Zement auf maximal 2 M.-% vorgenommen worden. Ansonsten kann die Forderung nach Raumbeständigkeit nicht erfüllt werden. Eine negative Auswirkung kann eintreten, wenn der Erhärtungsprozess durch Warmbehandlung intensiviert wird.

Hydratation des Magnesiumoxides

Die Klinkerphasen können etwa 2,5 M.-% MgO in fester Lösung aufnehmen, der Rest liegt in Form von Periklas vor. Unter der Einwirkung von Wasser findet eine sehr langsam ablaufende Reaktion zu $\text{Mg}(\text{OH})_2$ statt. Die dabei stattfindende 2,2-fache Volumenvergrößerung bewirkt das so genannte »Magnesiatreiben«.

Wirkung der Alkalioxide

Alkalioxide, wie Na_2O oder K_2O , treten als Alkalisulfate an der Zementkornoberfläche auf und liegen teilweise auch in die Klinkerphasen eingebaut vor. Sie beschleunigen das Erstarrungsverhalten, den Hydratationsverlauf und erhöhen die Anfangsfestigkeiten. Alkalireiche Zemente können in Betonen mit alkaliempfindlicher Gesteinskörnung (d. h. mit löslicher Kieselsäure, z. B. bei Opalsandstein) zum Alkalitreiben führen. Deshalb wurden spezielle alkaliarme Zemente entwickelt.

Einwirkung von Huminstoffen

In Zuschlaglagerstätten können Beimengungen organischen Ursprungs auftreten, die bei der Verarbeitung zu Beton Huminsäuren freisetzen. Das Spektrum unterschiedlicher Verbindungen weist auch solche auf, die in den Mechanismus der Hydratation eingreifen und z. B. die Erstarrung verzögern oder die Erhärtung verhindern. Die Auswirkungen zeigen sich auch in der Intensität und im Verlauf der Freisetzung der Hydratationswärme.

Erhärtung der latent-hydraulischen und puzzolanischen Zementbestandteile

Für die Erhärtung maßgebend ist bei beiden Stoffgruppen Siliziumdioxid, das dann hydraulisch wirksam ist, wenn eine amorphe Konstitution und bei Flugaschen und Hüttensand eine glasartige Struktur vorhanden ist. Der mineralogische Glasgehalt ist in der Regel hoch und beträgt beispielsweise bei Hüttensand in Deutschland über 95 %. Es entstehen mit den C-S-H vergleichbare Hydratationsprodukte, die das Gefüge des Zementsteines verdichten. Für die Reaktivität ist außerdem die weitere Zusammensetzung der Porenlösung und die Granulometrie (Korngrößenverteilung, Kornform, Topologie) von großer Bedeutung. Grundsätzlich gilt, dass Reaktivität nicht mit einem Festigkeitsbeitrag im Zement gleichgesetzt werden kann, insofern ist eine Optimierung erforderlich; ein Blick in die Zusammenhänge sind z. B. die Untersuchungen [1.18].

Latent-hydraulische Stoffe, wie Hüttensand, er härten nach Feinmahlen und Wassereingabe selbsttätig hydraulisch und bilden kalkhaltige Hydratationsprodukte. Die Reaktion verläuft jedoch sehr langsam und muss durch Anregung aktiviert werden. Bei Portlandkompositzementen erfolgt die Aktivierung über die Porenlösung durch das bei der Umsetzung des Klinkers freigesetzte Kalziumhydroxid und das vorhandene Kalziumsulfat sowie die Alkalien und deren Verbindungen. In einigen Ländern werden spezielle alkali-aktivierte Hüttensande eingesetzt. Wichtig ist, dass dem langsameren Erhärtungsverhalten durch eine entsprechende Nachbehandlung Rechnung getragen wird.

Die bei der gemeinsamen Hydratation von Klinker und Hüttensand entstehenden C-S-H haben ein C/S-Verhältnis, das zwischen dem bei getrennter Hydratation von Portlandzement ($C/S \sim 1,5 \dots 1,8$ [1.8]) und Hüttensand liegt ($C/S = 1,0 \dots 1,1$). Das bedeutet, dass CH nicht nur Anreger sondern auch Reaktant ist [1.8]. Die Relation C/S im C-S-H ändert sich in Abhängigkeit vom Anteil des Hüttensandes in der Betonmischung gegenläufig. Bei einem HS-Anteil von 50 % ist etwa $C/S = 1,5$ zutreffend.



Die Wasserbindung beträgt etwa 0,18–0,20 g H_2O / g Hüttensand [1.19], Angaben liegen kaum vor.

Puzzolanische Stoffe besitzen nur einen geringfügigen Kalkanteil (Tabelle 1.2) und benötigen deshalb zum Aufbau von CSH-ähnlichen Hydraten Kalziumhydroxid, das bei der gemeinsamen Reaktion mit Portlandzementklinker aus der Porenlösung zur Verfügung steht. Schematisch kann der Vorgang beschrieben werden durch:



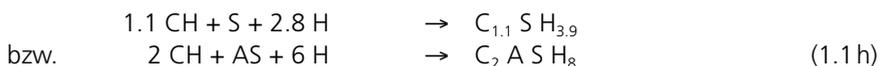
Eine Übersicht zu den Reaktionsmechanismen geben z. B. [1.9] und [1.20].

Flugaschen werden erst ab einem pH-Wert $> 13,1$ merklich gelöst, so dass eine Reaktion mit dem Kalziumhydroxid beginnen kann [1.21]. Dieser Grenzwert wird erst nach etwa einem Tag durch die bei der Hydratation des Zementklinkers freigesetzten Alkalien erreicht. Der endgültige Wert von etwa pH 13,6 stellt sich erst nach mehreren Tagen oder auch Wochen ein, dann kann eine puzzolanische Reaktion verstärkt stattfinden. Aus neueren Untersuchungen ist der Reaktionsmechanismus der Flugaschen deutlicher erkennbar; die Bildung der Reaktionssäume auf den Oberflächen, die epitaktischen Aufwachsungen und die später einsetzende alkali-aktivierte Reaktion sind in [1.21] dargestellt.

Aus Untersuchungen kann abgeleitet werden, dass durch die Zugabe von Flugasche das chemisch gebundene Wasser nahezu unverändert bleibt und die Werte für Portlandzement übernommen werden können. Größere Veränderungen treten aber in der Dichte des Gels auf. Die Bindung von CH wird mit etwa 1,0 g CH/g SFA angegeben [1.22].

Silikazusätze im Beton besitzen neben der puzzolanischen Wirkung einen Füllereffekt, der auch bei fein aufgemahlene Flugaschen festgestellt werden kann. Mikro- und Nanosilika mit Korndurchmessern von 0,1 bzw. 0,015 μm können die Zwischenräume zwischen den Zementpartikeln ausfüllen und dadurch die Packungsdichte in der Zementsteinmatrix wesentlich erhöhen. Die anschließende puzzolanische Reaktion verdichtet die Struktur weiter, so dass hohe Festigkeiten entstehen. Nicht zuletzt dadurch, dass CH, das kaum zur Festigkeit beiträgt, vermindert wird.

Beispielsweise entstehen aus Silika bzw. Aluminosilikat die von [1.22] sehr vereinfacht angegebenen Verbindungen



Die Wasserbindung beträgt $w_n = 0,20$ g/g [1.23].

Feingemahlener Metakaolin ist in alkalischen Lösungen außerordentlich reaktionsfreudig und verhält sich bei der Erhärtung ähnlich dem Silikastaub, hat jedoch eine etwa doppelt so große Reaktionsfähigkeit [1.24]. Da das Wasser zur Reaktion hauptsächlich über die Hydroxylgruppen aufgenommen wird, ist der Wasserbedarf außerordentlich gering. Neben der chemischen Reaktion ist ebenfalls eine Füllerwirkung vorhanden, die sich wie bei den vorgenannten Stoffen in der Zunahme der Dichtigkeit zeigt.

Durch die puzzolanische und in geringerem Umfang durch die latent-hydraulische Reaktion wird Kalziumhydroxid verbraucht und damit das Alkalitätsdepot im Porensystem reduziert.

Der unterschiedliche Bestand an Kalziumhydroxid in Abhängigkeit von der Zeit ist bei einem Beton mit und ohne Flugasche schematisch in Bild 1.9 dargestellt. Dabei ist die Langzeitwirkung zu beachten. Beispielsweise wurde bei einem Beton mit 20 M.-% Steinkohlenflugasche der CH-Gehalt von 0,20 g/g Zement (ohne SFA) innerhalb von 3 Jahren auf 0,10 g/g Zement vermindert [1.20]. Zwischen der CH-Bindung und dem Reaktionsgrad der Flugasche besteht ein nahezu linearer Zusammenhang. Nach den Angaben in [1.20] kann von etwa 0,83 g CH/ g vollständig reagierter SFA sowie 0,65 g CH/g SFA nach 180 bis 365 Tagen Erhärtung ausgegangen werden. Die Veränderung der Porenlösung bei Einsatz von Flugasche ist in Bild 1.10 und in Kombination mit Hüttensand in Bild 1.11 dargestellt.

Vor allem beim Einsatz von Silikastaub in Mischungen mit geringerem Klinkergehalt findet ein relativ schneller Abbau der Kalziumhydroxidreserve statt (Bild 1.12). Wenn von einem mittleren Verhältnis $C/S = 1,1$ im Hydratationsprodukt CSH ausgegangen wird, kann 1 Teil Silika ca. 1,4 Teile CH binden; diese Menge wird bei der vollständigen Hydratation von 6,3 Teilen Portlandzementklinker freigesetzt. Demgegenüber ist die Bindung von CH durch Flugasche vergleichsweise gering. In Anwesenheit von Flugasche wird aber die Reaktion des Silikas noch intensiviert. In den Zementpasten mit Puzzolanen bildet sich nach einer gewissen Zeit ein Maximum in der CH-Konzentration aus (Bild 1.10). Nach [1.16] kann nach dem absinkenden Kurvenzug auch wieder eine Anhebung folgen.

Zahlreiche Untersuchungen wurden zur Problematik der Senkung der CH-Reserve und dem Korrosionsschutz der Bewehrung durchgeführt. Würde der damit verbundene pH-Wert die Grenze von $\text{pH} = 12,5$ unterschreiten, können, besonders bei eindringenden Chloriden, Korrosionsschäden auftreten. In [1.26] ist nachgewiesen, dass selbst bei sehr hohen Austauschmengen bis zu 60 % die Gefahr eines vollständigen Verlustes des Alkalitätsdepots nicht besteht (Bild 1.10). Zu einer damit übereinstimmenden Beurteilung kommt [1.20] bei gemeinsamer Verwendung von Flugasche und Hüttensand (Bild 1.11). In [1.7] wird dazu mitgeteilt, dass bei Zusatz von Silika in einem Umfang von 15–20 M.-% das CH innerhalb von 28 Tagen vollständig verbraucht sein kann, der pH-Wert der Porenlösung dabei aber trotzdem nicht unter den Wert von 12,7 absinkt.

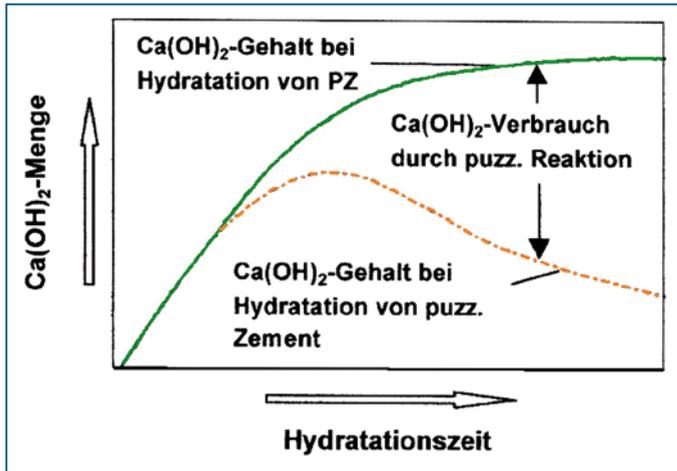


Bild 1.9 Schematische Darstellung der Entwicklung des Calciumhydroxidpotenzials bei der Hydratation von Portlandzement mit und ohne Puzzolane

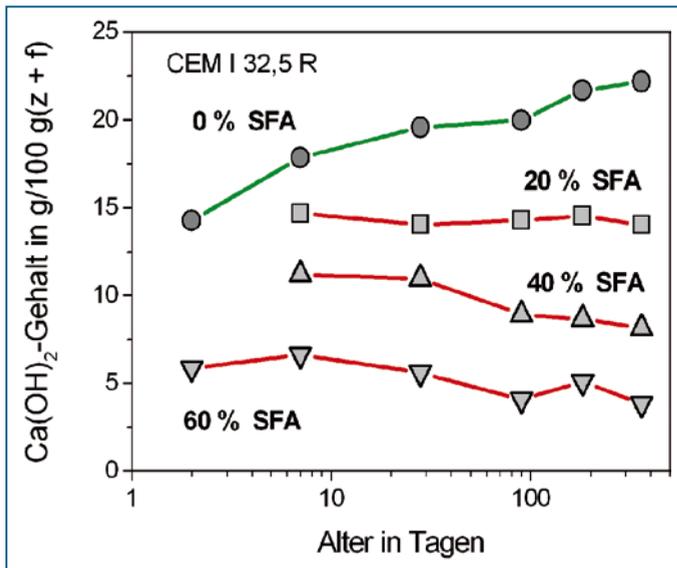


Bild 1.10 Veränderung des CH-Gehaltes im Zementstein in Abhängigkeit vom Flugasche-Anteil im Bindemittel (Angaben aus [1.26])

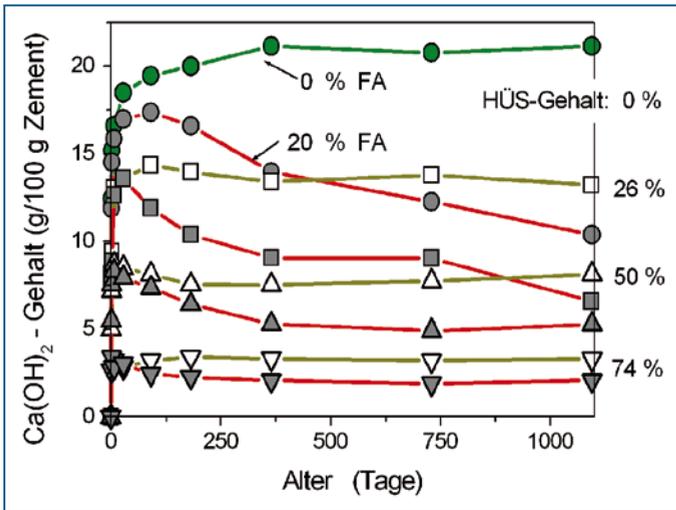


Bild 1.11 Kalziumhydroxid-Gehalt im Zementstein bei der Hydratation von Portlandzement ohne und mit HÜS bzw. Flugasche (Angaben aus [1.20])

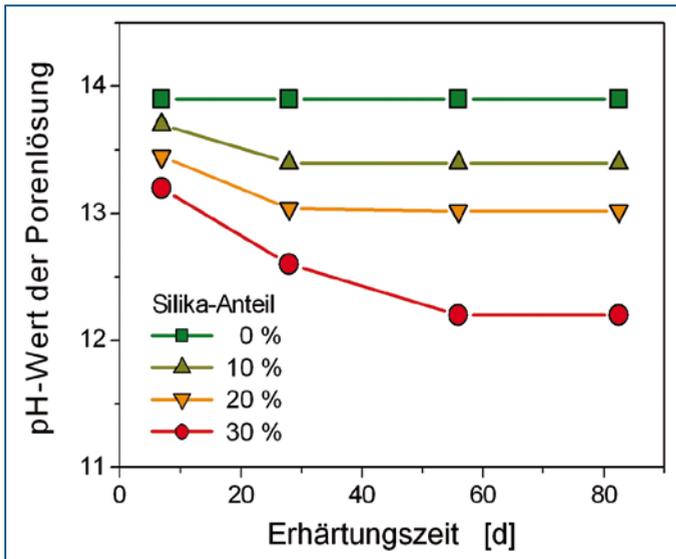


Bild 1.12 Einfluss des Silikastaubgehaltes auf den pH-Wert der Porenlösung in Zementpasten ($w/(c + sf) = 0,50$) Daten von M. Tang, aus [1.25])

Eine Begrenzung der Zugaben der Puzzolane wird differenziert gehandhabt. Silikastaub, der für die Herstellung des hochfesten Betons (Bd. 3; Abschnitt 1.1) unerlässlich ist, darf entsprechend der bauaufsichtlichen Festlegung bis zu 10 M.-% des Zementgehaltes zugesetzt werden. Im Zuge der Optimierung der Betonzusammensetzung bei hochfesten Betonen werden in der Mischung Flugasche und Silika gemeinsam eingesetzt. In Verbindung mit Zusatzmitteln zur Beeinflussung der Verarbeitbarkeit finden Reaktionen in den Systemen statt, die sich wechselseitig beeinflussen und deshalb als schwierig zu beurteilen eingeschätzt werden. Deshalb sind spezielle Regelungen zu beachten.

Eine Begrenzung des Flugaschegehaltes wird dagegen nicht vorgenommen, bei sehr hohen Flugaschegehalten ist der dann niedrigere Hydratationsgrad ein Korrektiv. Bedenken hinsichtlich der Alkalität bestehen nicht. Eine Limitierung erfolgt nur hinsichtlich der Anrechenbarkeit und zwar in Bezug auf Menge und Wirksamkeit.

Erhärtung von Geopolymeren

Seit etwa 25 Jahren werden Untersuchungen durchgeführt, eine Verfestigung des Betons ohne Zement als Bindemittel zu erreichen, indem reaktionsfähige aluminosilikatische Feststoffe (Flugasche, Hüttensand, Metakaolin, thermisch aktivierte Tone) bei normalen Temperaturen durch Natron- oder Kalilauge (NaOH, KOH) bzw. Natron- oder Kaliwasserglas alkalisch aktiviert werden. Die Verfestigung erfolgt durch Polykondensation der zuvor im alkalischen Medium aus dem Feststoff gelösten $\text{Si}(\text{OH})_4$ und $[\text{Al}(\text{OH})_4]$ -Monomere unter Bildung eines aluminosilikatischen Polymernetzwerkes. Das Ausgangsmaterial für die Geopolymere sollte einen hohen Gehalt an SiO_2 und Al_2O_3 aufweisen. Die entstehenden Strukturen sind nicht mit den C-S-H aus der puzzolanischen oder Klinkerreaktion vergleichbar.

Die Bezeichnung Geopolymere sollte die nahe stoffliche Verwandtschaft einer Gruppe von Bindebaustoffen zu geologischen Materialien, d. h. natürlichen Gesteinen bzw. Mineralien, aufzeigen. Die chemische Zusammensetzung ähnelt den Zeolithen, aber mit amorpher Mikrostruktur.

Als Vorteile des Geopolymerbetons werden besonders die Säure- und Hitzebeständigkeit, hohe Festigkeit und lange Lebensdauer genannt [1.27], [1.28]. Auch die Erhärtung bei höheren Temperaturen wurde als problemlos erkannt. Eine breite Anwendung ist bislang nicht gelungen. Eine Übersicht zur aktuellen Literatur, technologischen und wirtschaftlichen Fragen sowie Versuchsergebnissen ist z. B. in [1.29] zu finden. Das jetzt vorhandene größere Interesse in verschiedenen Ländern ist durch die Möglichkeit der CO_2 -Senkung gegenüber Zement und der ökologischen Verwendung von Sekundärrohstoffen begründet. Gegenwärtig ist zwar eine Tendenz erkennbar, ausreichende Festigkeit zu erreichen, die Zielsicherheit ist jedoch noch nicht gegeben.

1.2.2 Grundsätzlicher Ablauf des Hydratationsprozesses

Unmittelbar nach der Berührung der Zementpartikel mit dem Anmachwasser finden die ersten Reaktionen an deren Oberfläche statt, die kurz aber intensiv sind und durch eine hohe Wärmeentwicklungsrate charakterisiert werden (Prä-Induktionsperiode), Bild 1.13.

Hauptsächlich reagiert C_3A unter Mitwirkung des Sulfatträgers (Abbindereglers) zu Trisulfat (Ettringit). Beteiligt ist geringfügig C_3S , dabei wird $Ca(OH)_2$ freigesetzt. Die Zementpartikel bleiben mit einer dünnen Wasserschicht umhüllt.

Die entstehenden Hydrate bilden auf der Partikeloberfläche eine membranartige Schicht, die den Stofftransport zwischen fester und flüssiger Phase sehr stark behindert und die weitere Reaktion weitgehend unterbindet. Nach etwa 0,5 bis 2,0 Std. Reaktion wird eine Ruheperiode mit relativ geringer Hydratationsaktivität eingeleitet (Dormante Phase der Induktionsperiode). Durch vereinzelte Keimbildung entstehen erste C-S-H; der Erstarrungsbeginn (EB) tritt ein.

Durch Umkristallisation der Hydrate an der Oberfläche und das Aufbrechen der Randschicht infolge des ständig anwachsenden osmotischen Druckes wird der Zugang für das Anmachwasser und die Reaktivität der Zementkornoberfläche wiederhergestellt. Die Geschwindigkeit der Reaktion wird wieder durch chemische Prozesse gesteuert und ist kinetisch kontrolliert, nimmt ständig zu (Akzelerationsperiode) und durchläuft ein Maximum, das den Wendepunkt im Verlauf der Hydratation charakterisiert (Bild 1.13). Kennzeichnend ist die Hydratbildung in größerem Umfang. Maßgebend sind Transportmechanismen zur und von der Oberfläche des unhydratisierten Zementpartikels durch die an Dicke zunehmenden Hydrathüllen. Es entstehen 200 bis 400 nm lange C-S-H-Fasern und dünnplattige Portlanditkristalle.

Wie Bild 1.14 zeigt, ist der Reaktionsverlauf von C_3S typisch für den des Zementes. Der Unterschied zeigt sich ab dem Stadium 4 durch die langsamer und später reagierenden Bestandteile C_2S und C_4AF . Dieser abweichende Verlauf tritt bei Zumahlstoffzementen noch stärker in Erscheinung.

Nach der Umsetzung des oberflächennahen Klinkervolumens dringt die Reaktionsfront in Verbindung mit Hydrolyse- und Hydratationsvorgängen in das Innere der Partikel vor. Die zunehmende Dicke der Hydratationsprodukte bremst die Hydratationsgeschwindigkeit immer stärker, da die Reaktionspartner über immer länger werdende Diffusionswege herangeführt werden müssen. Nach Erreichen des Maximums der Hydratationsgeschwindigkeit bestimmt die diffusionskontrollierte Reaktion immer stärker und dann ausschließlich den weiteren Ablauf; die Hydratation wird verlangsamt (Retardationsperiode). Kontinuierlich entstehen C-S-H-Faserbündel und Portlanditkristalle, die miteinander verwachsen. Die anfänglichen Ettringitkristalle werden umgebildet, langfaseriger und danach zum großen Teil in Monosulfat umgewandelt. Die weiteren Reaktionen verlaufen ausschließlich diffusionskontrolliert. Das zunehmende Längenwachstum der C-S-H führt zu einer ständigen Verdichtung des Zementsteingefüges. Die Reaktion klingt asymptotisch aus (Finalperiode), Bild 1.13.

Zementpartikel größerer Durchmesser können dann noch über einen nicht hydratisierten Kern verfügen, da sich die weitere Hydratation in einem Zeitraum vollzieht, der weit außerhalb technischer Betrachtung liegt.

Zeitabhängige Darstellungen wie Bild 1.13 bzw. Bild 1.14 reichen nicht aus, das spezifische Reaktionsverhalten eines Zementes zu beschreiben. Wenn die Geschwindigkeit der Hydratation (die Hydratationsrate) in Abhängigkeit vom Stand der Umsetzung des Zementes (Hydratationsgrad) betrachtet wird, ist der jeweilige Zement sehr deutlich charakterisiert und gleichzeitig ist die Möglichkeit für eine mathematische Formulierung der Einwirkungen auf den Hydratationsprozess gegeben (Abschnitt 1.9). Ein Beispiel ist der

Verlauf der Wärmerate in Bild 1.15, das der Einfluss der Mahlfeinheit des Zementes charakterisiert. Deutlich zeigt sich die Beschleunigungsperiode bis zum Maximum und danach der ständige Rückgang der Reaktionsgeschwindigkeit.

Die Hydratationskinetik wird beeinflusst durch die chemische Zusammensetzung und die spezifische Oberfläche des Zementes (Partikelform und -größe), den Wasser-Zement-Wert und die Temperatur. Eine unbeabsichtigte oder gezielte Veränderung des Reaktions-

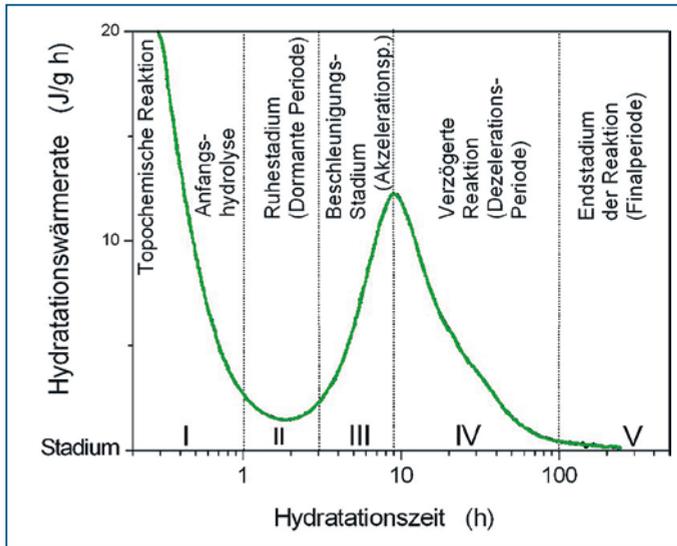


Bild 1.13 Hydratationsstufen und Reaktionskinetik, dargestellt an der Klinkerphase C_3S (schematisch, nach Mindess und Young)

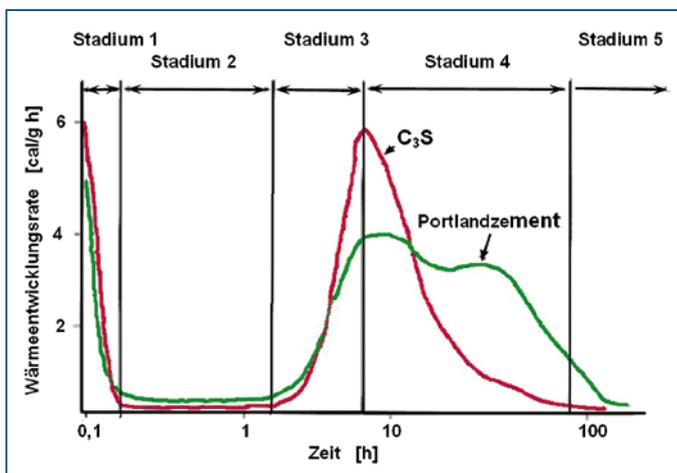


Bild 1.14 Vergleich des Reaktionsablaufes von C_3S und Portlandzement (nach [1.5])

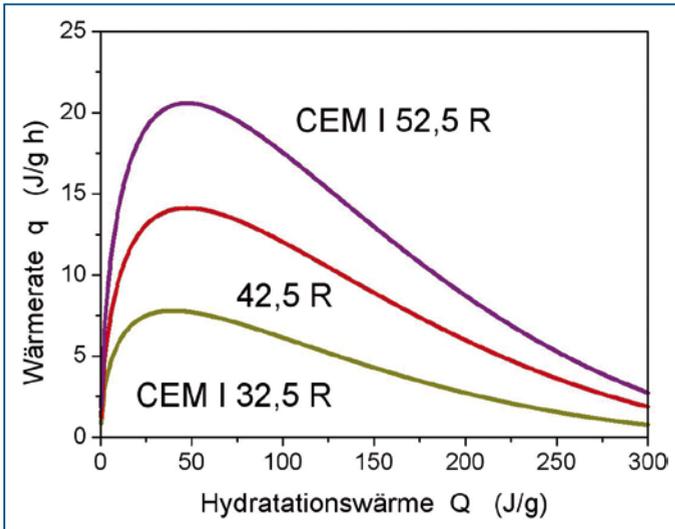


Bild 1.15 Wärmerate in Abhängigkeit von der freigesetzten Wärmemenge für verschiedene Zementfestigkeitsklassen. (Isotherme Wärmeflussmessung, DCA, bei 25 °C) Die Messwerte wurden durch eine mathematische Funktion approximiert.

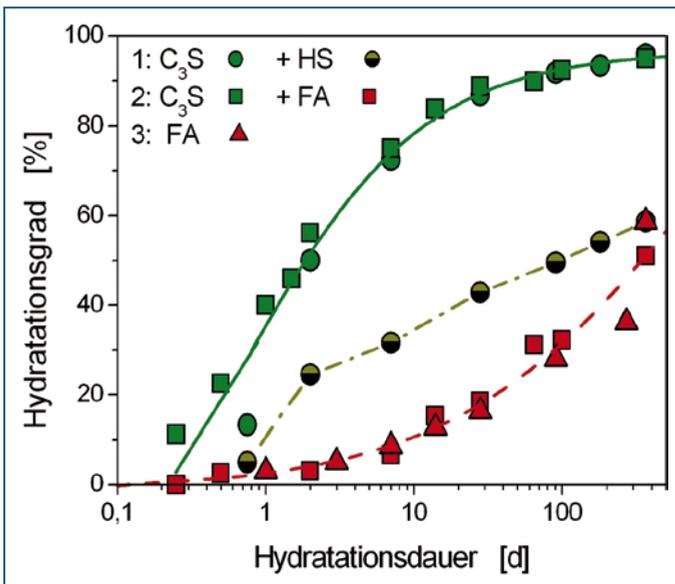


Bild 1.16 Entwicklung des Hydrationsgrades im C₃S des Klinkers sowie des Hüttensandes und der Flugasche bei gemeinsamer Erhärtung (Daten aus [1.7])

ablaufes tritt ein, wenn durch die chemische Zusammensetzung der Lösungsphase die Eigenschaften der Randschicht beeinflusst werden. Zusätze, die die Durchlässigkeit der Hydrathülle bei C_3S und C_2S vergrößern, sind beispielsweise SiO_2 oder Kaliumoxalat. Die Erhöhung des Verhältnisses Wasser/Feststoff hat eine damit vergleichbare Wirkung. Reaktionen unter einem aufgebrachtten Druck sollen ebenfalls schneller verlaufen.

Weiterhin treten reaktionsbestimmende Wechselwirkungen zwischen den unterschiedlichen Zementbestandteilen und deren Reaktionsablauf ein. Insofern sind der mineralogische Bestand und dessen quantitative Anteile von Bedeutung. Die parallel laufende Bildung von Hydraten oder Folgereaktionen mit dem Verbrauch von gerade erst entstandenen Hydraten anderer Klinkermineralien können verzögernde oder beschleunigende Auswirkungen haben. Einen vergleichbaren Einfluss auf den Reaktionsvorgang haben latent-hydraulische und puzzolanische Zusatzstoffe. Neben der stofflichen Komponente spielt dabei das Masseverhältnis der Reaktionspartner eine Rolle.

Zusatzstoffe weisen eine verzögert einsetzende und vergleichsweise langsame Reaktion auf. Ursachen sind notwendige Lösungsvorgänge an der Oberfläche als Voraussetzung für die eigentliche Reaktion und ein ausreichendes Angebot an CH, das sich aber erst im Zuge der Klinkerhydratation einstellt.

Hüttensand reagiert prinzipiell selbstständig und ohne fremde Stoffe mit Wasser unter Bildung von erhärtungsfähigem Kalziumsilikathydrat (C-S-H), aber sehr verlangsamt. Ein beschleunigter Ablauf findet statt, wenn die Reaktion in Anwesenheit von Kalziumhydroxid, Sulfaten oder anderen alkalischen Stoffen (z. B. Alkalihydroxid) erfolgt. Der Mechanismus der Anregung ist nicht vollständig geklärt, nach [1.7] beruht der Vorgang wahrscheinlich auf der Keimbildung von schnell wachsenden C-S-H-Phasen in Gegenwart von hydratisierendem C_3S bzw. Zementklinker. Kalziumhydroxid wäre dann nur eine fördernde Wirkung zuzurechnen.

Flugasche in und zum Zement beteiligt sich wesentlich langsamer an den Hydratationsreaktionen als Zementklinker und Hüttensand. Erste Einwirkungen der alkalischen Porenlösung auf die glasigen Flugaschepartikel sind zwar bereits nach den ersten Stunden erkennbar, der weitere Verlauf ist aber so langsam, dass selbst nach Wochen nur etwa 10–20 % der Menge umgesetzt sind (Bild 1.16).

Die Bildung erhärtungsfähiger C-S-H und C-A-H erfordert Kalziumhydroxid, das bei der Hydratation des Zementklinkers entsteht und dann zur Verfügung steht. Weitere Hydratationsprodukte sind Aft- und Afm-Phasen.

Bei höheren Flugaschegehalten findet in der Anfangsphase eine Beschleunigung statt, die Reaktion verlangsamt sich aber ständig und bleibt dann deutlich zurück (Bild 1.17). Die Reaktionsfähigkeit ist in Verbindung mit anderen Hauptbestandteilen des Zementes sehr unterschiedlich, darauf weist Bild 1.18 hin. Während der Einsatz in Verbindung mit Kalksteinmehl besonders effektiv ist, wird mit Abnahme des Klinkers im Zement die Hydratation immer stärker gebremst, der Hydratationsgrad bleibt niedrig. Der Flugasche ist dann lediglich eine Füllerwirkung zuzurechnen.

Silikastaub ist ein besonders reaktionsfähiger Zusatzstoff, dessen Hydratation sofort parallel laufend zu der des Zementklinkers beginnt. Mit dem freigesetzten CH werden wiederum C-S-H-Phasen gebildet, die aber einen höheren Kondensationsgrad besitzen.

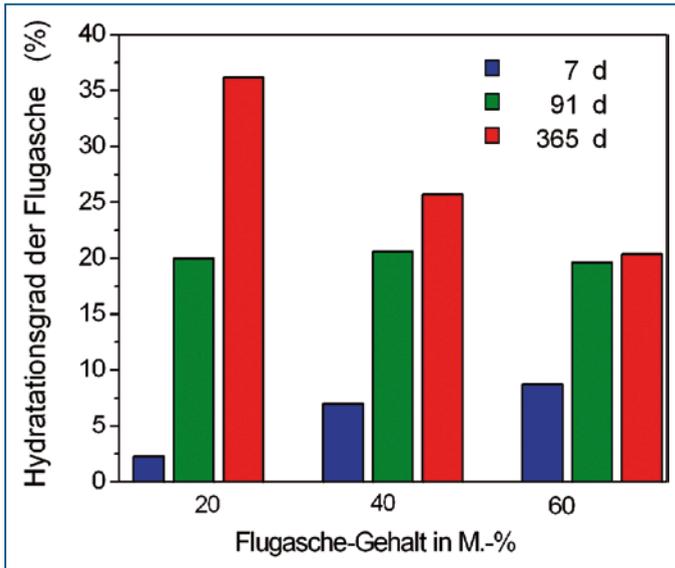


Bild 1.17 Hydrationsgrad der Flugasche in Abhängigkeit von der Zugabemenge in der Frischbetonmischung sowie der Erhärtungsdauer (Daten aus [1.26])

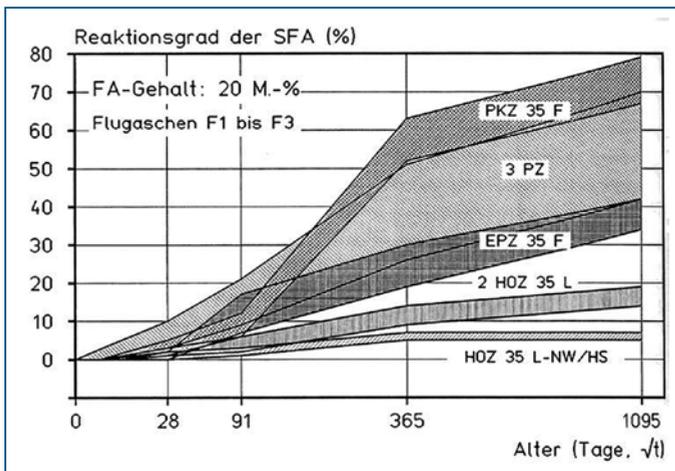


Bild 1.18 Reaktionsgrad in Abhängigkeit von der Zementart (Mörtel; Flugaschegehalt 20 M.-%), aus [1.20]

1.2.3 Einflussfaktoren auf den Hydratationsverlauf und die Hydratbildung

Der Hydratationsprozess und die Hydratbildung werden durch eine Reihe von Faktoren beeinflusst, zu denen vor allem gehören:

Chemische Zusammensetzung des Zementes

Die chemische Zusammensetzung dominiert den Hydratationsprozess. Portlandzement erhärtet schneller, wenn ein größerer Anteil C_3S enthalten ist, d. h. mit höherem Gehalt an CaO . C_2S -reichere Zemente reagieren langsamer, erreichen aber eine höhere Festigkeit. C_2S allein zeigt eine außerordentlich geringe Reaktionsgeschwindigkeit, die aber durch C_3S , das als Anreger wirkt, deutlich angehoben wird. Die schnelle Anfangsreaktion des C_3A wird durch den Sulfatträger gebremst, bei der anschließenden Umsetzung spielen Alkalien eine aktivierende Rolle. Die optimale Verzögerung des Erstarrens führt gleichzeitig zu einer hohen Festigkeit der Zemente. Für die Festigkeitsbildung sind die Kalziumaluminat-hydrate und Kalziumhydroxid relativ unerheblich, fördern aber die Durchlässigkeit des Zementsteines.

Da bei normalem Portlandzement die Zusammensetzung jedoch nur in relativ engen Grenzen variiert, stimmt auch das Reaktionsverhalten weitgehend überein. Relativ geringfügige Unterschiede in den Anteilen der Klinkermineralien und der Nebenbestandteile wirken sich nicht wesentlich aus.

Spezialzemente haben abweichende Zusammensetzungen und in der Regel einen dadurch veränderten Reaktionsablauf.

Mahlfeinheit des Zementes und weiterer Bestandteile

Die spezifische Oberfläche des Zementes beeinflusst den gesamten Erhärtungsvorgang. Je feiner die Zementpartikel sind, desto größer ist die Oberfläche und das Reaktionsvermögen (vgl. Bild 1.15). Daraus resultiert eine höhere Anfangsfestigkeit, aber nur eine relativ geringfügige oder keine Anhebung der Endfestigkeit. Mit einer geringeren Mahlfeinheit würde vor allem die Spätfestigkeit vorteilhaft beeinflusst, die Grenze der technischen Nutzbarkeit wird aber hier durch die diffusionsgesteuerte langsame Reaktion größerer Partikeldurchmesser gezogen, die im Verhalten mit bis zu 28 Tagen Erhärtung als nahezu inert angesehen werden müssen.

Bei übereinstimmenden massebezogenen Oberflächen ist die Festigkeit umso größer, je enger die Kornverteilung ist. Der gleichzeitig steigende Wasserbedarf zeigt sich in der Prüfung der Normfestigkeit mit übereinstimmendem Wasserzementwert deutlicher als bei der Prüfung an Mörtel und Beton mit gleicher Konsistenz.

Sämtliche Aussagen über die Auswirkungen der Mahlfeinheit haben ihre Ursache in der zeitabhängigen Hydratation des Körnungsbandes des Zementes. Bei einem gleichen Wasserzementwert führt ein übereinstimmender Hydratationsgrad verschiedener Kornverteilungen auch zu einer vergleichbaren Normfestigkeit [1.30], [1.31]. In Berechnungsmodellen wird deshalb von der Vorstellung ausgegangen, dass das Körnungsband eines Zementes über eine ständig zunehmende Hydratationstiefe umgesetzt wird, z. B. in [1.32], [1.33].

Bei Hüttensand kann durch verstärkte Aufmahlung ein dem Portlandzement vergleichbares Reaktionsverhalten erreicht werden. Während bei Zementklinker durch höhere Mahlfeinheit die Hydratation vor allem in den ersten Tagen beschleunigt wird, tritt diese bei Hüttensand erst nach mehreren Tagen Lagerung ein.

Verhalten weiterer Zementbestandteile und Zusatzstoffe

Puzzolanische und latent-hydraulische Zementbestandteile zeigen eine deutlich verminderte Hydratationsgeschwindigkeit und verändern zum Teil auch das Reaktionsverhalten des Klinkers. Von Bedeutung ist der Grad der Aufmahlung des Zusatzstoffes. Aufgrund der unterschiedlichen Reaktivität der Hüttensande (oxidische Zusammensetzung, Mahlfeinheit, Glasgehalt) und der Erhärtungsbedingungen (pH-Wert oder Alkali-Aktivierung usw.) können sehr breit gefächerte Hydratationsgeschwindigkeiten auftreten. Im Allgemeinen ist die Reaktionsgeschwindigkeit mit der von C_2S vergleichbar und bleibt hinter der von C_3S zurück (Bild 1.16).

Die zeitliche Entwicklung des Hydratationsgrades ist bei Flugasche und bei Silikastaub vom Anteil im Kompositzement bzw. von der Zugabemenge abhängig. Ein steigender Gehalt hat im jungen Alter nur relativ geringe Auswirkungen, mit zunehmender Erhärtung sinkt der Hydratationsgrad jedoch deutlich ab (Bild 1.17). Diese Abhängigkeit zeigt sich auch sehr deutlich bei der Messung der zeitlichen Entwicklung der Hydratationswärme (Abschnitt 1.8).

Die Reaktion der Flugasche setzt ein, wenn die Sulfate gelöst werden und beschleunigt die Umsetzung des Klinkers, solange ein kritisches Mengenverhältnis nicht überschritten wird. Der zeitabhängige Hydratationsgrad des Zementklinkers ist dann höher als bei getrennter Erhärtung. Dieser Effekt zeigt sich auch in einer deutlich höheren Wärmerate. Eine Ursache kann sein, dass bei konstantem Wasser-Bindemittel-Verhältnis der w/z-Wert für den Klinker ansteigt (siehe unten). Weiterhin stellen reaktionsfähige und selbst inerte Zusatzstoffe Reaktionskeime dar und wirken auf den Zementklinker reaktionsbeschleunigend. Auf dieser zusätzlichen Oberfläche können sich Reaktionsprodukte des Zementes abscheiden und dadurch den Hydratationsgrad anheben. Der Einfluss nimmt mit der Feinheit und der Menge der Zusatzstoffe zu. Dieser Mechanismus ist durch ein Anheben der Wärmerate sichtbar.

Bei der Flugasche dagegen nimmt der Hydratationsgrad mit steigender Zusatzmenge ab. Wie aus Bild 1.16 zu ersehen ist, beträgt der Hydratationsgrad der Flugasche nach 28 Tagen erst etwa 20 % und ruft dadurch eine verzögerte Festigkeitsentwicklung hervor. Dieser Zusammenhang wird auch aus Bild 1.10 deutlich.

Die zeitabhängigen Reaktionsgrade der Flugasche in Abhängigkeit von der Zementart sind beispielhaft für einen Gehalt von 20 M.-% in Bild 1.18 aus [1.20] angegeben. Danach liegt der Reaktionsgrad nach 28 Tagen bei höchstens 10 %, nach 91 Tagen bei etwa 20 %. Im Zuge der weiteren Erhärtung werden die Differenzen zwischen den Zementarten größer. Die höchsten Werte werden bei Einsatz in Verbindung mit einem PKZ erreicht. Bei Kombination mit Hüttensanden ist auch nach längerer Erhärtung nur ein sehr geringer Reaktionsgrad vorhanden.

Silikastaub zeigt ebenfalls eine relativ langsame und vom Masseanteil abhängige Entwicklung des Hydratationsgrades.

Der Hüttensand reagiert schneller als Flugasche und dabei unabhängig von der Zugabemenge. Der Verlauf in Bild 1.16 ist ein eng begrenzter Mittelwert für Hüttensandgehalte zwischen 25 und 75 Masse-% [1.34] und bewirkt eine verspätete Anhebung der Wärmefreisetzung. Dieses prinzipielle Verhalten wird auch durch andere Erhärtungstemperaturen nicht verändert.

Der Zusatz von fein gemahlenem Kalkstein (Portlandkalksteinzement) besitzt ebenfalls eine reaktionsbeschleunigende Wirkung und trägt zum Aufbau eines dichteren Gefüges mit entsprechender Festigkeitssteigerung bei.

Zur Charakterisierung der Puzzolanität dient ein »Aktivitätsindex«, der angibt, wieviel Zementklinker durch Flugasche ersetzt werden kann, ohne dass die Druckfestigkeit zum Prüftermin vermindert wird [1.35]. Dieser Index ist die Grundlage einer Beurteilung der Wirksamkeit der Flugasche im Beton und des normgemäßen Anrechenbarkeitsbeiwertes k .

Wassermenge

Grundsätzlich gilt: Mit zunehmendem w/z -Wert reagiert Zement schneller und länger.

Zu Beginn des Hydratationsprozesses ist zunächst praktisch kein Einfluss feststellbar (Bild 1.19). Ab etwa 24 Stunden weist der Hydratationsablauf jedoch immer stärker Unterschiede auf. Je höher der Wassermenge ist, desto später wird der Hydratationsprozess durch die abnehmende Feuchte im Zementstein beeinflusst. Eine Steigerung des w/z -Wertes hat demnach nicht nur eine größere Hydratationsgeschwindigkeit zur Folge, sondern führt auch zu einem höheren Hydratationsgrad. Die Auswirkungen sind bei Beton geringer als bei Zementpasten, da die Durchlässigkeit der Kontaktzone eine längere Hydratation ermöglicht. Bei hochfesten Betonen mit niedrigerem w/z -Wert ergibt der geringere Hydratationsgrad (Bild 1.19) des ungeachtet ein dichteres Gefüge. Neuere

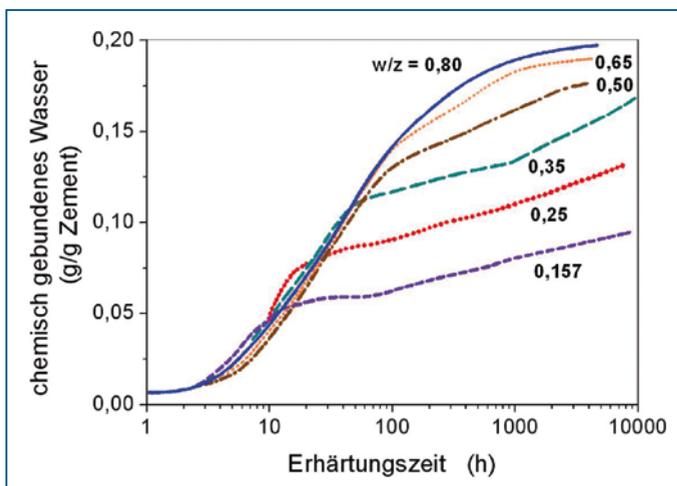


Bild 1.19 Hydratationsverlauf in Abhängigkeit vom Wassermenge bei 20°C Erhärtungstemperatur (verwendet wurden die Versuchsergebnisse [1.36])

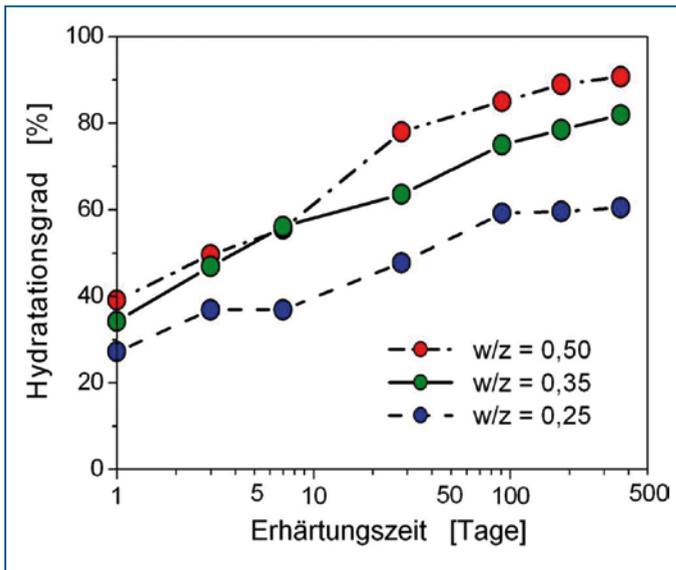


Bild 1.20 Entwicklung des Hydratationsgrades in Abhängigkeit vom Wasserzementwert, Erhärtungstemperatur 20°C. (Daten aus [1.86])

Untersuchungen zeigen, dass der Hydratationsprozess bei niedrigerem w/z-Wert nicht nur verlangsamt ist, sondern asymptotisch auslaufend endet (Bild 1.20).

Feuchte

Hydrate wachsen in das wassergefüllte Porensystem hinein. Wenn die relative Feuchte in den Kapillarporen zurückgeht, wird der Hydratationsprozess verlangsamt und schließlich gestoppt. Die negativen Auswirkungen sind nicht nur im Hydratationsgrad (Abschnitt 1.2.4), sondern bei allen anderen Eigenschaften des Betons feststellbar. In Bild 1.21 sind die Folgen ungenügender Nachbehandlung auf Druckfestigkeit dargestellt. Bei ständiger Wasserlagerung tritt selbst gegenüber einer versiegelten Lagerung eine nicht unwesentliche Differenz an chemisch gebundenem Wasser ein, wenn der Wasserzementwert nicht ausreicht, die innere Austrocknung zu kompensieren. Dieser Zusammenhang ist bei hochfesten Betonen bedeutsam. In Bild 1.21 sind Unterschiede nur bei den Versuchen mit w/z = 0,60 nicht mehr wesentlich.

Wenn der Beton nach der bisherigen Normlagerung gemäß DIN 1045 (1988) austrocknet, ist ebenfalls ein Defizit gegenüber der Wasserlagerung nach DIN EN 12390-2 vorhanden. Die niedrigere Druckfestigkeit wird über einen Korrekturkoeffizienten berücksichtigt.

Die Auswertung verschiedener Untersuchungsergebnisse (Bild 1.22) zeigt sehr deutlich, dass bereits ein geringfügiger Rückgang der Feuchte merkliche Auswirkungen auf den Hydratationsfortschritt hat. Damit in Übereinstimmung stehen die Untersuchungen über den Einfluss der relativen Luftfeuchte auf die Hydratation von losem Zement [1.37]. Ein bei 80 % relativer Feuchte erhärtender Portlandzement weist nach 6 Monaten Erhärtung nur einen Hydratationsgrad von etwa 15 % gegenüber einer Wasserlagerung auf. Darü-

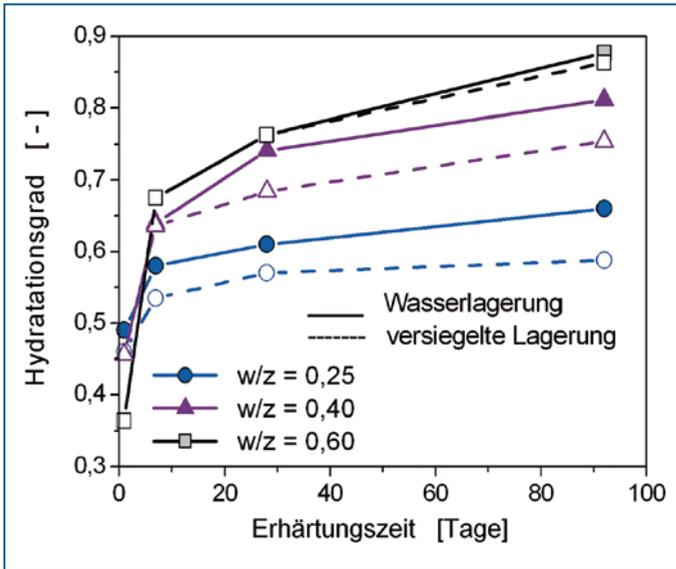


Bild 1.21 Entwicklung des Hydrationsgrades in Abhängigkeit von der Lagerung (versiegelt, unter Wasser) und dem Wasserzementwert (Daten aus [1.85])

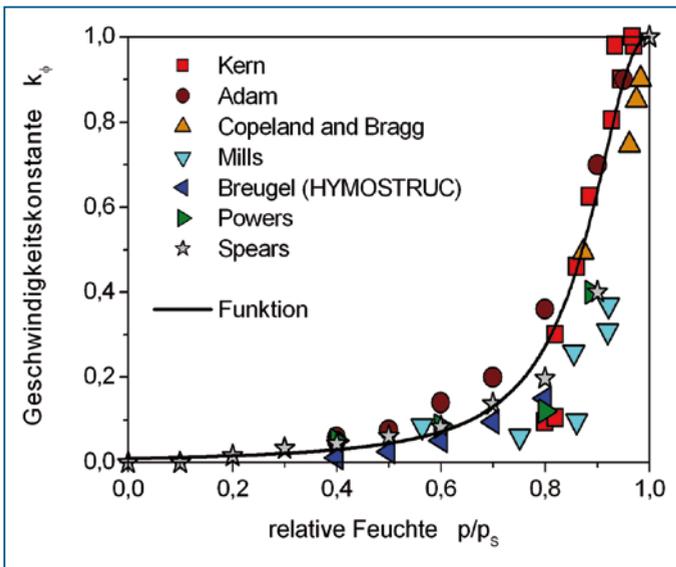


Bild 1.22 Geschwindigkeitskonstante des Hydrationsprozesses in Abhängigkeit von der relativen Feuchte p/p_s

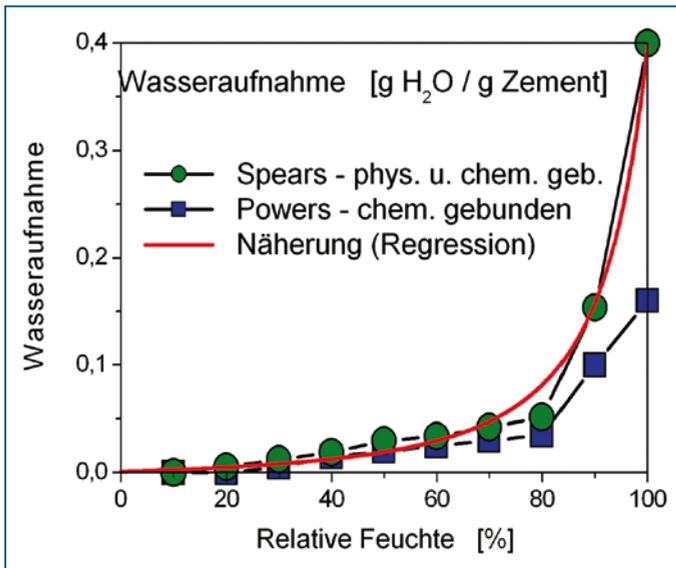


Bild 1.23 Wasserbindung bei losem Zement innerhalb von 6 Monaten in Abhängigkeit von der relativen Luftfeuchte [1.37] und [1.87]

ber ist ab dieser Grenze ein steiler Anstieg der Kurve des gebundenen Wassers festzustellen (Bild 1.23). Aus diesen und ähnlichen Versuchen wurde die Schlussfolgerung gezogen, dass die Feuchte im erhärtenden Beton auf diesem vergleichsweise hohen Wert gehalten werden muss, wenn ein ausreichender Hydratationsgrad erzielt werden soll. Dieser Sachverhalt zeigt die große Bedeutung einer ausreichenden Nachbehandlung.

Der Rückgang der Feuchte wirkt sich bei den Zementarten unterschiedlich aus. Die puzzolanischen Reaktionen scheinen weniger sensibel. Nach [1.38] hydratisiert Mikrosilika auch bei einer Porenfeuchte unter 75 % nahezu vollständig.

Erhärtungstemperatur

Die während der Hydratation vorhandene Temperatur ruft mehrere Wirkungen hervor:

Komplex 1

- Steigende Temperaturen beschleunigen die Reaktionen zwischen Zement und Wasser, die Reaktionsgeschwindigkeit nimmt zu und das Maximum wird zu früheren Zeitpunkten verschoben (Bild 1.24). Als Folge wird die Hydratationswärme schneller freigesetzt und die Festigkeitsentwicklung beginnt zu einem früheren Zeitpunkt (kinetischer Aspekt). Liegen die Temperaturen höher als beispielsweise in Bild 1.25 angegeben, wird ein geringerer Endhydratationsgrad erreicht.
- Durch höhere Temperaturen werden reaktionsträge Zusatzstoffe, wie beispielsweise Hüttensand, angeregt, in größerem Umfang Verbindungen mit dem Anmachwasser einzugehen und tragen dann dadurch stärker zur Wärmebilanz im Bauteil und zur Festigkeitsentwicklung bei.

- Im Bild 1.26 ist das Reaktionsverhalten von zwei Zementarten anhand der Wärme-freisetzung dargestellt. Im Prinzip stimmen die Kurven weitgehend überein, durch die Temperatur wird lediglich die Reaktionsgeschwindigkeit (im Bild die Wärmerate) verändert. Das Maximum bildet sich bei einem nahezu übereinstimmenden Hydratationsgrad aus. Diese Tatsache führt zu der Möglichkeit, den Einfluss der Temperatur rechnerisch zu berücksichtigen.
- Im Vergleich der Bilder zeigt sich, dass der Hüttensand im CEM III/A zwar langsamer, aber ebenfalls auf eine Temperaturerhöhung reagiert.
- Die Temperaturwirkung ist während des gesamten Prozesses, wenn auch mit unterschiedlicher Intensität, feststellbar (Abschnitt 1.8). Der größte Einfluss tritt am Maximum der Reaktionsgeschwindigkeit auf, das gleichzeitig den Übergang zur diffusionskontrollierten Reaktion charakterisiert. Mit Fortschreiten der Hydratation hat die Temperatur immer geringere Auswirkungen auf die Prozessgeschwindigkeit.
- Die Kenntnis der quantitativen Wirkung der Temperatur auf die Reaktionsgeschwindigkeit spielt eine wesentliche Rolle, wenn aus adiabatisch durchgeführten Messungen der Hydratationswärme ein isothermer Verlauf abgeleitet werden soll, in Rechenprogrammen die sich ändernde Bauteiltemperatur einbezogen werden muss oder die Veränderung der Festigkeitsentwicklung interessiert. Insofern ist es auch wichtig, den Einfluss der Temperatur auf die Genauigkeit der Vorhersage der Eigenschaftsentwicklung abzuschätzen.

Komplex 2

- Die Temperaturhöhe während der Hydratation beeinflusst die Morphologie der Hydrate (struktureller Aspekt). Die äußeren C-S-H sind dichter (Verminderung der Gelporen bzw. des Gelwassers) und die Kalziumaluminatverbindungen kompakter. Die Volumenverminderung wird in [1.33] angegeben mit

$$u(T) = \exp\left[-28 \cdot 10^{-6} \cdot (T - 293)^2\right] \quad (1.2)$$

Wenn beispielsweise die Erhärtungstemperatur 50°C (= 323 K) beträgt, wird das Volumen der Hydrate um den Faktor $u(T) = 0,78$ vermindert

- Die Porosität, vor allem mit größeren Porendurchmessern, steigt mit der Temperatur an; die Hydrate leisten damit einen verminderten Beitrag zur Strukturfestigkeit. Nachgewiesen ist, dass bei etwa übereinstimmendem Hydratationsgrad die bei höheren Temperaturen erhärteten Proben eine geringere Festigkeit aufweisen (struktureller Aspekt). Das chemisch gebundene Wasser ist jedoch bis zu Temperaturen von etwa 60°C nahezu unverändert. Erst bei einem höheren Hydratationsgrad (ab etwa $\alpha = 0,80$) zeigt sich, dass die durch die Temperatur beeinflusste Morphologie und Stöchiometrie der Hydrate zu einer veränderten Wasserbindung und Wärmemenge führt, die i. Allg. aber unberücksichtigt bleiben kann. Insofern sind die Auswirkungen der Temperatur auf die Entwicklung der Hydratationswärmemenge geringer als auf die der Festigkeit, da neu gebildete Hydrate immer mit Wärmeentwicklung verbunden sind.
- Bei höheren Temperaturen entstehen außerdem die Reaktionsprodukte nicht mehr gleichmäßig verteilt im Anmachwasserraum, sondern zunehmend in der Nähe der Zementkornoberflächen. In Verbindung mit der dichteren Struktur der

Hydrate werden die Diffusionsprozesse dadurch behindert und kommen frühzeitiger zum Erliegen, der erreichbare Hydratationsgrad ist niedriger. Die Zusammenhänge sind nicht vollständig geklärt, aber mehrfach nachgewiesen (z.B. [1.39]). Mit steigender Temperatur nehmen die Mikrorisse in der Zementsteinmatrix überproportional zu. Dieser Sachverhalt wird ebenfalls mit dem Rückgang der Festigkeit in Verbindung gebracht.

- Die durch eine höhere Erhärtungstemperatur verursachte Verminderung der Festigkeit des Zementsteines verursacht vergleichbare Auswirkungen im Beton (Bild 1.27). Der Umfang der Einbuße an Festigkeit ist von den Zementbestandteilen (Hüttsand, Flugasche), Betonzusatzstoffen (Flugasche) und den Eigenschaften der Gesteinskörnungen (Kalkstein, Quarzit) abhängig

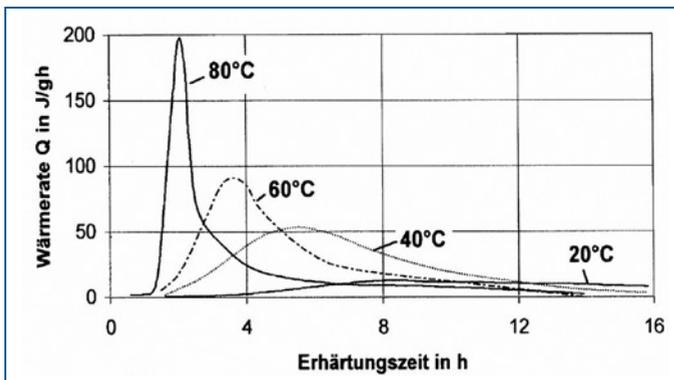


Bild 1.24 Wärmeentwicklungsrate eines CEM I 42,5 bei verschiedenen Erhärtungstemperaturen, aus [2.197]

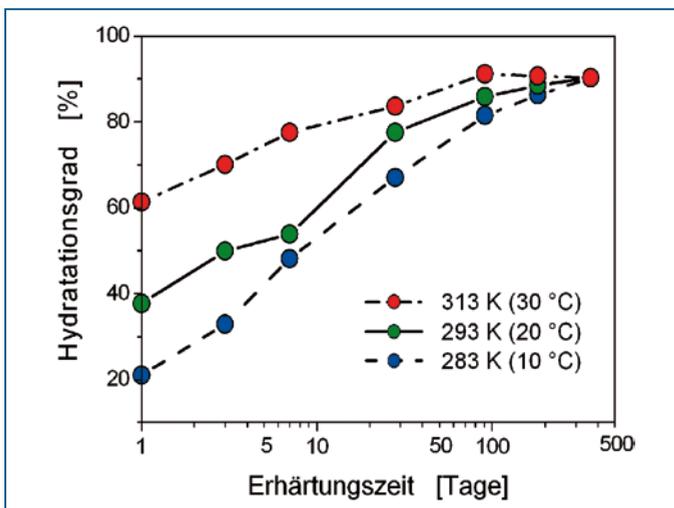


Bild 1.25 Entwicklung des Hydratationsgrades in Abhängigkeit von der Erhärtungstemperatur, $w/z = 0,50$ (Daten aus [1.86])

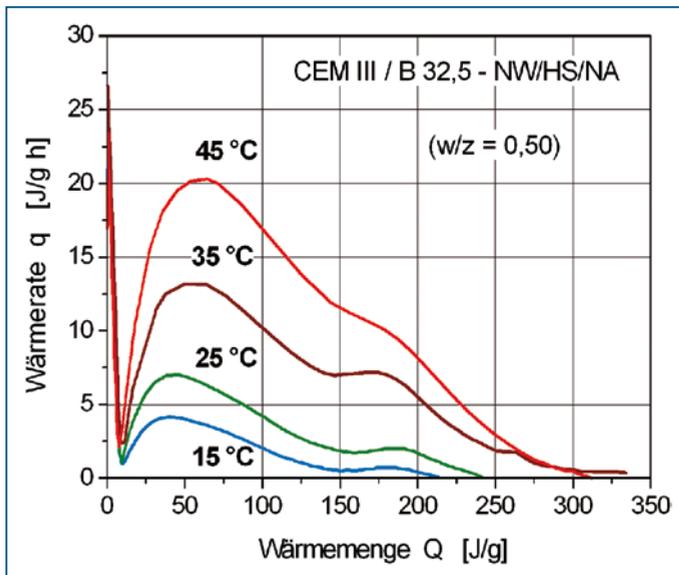
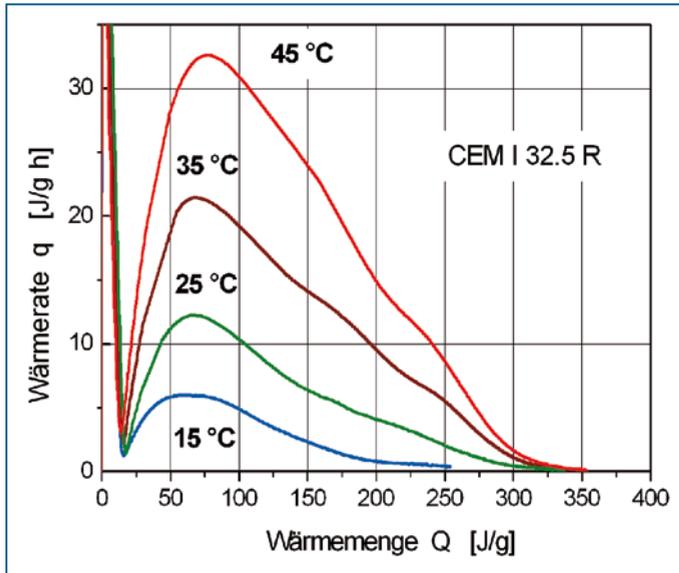


Bild 1.26 Wärmeentwicklungsraten von Zementen

- CEM I 32,5 R bei verschiedenen isothermen Erhaltungstemperaturen (DCA-Analyse)
- CEM III/A 32,5 bei verschiedenen isothermen Erhaltungstemperaturen (DCA-Analyse)

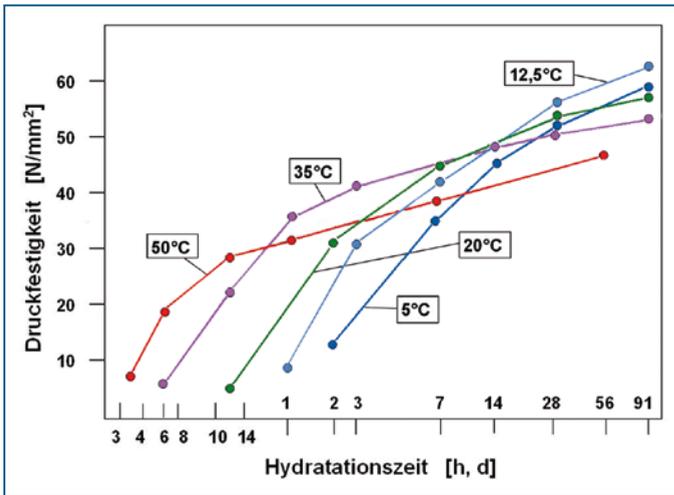


Bild 1.27 Druckfestigkeit von Zementmörtelprismen in Abhängigkeit von der Erhärtungszeit bei unterschiedlichen isothermen Erhärtungstemperaturen, nach [1.40]

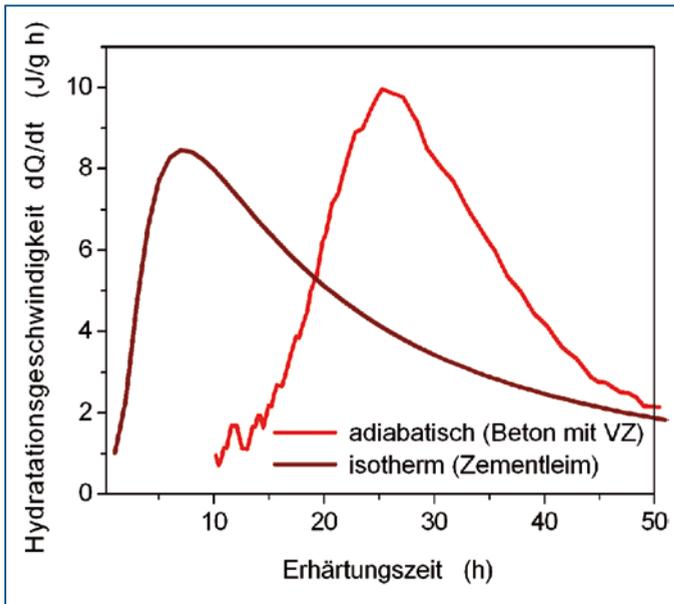


Bild 1.28 Wärmerate q bei Erhärtung mit und ohne Verzögerer, Zement CEM I 42,5 N. Transformation einheitlich auf eine Erhärtungstemperatur 20°C.

Zusatzmittel

Durch Verzögerer und Beschleuniger kann der Hydratationsprozess und beispielsweise die Freisetzung der Hydratationswärme zum Teil sehr nachhaltig beeinflusst werden (vgl. Bild 1.28). Bei Einsatz eines Verzögerers ist der Verlauf weitgehend identisch, das Ende der dormanten Periode und das Reaktionsmaximum jedoch sind deutlich zeitlich verschoben. Bei verschiedenen Zusatzmitteln wird auch das Reaktionsmaximum abgesenkt. Einfluss ist während des gesamten Erhärtungsprozesses spürbar, wirkt sich aber beispielsweise auf die zeitabhängige Festigkeitsentwicklung immer weniger aus.

Durch den Zusatz von Chloriden kann die Erhärtung besonders intensiv und kostengünstig beeinflusst werden. Da die Stahlkorrosion gefördert wird, ist die Anwendung bei Stahl- und Spannbetonbauteilen im Allgemeinen unzulässig. In einigen Ländern war die Anwendung im Winterbau üblich, um die erforderliche Frühfestigkeit zu erreichen. Nach Angaben von [1.7] beschleunigt auch Kalziiumsulfat, das während der Prä-Induktionsperiode nicht vollständig verbraucht wurde, die Reaktion von C_3S und C_2S . Im gleichen Sinne wirkt auch erhärteter und wieder gemahlener Kalkstein, der zugesetzt Kristallisationskeime ergibt.

Eine Vielzahl von chemischen Stoffen wirken als Verzögerer, wie beispielsweise Schwermetallverbindungen, Phosphate, zuckerhaltige Verbindungen und organische Säuren. Ursache der Verzögerung ist eine Verlängerung der Induktionsperiode.

Einwirkung von Huminstoffen

In Lagerstätten von Gesteinskörnungen können Beimengungen organischen Ursprungs auftreten, die bei der Verarbeitung zu Beton Huminsäuren freisetzen. Das Spektrum unterschiedlicher Verbindungen weist auch solche auf, die in den Mechanismus der Hydratation eingreifen und z. B. die Erstarrung verzögern oder die Erhärtung verhindern. Die Auswirkungen zeigen sich auch in der Intensität und im Verlauf der Freisetzung der Hydratationswärme.

Druck

Wenn während der Erstarrung und Erhärtung des Betons ein Druck einwirkt, steigt die Festigkeit an. Damit wird auch der Unterschied zwischen Prüfkörpern begründet, die unter Laborbedingungen erhärten und aus dem Bauteil entnommen wurden. Der Festigkeitsgewinn wurde beispielsweise in [1.41] mit 3 bis 18 % angegeben und war umso größer, je höher die Vorlast lag, je länger diese einwirkte und je früher diese aufgebracht wurde. Der E-Modul folgt der Druckfestigkeit nach, eine Verminderung der Zugfestigkeit kann auftreten.

Die Zusammenhänge sind noch nicht umfassend untersucht worden, so dass nur wenige Untersuchungsergebnisse vorliegen (siehe [1.136]). Danach wird durch den aufgetragenen Druck die Hydratationsrate angehoben, aber die Dichte der Hydrate nur unwesentlich beeinflusst. Vermutet wird auch eine Verminderung der Porosität und Verzögerung der Mikrorissbildung infolge Schwinden im Zementstein. Bei Überschreiten eines kritischen Verhältnisses zwischen Druckspannung und vorhandener Festigkeit kehren sich

die Verhältnisse um; hervorgerufen werden dann verstärkt Mikrorisse und ein Festigkeitsabfall [1.42].

1.2.4 Prozesskenngröße Hydratationsgrad

Zwischen dem Anteil des Zementes, der in Hydrate umgewandelt worden ist, und dem Stand der Entwicklung der Eigenschaften des Zementsteines sowie des Betons besteht ein enger Zusammenhang. Vielfältig nachgewiesen ist der Zusammenhang zwischen dem Hydratationsgrad und der Wärmefreisetzung, der Porosität, dem autogenen Schwinden u.v.a Merkmalen. Es ist deshalb naheliegend, einen solchen Grad der Umwandlung des Zementes als eine universelle Bezugsgröße zur Beschreibung des Verlaufes des Hydrationsprozesses und der Herausbildung wichtiger Eigenschaften anzusehen und in Rechnerprogrammen zu verwenden, Beispiele dafür sind in [1.33], [1.43], [1.44] zu finden.

Die Schwierigkeit bei der Anwendung liegt jedoch in der Feststellung des zu einem bestimmten Zeitpunkt hydratisierten Zementvolumens und dem Endwert nach vollständiger Hydratation.

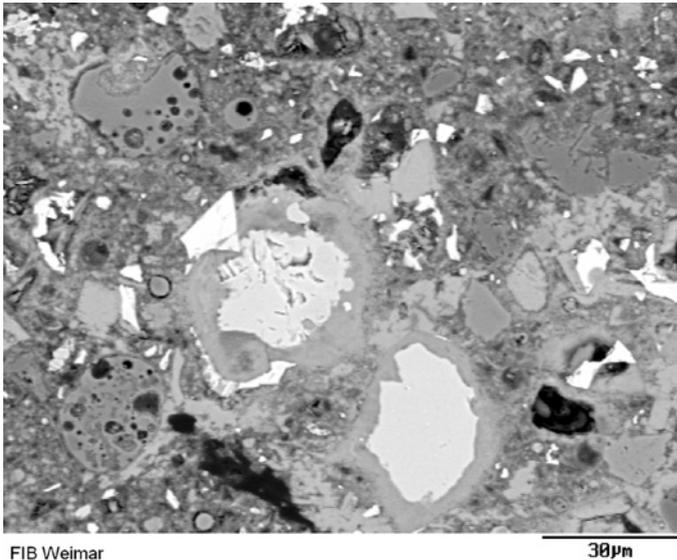
Messverfahren

Eine **direkte Bestimmung** des Anteiles der Hydrate bzw. des nicht hydratisierten Klinkers gestattet die digitale Bildanalyse von Aufnahmen, die beispielsweise mit der Auflichtmikroskopie oder dem Rasterelektronenmikroskop erhalten werden. Durch Ermittlung des Flächenanteiles des unhydratisierten Klinkers und der stereologischen Übertragung auf den dreidimensionalen Körper wird eine Abschätzung der Gefügekenngößen ermöglicht. Luftporen, Gesteinskörner und weitere Bestandteile werden bei der Bildauswertung gelöscht. Über die Einstellung der Vergrößerung, Auflösung und der Grauwerte kann die hinreichend genaue quantitative Ermittlung der interessierenden Phase im Zementstein erreicht werden. Zur Abschätzung des Hydratationsgrades sind die Kenndaten der Betonrezeptur heranzuziehen.

Weiterhin können die Röntgendiffraktometrie (QXRD) und IR-spektroskopische Untersuchungsmethoden angewandt werden, bei denen die Identifikation anhand eines Referenzspektrums vorgenommen wird.

Bei Untersuchungen über den zeitlichen Verlauf kann der Hydrationszustand nur **indirekt** über die Messung der mit dem Hydrationsprozess verbundenen Phänomene, d. h. der chemischen Wasserbindung, der Schrumpfung des hydratisierenden Zementvolumens, Gehalt an $\text{Ca}(\text{OH})_2$ oder der freigesetzten Hydrationswärme ermittelt werden. Vereinzelt sind auch die Festigkeitsentwicklung und die dielektrischen Eigenschaften des erhärtenden Zementsteines herangezogen worden, um den Hydrationsfortschritt zu charakterisieren. Eine Literaturübersicht ist in [1.33] enthalten.

Der experimentell festgestellte Hydratationsgrad hängt von der gewählten Messgröße und -methode, der Genauigkeit bei der Ermittlung und dem Bezugswert ab. Die Ergebnisse der verschiedenen Methoden weichen vor allem in der Anfangsphase voneinander ab, da hier Hydrate spezieller Zusammensetzung entstehen (Bildung des Trisulfates, Umwandlung zu Monosulfat). Die anfänglichen Unterschiede werden aber mit dem wei-



FIB Weimar

30µm

Bild 1.29 Digitale Bildanalyse des Zementsteins zur Bestimmung des Hydratationsgrades (Rasterelektronenmikroskopie). Das Bild besteht aus 256 Graustufen; die weißen und sehr hellen Bereiche stellen den unhydratisierten Klinker dar. Der ermittelte Hydratationsgrad beträgt etwa 75 % (Bauhaus-Universität Weimar).

teren Hydratationsfortschritt verringert, so dass, hinreichend genau, eine lineare Beziehung zwischen Hydratationsgrad und dem jeweiligen Parameter, z. B. Schrumpfmaß oder Wärmeentwicklung, festgestellt werden kann. Untersuchungsergebnisse darüber sind bei [1.13] zu finden. Ein Beispiel für die Beziehung zwischen der durch Röntgendiffraktometrie (QXRD) festgestellten hydratisierten Zementmenge und der differentialkalorimetrisch ermittelten Hydratationswärme ist in Bild 1.30 nach [1.13] dargestellt. Ein nahezu linearer Zusammenhang wurde auch zwischen Wärmefreisetzung und chemisch gebundenem Wasser nachgewiesen [1.45], Bild 1.31.

Das **chemische Schrumpfen** wird an Zementleimpasten verfolgt, die in einem Glasgefäß eingebracht mit Wasser überschüttet und luftdicht verschlossen werden. Über eine Pipette mit Skalierung kann das Schrumpfmaß zu den einzelnen Zeitpunkten anhand des nachgesaugten Wassers festgestellt werden. Der Endwert beträgt etwa $V_{ch} = 0,060 - 0,070 \text{ cm}^3/\text{g}$ Zement (vgl. Abschnitt 1.3.4). Zwischen Schrumpfmaß und Hydratationsgrad sowie der Hydratationswärme und Druckfestigkeit wurde experimentell eine enge Beziehung nachgewiesen (z. B. [1.46]). Bisher wurde überwiegend der Hydratationsgrad a an das chemisch gebundene Wasser gekoppelt, zunehmend wird von der freigesetzten Wärmemenge ausgegangen. Dadurch kann die experimentelle Schwierigkeit bei der Bestimmung der chemischen Wasserbindung bei hüttensandhaltigen Zementen umgangen werden.

Thermogravimetrisch wird das chemisch gebundene Wasser häufig dadurch bestimmt, dass eine Probe zunächst bei 105 °C getrocknet und anschließend bis 1000 °C erhitzt wird. Die Differenz aus den beiden Wägungen ergibt die Masse des chemisch gebundenen Wassers, das als nicht verdampfbare Wasser w_n bezeichnet wird. Auf die Ursachen der Streuung der Messergebnisse ist in Abschnitt 1.3.2 hingewiesen. Daraus erklären sich auch die Unterschiede zwischen dem rechnerisch bestimmtem gebundenen Wasser w_H und dem thermogravimetrisch ermitteltem Betrag w_n . Die Ermittlung des Hydratationsgrades wird dadurch nicht so gravierend beeinflusst, wie zu erwarten wäre, da die zu vergleichenden Messergebnisse annähernd prozentual den gleichen Fehler aufweisen. Weitere Methoden zur Bestimmung des chemisch gebundenen Wassers über Trocknung sind in Abschnitt 1.3.2 erläutert.

Die Messung der **Hydratationswärme** ist technisch befriedigend durchführbar (Abschnitt 1.8.3). Eine wesentliche Schwierigkeit bei der Ermittlung des Hydratationsgrades besteht aber darin, dass die Werte über die Wärmemenge bei einer vollständigen Umsetzung des Zementes (Q_{pot}) experimentell nicht vorliegen. Die Endwerte könnten bestimmt werden durch Extrapolation von laborseitig ermittelten Messdaten bei längerer Versuchsdauer oder über Berechnung aus der chemischen Zusammensetzung. Auf letztere Möglichkeit und die damit verbundenen Ungenauigkeiten wird in Abschnitt 1.8.2 eingegangen. Bei Kompositzementen ist die Messung der Hydratationswärme bevorzugte Basis der Ermittlung des Hydratationsgrades, da die übrigen Methoden nicht angewandt werden können bzw. mit größeren Unsicherheiten verbunden sind.

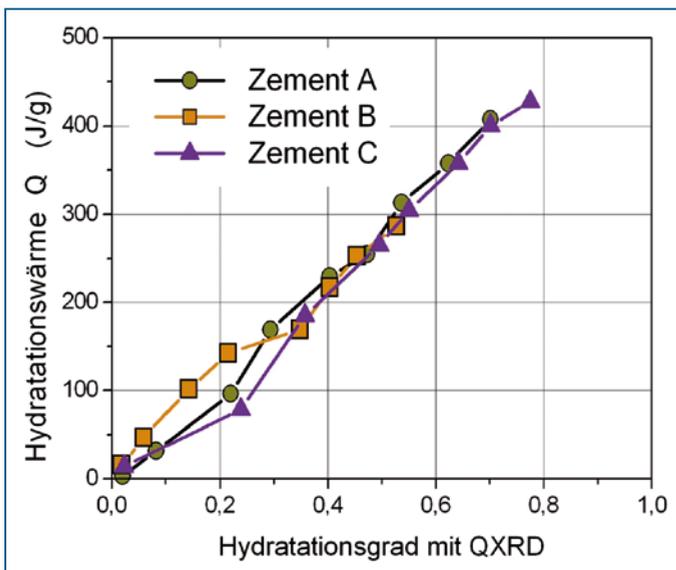


Bild 1.30 Beziehungen zwischen Hydratationsgrad und Hydratationswärme bei Portlandzement nach [1.13]

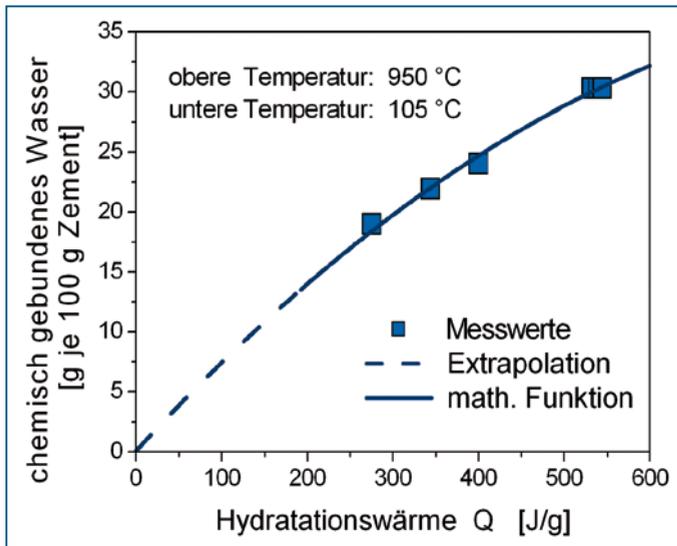


Bild 1.31 Zusammenhang zwischen Hydratationswärme und chemisch gebundenem Wasser [1.45]

Bestimmung des Hydratationsgrades

Das Verhältnis zwischen dem Messwert zu einzelnen Zeitpunkten $MW(t)$ und dem bei vollständiger Umsetzung des Zementes $MW(\infty)$ wird i. Allg. bei allen Untersuchungsverfahren als Hydratationsgrad α bezeichnet, bei der Messung der Hydratationswärme auch als thermischer Reaktionsgrad oder Enthalpiegrad. Durch diese Kenngröße, die keine physikalisch definierte Größe darstellt, wird quantitativ beschrieben, inwieweit sich der Hydratationsprozess dem Endzustand genähert hat. Aus dieser Definition ergibt sich die Problematik der Vorgehensweise, da ein Hydratationsgrad α nur berechnet werden kann, wenn ein Endwert α , d. h. nach vollständiger Hydratation, vorliegt.

$$\alpha(t) = \frac{MW(t)}{MW(\alpha = 1)} \quad (1.3)$$

Die Unzulänglichkeiten bei der Erfassung des tatsächlichen Hydratationsgrades verhindern aber nicht, dass eine mathematische Beziehung zur Festigkeit formuliert und durchaus auch verwendet werden kann.

Die zeitliche Entwicklung des Hydratationsgrades ist immer an die Zusammensetzung des jeweiligen Betons und den verwendeten Zement gebunden. Je höher beispielsweise die Aufmahlung des Zementes ist, desto schneller verlaufen die Hydratationsreaktionen, die Wärmefreisetzung und die Festigkeitsbildung.

Zeitliche Entwicklung des Hydratationsgrades

Die unterschiedlichen Hydratationsmechanismen bei der Umsetzung der Zemente bewirken einen typischen S-förmigen Verlauf in der zeitlichen Zunahme des Hydratationsgrades,

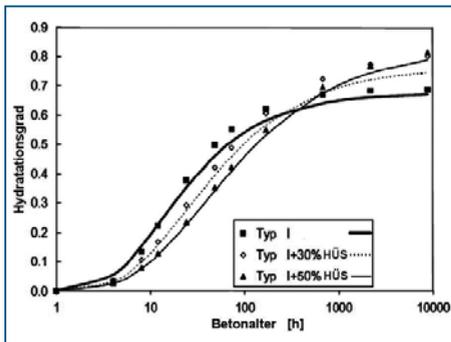


Bild 1.32 Entwicklung des Hydratationsgrades im Bindemittel bei Beton mit Zement CEM I und Hüttensand (nach [1.48])

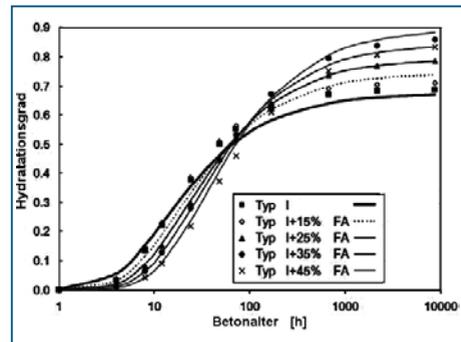


Bild 1.33 Entwicklung des Hydratationsgrades im Bindemittel bei Beton mit Zement CEM I und Flugasche (nach [1.48])

der durch Entwicklungsfunktionen beschrieben werden kann (Abschnitt 1.9). Verschiedentlich werden die zeitlichen Hydratationsvorgänge auch als Evolutionsprozess verstanden und mit den dafür geltenden mathematischen Zusammenhängen nachvollzogen [1.47]. Bis zum Maximum der Hydratationsrate $d\alpha/dt$, die im Bild 1.26 a und b durch die Wärmerate q [J/g h] charakterisiert wird, ist die topochemische, von da an die diffusionskontrollierte Reaktion maßgebend.

Die Geschwindigkeit der Reaktion hängt von den im Abschnitt 1.2.2 und 1.2.3 genannten Faktoren ab. In Bild 1.32 und Bild 1.33 sind der Verlauf für Mischungen aus Portlandzement und Hüttensand bzw. mit Flugasche dargestellt. Der Übergang zwischen den beiden Reaktionsmechanismen findet bei dem Klinker nach einem Hydratationsgrad von etwa $\alpha = 0,20 - 0,25$ statt, bei Zugabe von HÜS und SFA ist das Hydratationsmaximum zu einem späteren Zeitpunkt bzw. höherem Hydratationsgrad verschoben. Sehr deutlich ist zu sehen, dass die Umsetzung des Bindemittels zunächst verzögert ist, dann aber mit zunehmender Geschwindigkeit abläuft und zu einem höherem Hydratationsgrad führt. Besonders trifft die Veränderung des Reaktionsverhaltens auf die Mischungen mit Flugasche zu.

Maximaler Hydratationsgrad

Vielfach wurde festgestellt, dass eine vollständige Hydratation praktisch nicht erreicht werden kann. Beispielsweise sind in einem nahezu 100 Jahre altem Beton mit $w/z = 0,60$ noch unhydratisierte Kerne von Zementpartikeln nachgewiesen worden. Zementpartikel größeren Durchmessers können nicht vollständig durchhydratisiert werden.

Nicht die Endwerte werden erreicht, sondern nur ein maximaler Hydratationsgrad, der sehr wesentlich von dem im Kapillarporensystem verfügbaren Wasser abhängt. Durch die chemische Wasserbindung werden die Kapillaren entleert; in diesen luft- oder wasserdampfgefüllten Poren können sich keine Hydrate bilden. Ohne äußere Austrocknung werden die maßgebenden Mechanismen hinreichend durch den Wasserzementwert charakterisiert.

Wie aus Bild 1.34 zu ersehen ist, kann beispielsweise bei $w/z = 0,50$ nur ein maximaler Hydratationsgrad von etwa $\alpha_{\max} = 0,85$, bei $w/z = 0,4$ etwa $\alpha_{\max} = 0,75$, erreicht

werden. Weiterhin wirkt sich der Wassermenge auf die Geschwindigkeit des Hydratationsprozesses aus (Abschnitte 1.2.3 und 1.9.4).

Wie in Bild 1.34 angegeben, führten eine Vielzahl von Versuchsdaten über Regression zu den Beziehungen

$$\alpha_{\max} = 1 - \exp(-3.8 \cdot w/z) \quad (1.4a)$$

$$\alpha_{\max} = \frac{1,35 \cdot w/z}{0,315 + w/z} \quad (1.4b)$$

[1.49] wertete die eigenen Versuche und Literaturangaben über eine Hydratationsdauer > 400 Tage aus und kam zu einer Gleichung (1.4a) ähnlichem Ergebnis. Der maximale Hydratationsgrad in Abhängigkeit vom w/z-Wert wurde für Mörtel und Beton sowie unabhängig von der Zementart festgestellt.

Die oft verwendete Gleichung von Mills [1.50], die im Aufbau (1.4b) entspricht, ergibt zweifelsfrei zu niedrige Werte (Bild 1.34)

Einzelne Untersuchungsergebnisse ([1.30], [1.136]) lassen vermuten, dass auch die Feinheit des Zementes den maximalen Hydratationsgrad beeinflusst. Bei sehr fein aufgemahlten Zementen ist die Hydrathülle dünner, so dass selbst der im späten Alter geringere Wassergehalt noch eine Diffusion sicherstellt. Andererseits kann die zwangsläufig größere Hydratationsgeschwindigkeit einen vergleichsweise höheren Endwert der Hydratation vortäuschen.

Es ist nicht auszuschließen, dass bei sehr langer Erhärtung durch Umlagerung von physikalisch gebundenem und in Zwischenschichten der Hydrate eingelagertem Wasser ein weiterer Hydratationsprozess stattfindet und darüber hinausgehende Hydratationsgrade erreicht werden. Für technisch bedeutsame Zeiträume wäre dieser Vorgang nicht interessant.

Mit Zugabe von puzzolanischen und latent-hydraulischen Zusatzstoffen wird der maximale Hydratationsgrad des Zementes verändert. Bis zu einer Hydratationsdauer von 3 Jahren ist dies jedoch nicht nennenswert. Bei Flugasche-Gehalten bis 40 % wurde ein mit Portlandzement und HOZ übereinstimmender bzw. leicht erhöhter Hydratationsgrad des Klinkers festgestellt [1.20]. Bei Kombination mit PKZ war der Hydratationsgrad um etwa 10 % angehoben. Hüttensand hatte selbst bei Anteilen bis etwa 75 % im Bindemittel keine nennenswerten Auswirkungen.

Der Sachverhalt ändert sich, wenn über Modelle und Regression Endwerte bestimmt werden. Mit den Angaben in [1.48] und [1.51] kann die Gleichung (1.4b) modifiziert werden, der Multiplikator beträgt bei 20 % SFA etwa 10 %, bei 35 % SFA etwa 30 %, bei 50 % HÜS etwa 15 %. Für Mikrosilika ergibt sich nach den Ergebnissen in [1.23] eine proportionale Reduzierung, die bei einem Gehalt von 10 M.-% etwa 8 % beträgt.

$$\alpha_{\max} = \frac{1,25 \cdot w/z}{0,315 + w/z} \quad (1.4c)$$

Eine Herabsetzung des maximal erreichbaren Hydratationsgrades findet statt, wenn durch ungenügende Nachbehandlung das Kapillarporensystem frühzeitig austrocknet und das Wasservolumen verringert wird. Die relative Feuchte im Porensystem während der Hydratation beeinflusst nicht nur den Hydratationsvorgang (Abschnitt 1.2.3), sondern auch den

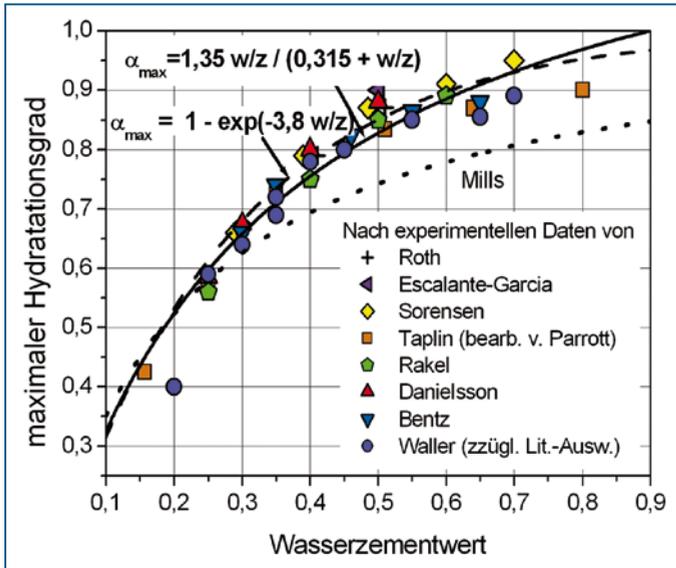


Bild 1.34 Maximaler Hydratationsgrad in Abhängigkeit vom Wasserzementwert nach verschiedenen experimentellen Daten, aus [1.129]

Endwert des Hydratationsgrades. Auf den Einfluss der versiegelten Lagerung wird in Abschnitt 1.3.4 eingegangen. Die Wirkung einer nachträglichen Wasserzuführung über die Oberfläche der Bauteile ist umstritten und muss als sehr vage angesehen werden. Die Verminderung des Hydratationsgrades ist für zwei verschiedene Wasserzementwerte im Bild 1.35 a und b, angegeben.

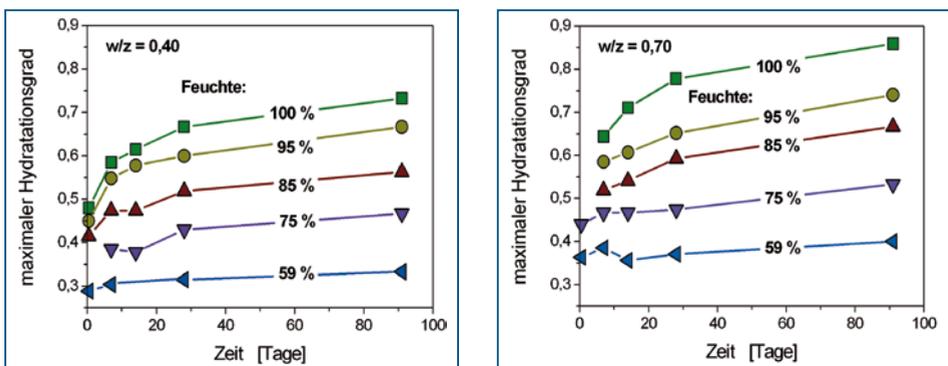


Bild 1.35 Verlauf und Endwert des Hydratationsgrades von Zementpasten in Abhängigkeit vom Wasserzementwert und der relativen Feuchte (Daten nach [1.134])

a) $w/z = 0,40$

b) $w/z = 0,70$

Eine weitere Reduzierung wird durch die Temperatur hervorgerufen. Höhere Temperaturen führen z. B. zu einer veränderten Morphologie der Hydrate und infolge dichter Packung zu erschwerter Hydratation. Nach [1.52] gilt:

$$\alpha_{\max} = \alpha_{\max, 293} \cdot \exp[-0.00003 \cdot (T - 293)^2 \cdot \text{SGN}(T - 293)] \quad (1.4d)$$

Dabei bedeutet $\text{SGN}(T-293) = 1.0$, wenn $T \geq 293 \text{ K}$
 $= -1,0$, wenn $T < 293 \text{ K}$

1.3 Wasserbindung und Strukturentwicklungen im Zementstein

Wasser tritt im Zementstein in verschiedenen Modifikationen auf und zwar als chemisch und physikalisch gebundenes oder in größeren Kapillaren enthaltenes und damit so genanntes freies Wasser. Die Volumenentwicklung der Hydrate ist eng mit der Menge und Bindungsart des Wassers verknüpft.

Bei der Bildung der Hydrate wird Wasser chemisch gebunden und dadurch fester Bestandteil der stöchiometrisch bestimmten Zusammensetzung. Dabei tritt gegenüber den Ausgangsstoffen eine Volumenverminderung ein, die als chemisches Schwinden wirksam wird. Diese Kontraktion wird auf die Wassermoleküle zurückgeführt, die beim Einbau in die Hydratstruktur eine Erhöhung der molaren Masse erfahren, die als »scheinbare Hydratwasserdichte« bezeichnet wird.

An der Oberfläche der Hydrate werden Wassermoleküle physikalisch gebunden, die die Nanopartikel distanzieren und die Gelporen bilden. Hydrate und die angelagerten Wasserschichten bilden das Zementgel.

Kapillarwasser kondensiert in vorhandenen Poren entsprechend deren Radien und dem vorhandenem relativen Luftdruck und trägt nicht zur Volumenentwicklung bei (Bild 1.36).

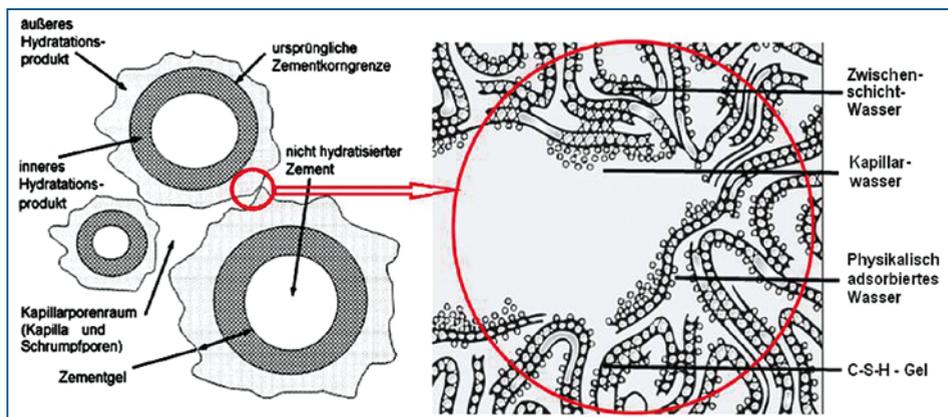


Bild 1.36 Schematische Darstellung der Umsetzung der Zementpartikel und der Bestandteile des Zementsteingels

1.3.1 Stöchiometrisch bestimmte chemische Wasserbindungen und Hydratvolumen

Voraussetzungen zur Bestimmung der Wasserbindung und des Hydratvolumens sind die Annahme einer Zusammensetzung des Reaktionsproduktes und der zugehörigen Reaktionsgleichungen sowie die molaren Massen und Dichten der Stoffe vor und nach der Hydratation. In der Regel wird dabei auf die Zwischenstufen, die nur temporär Bestand haben, verzichtet und es werden stabile Endprodukte zugrunde gelegt. Problematisch ist, dass aus den jeweiligen Klinkermineralien Hydrate mit voneinander abweichender Zusammensetzung entstehen können. Die Ursache sind Wechselwirkungen zwischen den einzelnen Zementbestandteilen, die Sulfatkonzentration, der Wasserzementwert, die Temperatur als eine sehr wesentliche Erhärtungsbedingung usw. Insofern sind unterschiedliche Angaben beispielsweise über die Wasserbindung oder die theoretisch freisetzbare Hydratationswärme zu erwarten, so dass auch die Ergebnisse der Berechnungen je nach Ansatz streuen.

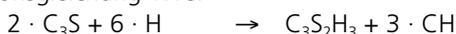
Bei der Anwendung von Reaktionsgleichungen (z. B. Gleichungen 1.1) wird im Allgemeinen weiterhin unterstellt, dass die einzelnen Zementbestandteile getrennt hydratisieren und keine komplexen Hydrate entstehen. Die Umsetzung des Aluminates mit Anhydrit wird vernachlässigt und nur von der Bildung des Kalziumaluminathydrates ausgegangen. Diese Vorgehensweise ist vertretbar, wenn lediglich das Ziel verfolgt wird, die Wasserbindung, Volumenentwicklung und Wärmefreisetzung zu erfassen. Die Vernachlässigung der Tri- und Monosulfatbildung führt aufgrund des relativ geringen Massenanteiles dann immer noch zu vertretbaren Ergebnissen. Diese Vereinfachung ist jedoch nicht aufrechterhalten, wenn das Sulfatreiben und die Instabilität des Zementsteingefüges untersucht werden soll.

Wird für Zemente die theoretische Wasserbindung mit der experimentell ermittelten verglichen, ergibt sich eine befriedigende Übereinstimmung, wenn die Werte der Tabelle 1.4 verwendet werden. Wahrscheinlich gleichen sich die innerhalb der aluminatischen und silikatischen Klinkerphasen auftretenden Differenzen, die aus verschiedenen Untersuchungen resultieren, aus.

Für die Volumenentwicklung ist charakteristisch, dass durch die Hydratation eine Volumenverminderung eintritt, die der chemischen Bindung der Wassermoleküle zugeschrieben wird (scheinbare Hydratwasserdichte). Die Folge ist ein Schrumpfporenvolumen, das in Abhängigkeit von den jeweiligen Klinkermineralien entsteht. In der Frühphase der Hydratation (bis zum Ende der Induktionsperiode) tritt bei dem Klinkerbestandteil C_2S ein Quellen auf, das die Schrumpfung überlagert [1.46]. Ähnliches Quellen kann bei Hütten-sand auftreten und ist mit Bildung von Trisulfat verbunden.

Die Vorgehensweise wird anhand der Hydratation des Klinkerbestandteiles C_3S erläutert.

Reaktionsgleichung 1.1e:



Bilanz der Molmassen

$$\begin{aligned} 2 \cdot 228,3 + 6 \cdot 18,0 &\rightarrow 342,3 + 3 \cdot 74,1 \\ 456,6 + 108,0 &\rightarrow 342,3 + 222,3 = 564,6 \text{ g/mol} \end{aligned}$$

$$\text{Wasserbindung} \quad w_H = 108,0 / 456,6 = 0,237 \text{ g H}_2\text{O} / \text{g C}_3\text{S}$$

Masse der Ausgangsstoffe und Hydrate

$$1 \text{ g C}_3\text{S} + 0,237 \text{ g H}_2\text{O} = 1,237 \text{ g Hydrat} = 1,237 \cdot 342,3 / 564,6 = 0,75 \text{ g C}_3\text{S}_2\text{H}_3 + 0,49 \text{ g CH}$$

Volumina der Ausgangsstoffe (V_A) und des Hydrates (V_H):

$$\begin{aligned} V_A &= m(\text{C}_3\text{S}) / \rho(\text{C}_3\text{S}) + m(\text{H}_2\text{O}) / \rho(\text{H}_2\text{O}) & V_H &= m(\text{C}_3\text{S}_2\text{H}_3) / \rho(\text{C}_3\text{S}_2\text{H}_3) + m(\text{CH}) / \rho(\text{CH}) \\ &= 1 / 3,13 + 0,237 & &= 0,75 / 2,55 + 0,49 / 2,24 \\ &= 0,310 + 0,237 = 0,557 \text{ cm}^3 & &= 0,294 \text{ cm}^3 \text{ C}_3\text{S}_2\text{H}_3 + 0,219 \text{ cm}^3 \text{ CH} \\ &= 0,512 \text{ cm}^3 \text{ Hydrat} \end{aligned}$$

$$\text{Volumendifferenz } \Delta V \text{ (chemisches Schwinden)} = 0,557 - 0,512 = 0,044 \text{ cm}^3/\text{g C}_3\text{S}$$

Kontraktion des Wassers infolge chemischen Schwindens

$$(0,237 - 0,044) / 0,237 = 0,813$$

Scheinbare Hydratwasserdichte $\rho_w(\text{CSH})$

$$1 / 0,813 = 1,23$$

Das Schrumpfporenvolumen ist bei freier oder versiegelter Oberfläche des Bauteiles wasserfrei und steht für den Aufbau der Hydrate nicht zur Verfügung. Die Kontraktion der Ausgangsstoffe beim Übergang in das hydratisierte Gefüge ruft das chemische Schwinden hervor. Wenn der Beton Wasser von außen nachsaugen kann, beeinträchtigt das Schrumpfporenvolumen die Hydratation nicht. Ansonsten trägt dieses Volumen zur Kapillarporosität bei.

Die Daten für die anderen Klinkermineralien sind in Tabelle 1.4 zusammengestellt. Bei C_4AF wurde die Angabe von [1.13] übernommen, die mit den Messergebnissen von [1.53] in Übereinstimmung steht.

Die Angaben in Tabelle 1.4 resultieren aus der Annahme wahrscheinlicher Reaktionsgleichungen (1.1), die durch experimentelle Ermittlung der Wasserbindung bestätigt worden sind. Darüber hinaus ist aber eine größere Varietät an Hydraten mit abweichender Stöchiometrie nachgewiesen, die zu anderen Werten führen. Die Berechnung der Hydratvolumina u. a. Phänomene stehen unter diesem Vorbehalt.

Verschiedene Untersuchungen zeigen, dass die Zusatzstoffe die Wasserbindung relativ geringfügig verändern. Beispielsweise wurde für einen Portlandzement $w_n = 0,252 \text{ g/g}$ Zement ermittelt, mit 5 % Silikastaub war 0,244 g und mit 30 % Hüttensand 0,265 g festgestellt worden [1.54].

1.3.2 Experimentelle Ermittlung der chemischen Wasserbindung

Grundlage der Untersuchung ist das Ziel, durch Trocknung das chemische und physikalische gebundene Wasser abzugrenzen. Die Ergebnisse der Ermittlung der Wasserbindung sind jedoch vom Trocknungsverfahren abhängig.

Am häufigsten wird die Trocknung bei 105 °C durchgeführt (O-Trocknung), die als markante Schnittstelle für die unterschiedlichen Bindungsarten des Wassers betrachtet wird. Daraus folgt, dass das verdampfbare Wasser (auch als w_e bezeichnet) aus der Differenz der Probenmassen vor dem Beginn und nach der Trocknung bei 105 °C erhalten wird. Bei der Bestimmung des chemisch gebundenen, d. h. nicht verdampfbaren Wassers (oft als w_n bezeichnet) wird dann das Ergebnis der Trocknung bei 1000 °C (bzw. 1050 °C) der bei 105 °C gegenübergestellt.

Weiterhin werden die P-Trocknung (Trocknungsmittel Magnesiumperchlorat), die D-Trocknung (Trocknung über Eis bei –79 °C) und die F-Trocknung (Temperatur –10 °C) angewandt (nähere Angaben in [1.7] und [1.13], kritische Beurteilung in [1.55]).

Grundsätzlich gilt: Je intensiver die Trocknung durchgeführt und demzufolge je größer die ausgetriebene Wassermenge w_e ist, desto geringer ist das verbleibende, chemisch gebundene Wasser w_n . Die Unterschiede zwischen den Untersuchungsergebnissen sind nicht unerheblich, z. B. nach [1.55] etwa 15 %.

Mit der Trocknung bei 105 °C werden die niedrigsten Werte erhalten, die etwa 2–5 % unter der bei der D-Trocknung liegen. Diese unterschreiten die Messergebnisse der P-Trocknung um etwa 10 %.

Die Ursache ist, dass bereits ab 85 °C leichter gebundene Wassermoleküle, vor allem aus den aluminatischen Hydraten ausgetrieben werden, die damit zwangsläufig dem physikalisch gebundenen Wasser zugerechnet werden, aber beispielsweise nach der Strukturformel des Hydrates C-A-H zur chemischen Zusammensetzung gehören (Entwässerung von C_4AH_{19} bzw. C_4AH_{13} über C_4AH_{11} bis zu C_4AH_6). Die Unterschiede ergeben sich weiterhin aus der Dehydrierung der Sulfat-Phasen (AFm- und AFt-Verbindungen) und eines Teiles des Zwischenschichtwassers aus den CSH-Phasen (siehe Tabelle 1.4).

Eine direkte Vergleichbarkeit zwischen den Ergebnissen der Trocknungsarten ist nicht gegeben, es können nur Relationen beurteilt werden. Eine zuverlässige Trennung zwischen chemisch und physikalisch gebundenem Wasser ist derzeit nicht möglich.

1.3.3 Physikalisch gebundenes Wasser und Gelvolumen

Die aus der Lösung entstehenden Hydrate mit kolloidalen Abmessungen und demgemäß großen Oberflächen lagern Wassermoleküle an und ein, die als physikalisch gebundenes Wasser w_G (verdampfbares Wasser) charakterisiert werden. Je größer die Grenzfläche ist, desto größer ist die Menge des physikalisch gebundenen Wassers. Auf die anfängliche einmolekulare Wasserschicht V_m werden in der Regel weitere Molekülschichten angelagert, die aber immer geringer werdender Bindungskraft unterliegen. Weiterhin werden Wassermoleküle auch zwischen den Hydraten und in Mikroporen positioniert. Die Dicke der angelagerten Wasserschichten ist vom Wasserdampfpartialdruck p/p_s abhängig. Zwischen dem Volumen des hydratisierten Zementes, der spezifischen inneren Oberfläche des Gels und der Menge des Gelwassers besteht ein linearer Zusammenhang.

Die Wasserschichten können auch innerhalb der Hydratphasen des Zementsteines eingelagert werden. Somit sind die Gelporen nicht Poren in der sonst üblichen Vorstellung, sondern wassergefüllte Hohlräume in der Größe der Gelpartikel. Die Größenordnung liegt bei 0,5 bis 3 nm.

Das Gelwasser steht unter der Wirkung von Oberflächenkräften und kann nicht als frei bewegliches Wasser betrachtet werden. Aufgrund der Interaktion mit den Hydraten werden verschiedentlich die Wassermoleküle sogar als komprimiert angesehen, wenn auch wesentlich geringer als das chemisch gebundene Wasser (etwa 1,05 bis 1,10 g/cm³). Die Gelwasserdichte wird für die folgenden Berechnungen jedoch vereinfacht mit $\rho_{\text{WG}} = 1,0 \text{ g/cm}^3$ angenommen. Die Hydrate und das physikalisch gebundene Wasser bilden gemeinsam das Zementsteingel mit dem Volumen V_G . Bis zum einem relativen Wasserdampfpartialdruck von 45 % wird in den Poren nur Gelwasser adsorbiert, darüber wird Wasser in den Kapillarporen kondensiert.

Bei der rechnerischen Ermittlung des Gelwassers kann von der mineralogischen Zusammensetzung, dem Verhältnis von chemisch und monomolekular gebundenem Wasser sowie von der Anzahl der Gelwasserschichten ausgegangen werden, wie z. B. in [1.56] angegeben. Die Vorgehensweise ist ausführlich in [1.57] erläutert. Vereinfacht kann davon ausgegangen werden, dass sich theoretisch und aus Messungen abgeleitet für die Gelporosität ein relativ enger Bereich einstellt, der in der Literatur mit $V_{\text{GP}} \sim 0,26\text{--}0,28\%$ angegeben wird. Für die weiteren Berechnungen wird der Wert $V_{\text{GP}} = 0,26\%$ verwendet.

Durch das Gelwasser wird das Feststoffvolumen der Hydrate vergrößert, so dass das Gelvolumen entsteht.

Das Gelvolumen beträgt

$$V_G = \eta_G \times V_Z \equiv V_Z + V_{\text{WH}} + V_{\text{WG}} \equiv V_Z + w_H / \rho_{\text{WH}} + V_{\text{WG}} \quad [\text{cm}^3/\text{g Zement}] \quad (1.5)$$

Beispiel:

Für den Zement in Tabelle 1.4 beträgt das Hydratvolumen $V_H = 0,523 \text{ cm}^3/\text{g}$ und der Raum für das Gel:

$$V_G = 0,523 / 0,74 = 0,707 \text{ cm}^3/\text{g Zement}$$

Das Wasser in den Gelporen besitzt das Volumen

$$V_{\text{WG}} = 0,707 - 0,523 = 0,184 \text{ cm}^3$$

Der Volumenzuwachs gegenüber dem unhydratisierten Zement (Gelbildungsfaktor h_G) beträgt:

$$\eta_G = V_G / V_Z = 0,707 / 0,320 = 2,21$$

Die Gelporosität beträgt (wie vorstehend angegeben):

$$\Phi_{\text{GP}} = 0,184 / 0,707 = 0,26 \quad \text{d. h. } 26\%.$$

Der Gelbildungsfaktor ist temperaturabhängig. Bei höheren Erhärtungstemperaturen ist das Gelvolumen geringer und demzufolge die Kapillarporosität größer.

1.3.4 Wasserbindung und Volumen des vollständig hydratisierten Zementes

Die Ergebnisse der Berechnung der chemischen und physikalischen Wasserbindung sowie der Hydratvolumina sind in Tabelle 1.4 zusammengestellt. Dabei wurde von einer vollständigen Hydratation des Zementes und Ausfüllung des Anmachwasserraumes ausgegangen. Die Übersicht zu den Volumenrelationen bei versiegelter Lagerung ist in Bild 1.37 dargestellt.

Da bekannt ist, dass selbst nach sehr langer Erhärtung unhydratisierte Klinkerkerne vorhanden sind, ist der Unterschied zu dem in der Tabelle 1.4 als Vergleich angegebenen Wert nach [1.53] erklärlich.

Weiterhin war der wassergesättigte Zustand unterstellt worden. In [1.56] ist dargestellt, wie sich der Feuchtezustand und die Trocknung auf die Wasserbindung auswirken. Beispielsweise wird bei einem Rückgang der relativen Luftfeuchte von 100 % auf 80 % das chemisch und physikalisch gebundene Wasser um etwa 18 % vermindert.

	C_3S (Alit)	C_2S (Belit)	C_3A	C_4AF	Zement Beispiel aus Abschn. 1.1.1
Dichte der Ausgangsstoffe ρ_A [g/cm ³]	3,13	3,28	3,03	3,73	3,126
Ausgangsvolumen $V_A = 1/\rho_A$ [cm ³ /g]	0,320	0,305	0,330	0,268	0,320
chem. geb. Wasser w_H [g/g] $\equiv V_W$ [cm ³ /g]	0,237	0,209	0,533	0,250	0,263
(chem. geb. Wasser nach [5.53] ¹⁾)	0,230	0,196	0,522	0,109	(0,241)
Volumen der Hydrate V_H [cm ³ /g]	0,512	0,474	0,653	0,421	0,523
scheinbare Hydratwasserdichte ρ_{WH} [g/cm ³]	1,234	1,237	1,650	1,637	1,293
Volumen des chem. geb. Wassers V_{WH} [cm ³ /g]	0,192	0,169	0,323	0,153	0,203
Faktor des Hydratvolumenzuwachses η_H	1,600	1,554	1,978	1,571	1,634
Gelvolumen V_G [cm ³ /g]	0,692	0,641	0,882	0,569	0,707
Gelbildungsfaktor η_G (Basis: Ausgangsvolumen)	2,160	2,100	2,674	2,123	2,209
Gelwasser bzw. -volumen V_{WG} [g/g]	0,180	0,167	0,229	0,148	0,184
Schrumpfvolumen V_S [cm ³ /g]	0,045	0,040	0,210	0,097	0,060
Korrektur entspr. Gleichung 3.1 c: Je 1 g C_4AF (bindet 0,305 g CH). Damit verringern sich die Werte um $\Delta V_H = -0,136 \text{ cm}^3/\text{g } C_4AF$ und $\Delta V_{ch} = -0,023 \text{ cm}^3/\text{g } C_4AF$					

¹⁾ nach 13 Jahren Erhärtung

²⁾ Trocknung bei 105 °C (O-Trocknung), vollständige Hydratation

Tabelle 1.4 Wasserbindung sowie Hydrat- und Schrumpfvolumina bei vollständiger Hydratation des Zementklinkers

		SFA	BFA	HS	SF
Dichte der Ausgangsstoffe	ρ_A [g/cm ³]	2,4–3,3	2,2–2,9	2,9–3,0	2,2–2,4
Ausgangsvolumen	$V_A = 1/\rho_A$ [cm ³ /g]	0,360	0,390	0,340	0,440
chem. geb. Wasser	w_H [g/g]	0,220	0,200	0,180	0,250
Volumen der Hydrate	V_H [cm ³ /g]	0,660	0,730	0,740	0,790
Gelbildungsfaktor η_G (Basis: Ausgangsvolumen)	25 % FA 50 % FA	2,52 ¹⁾ 5,22 ¹⁾	2,50 5,22	2,18	1,80

¹⁾ Angaben von [1.58], Interpolation möglich.

Tabelle 1.5 Wasserbindung sowie Hydrat- und Schrumpfvolumina bei vollständiger Hydratation der Zementbestandteile im Portlandkompositzement

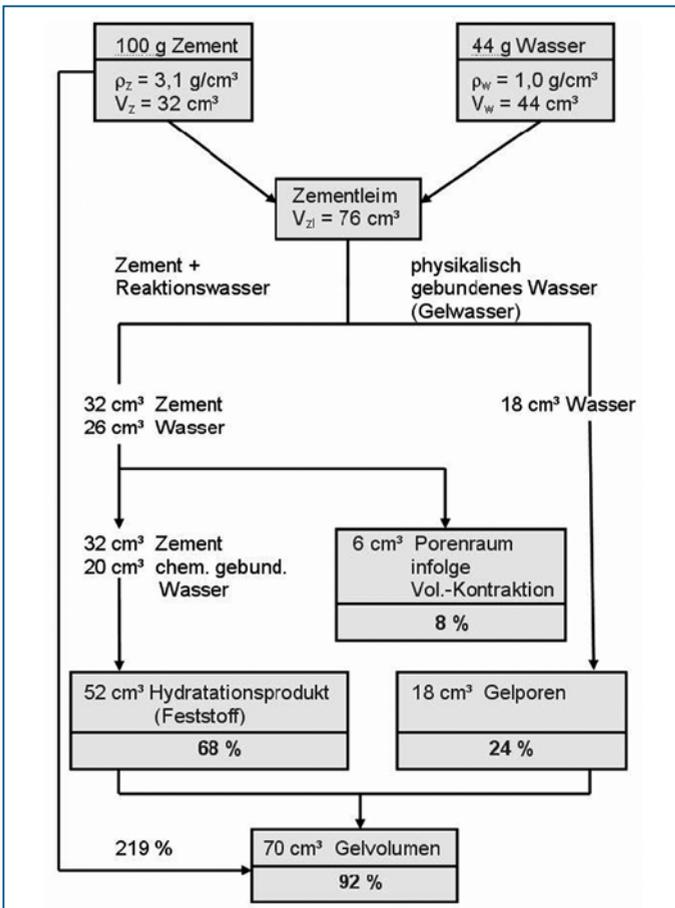


Bild 1.37 Ermittlung der Volumenrelationen im erhärteten Zementstein bei vollständiger Hydratation (versiegelte Lagerung)

1.3.5 Kapillarwasser und -porosität

Reicht das Gelvolumen nicht, den ursprünglichen Anmachwasserraum auszufüllen, bleiben Porenräume zurück, die das frei bewegliche und durch Oberflächenkräfte nahezu unbeeinflusste Kapillarporenwasser enthalten. Mengenmäßige Veränderungen treten entweder durch weiter zunehmende Hydratation und die chemische und physikalische Bindung des Wassers oder durch Wasserverlust an die Umgebung auf.

Der Schrumpfporenraum ist ein Teil des Kapillarporenraumes. Die Größenordnung liegt bei 10 nm bis 5 μm .

Die Kapillarporosität beträgt mit dem Ausgangswasservolumen V_{W0} und dem Anteil des hydratisierten Zementes V_{ZH} :

$$\Phi_{KP} = [V_{W0} - (\eta_G - 1) \cdot V_{ZH}] / (V_{W0} + V_Z) \quad (1.6)$$

Beispiel:

Für den Zement im oben genannten Beispiel ergibt sich bei einem w/z-Wert = 0,50 und bei dem Hydratationsgrad von 75 % das Kapillarvolumen V_{KP} und die Kapillarporosität Φ_{KP} zu

$$V_{KP} = 0,50 - (2,209 - 1) \cdot 0,75 \cdot 0,32 = 0,50 - 0,29 = 0,21 \text{ cm}^3/\text{g}$$

$$\Phi_{KP} = 0,21 / (0,50 + 0,32) = 0,256 \text{ d. h. } 25,6 \%$$

1.3.6 Volumenentwicklung und Porosität in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad

Die um den Hydratationsgrad erweiterten Gleichungen in den Abschnitten 1.3.3 und 1.3.5 und die Volumenfraktionen sind in Tabelle 1.6 zusammengestellt. Für eine durchschnittliche Zementzusammensetzung (Beispiel in Tabelle 1.4) werden die Volumenrelationen in Abhängigkeit vom Wasserzementwert und dem maximal erreichbaren Hydratationsgrad in Bild 1.38 sowie für eine Rezeptur mit w/z = 0,50 in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad in Bild 1.39 dargestellt. Der aus dem Wasserzementwert und dem Hydratationsgrad resultierende Kapillarporenraum ist in Bild 1.40 zusammengefasst.

Folgende Restriktionen können bei erhärtenden Betonen auftreten und wurden berücksichtigt:

Restriktion 1 – Der Anmachwasserraum V_{W0} bildet die Grenze für das Gel, d. h.

$$\alpha_{\max} = \frac{V_{W0}}{\eta_G \cdot V_Z} \leq 1$$

Restriktion 2 – Der Wasserzementwert bestimmt den maximalen Hydratationsgrad (Gleichung 1.4)

Restriktion 3 – Ein Nachsaugen von Wasser über die Oberfläche findet nicht statt, das Bauteil ist als versiegelt anzusehen.

Nicht hydr. Zement	Gelvolumen	Kapillarporosität
$\Phi_Z(\alpha) = \frac{(1-\alpha) \cdot V_Z}{V_{W0} + V_Z}$	$\Phi_G(\alpha) = \frac{\eta_G \cdot \alpha \cdot V_Z}{V_{W0} + V_Z}$	$\Phi_{KP}(\alpha) = \frac{V_{W0} - \alpha \cdot (\eta_G - 1) \cdot V_Z}{V_{W0} + V_Z}$
Hydratvolumen	Gelporosität	Schrumpfporosität
$\Phi_H(\alpha) = \frac{\alpha \cdot (V_Z + V_{WH})}{V_{W0} + V_Z}$	$\Phi_{GP}(\alpha) = \frac{\alpha \cdot V_H / V_G}{V_{W0} + V_Z}$	$\Phi_{SP}(\alpha) = \frac{(V_W - V_{WH}) \cdot \alpha}{V_{W0} + V_Z}$

Tabelle 1.6 Volumenanteile der Komponenten des Zementsteins

Die Schrumpfporen sind Bestandteil des Kapillarporensystems und vakuumiert bzw. mit Luft gefüllt, wenn im Regelfall ein Nachsaugen nicht stattfinden kann.

Die neben dem Klinker vorhandenen Zementbestandteile haben einen spezifischen Gelbildungsfaktor entsprechend Tabelle 1.5 und einen unterschiedlichen Hydratationsgrad. Die vorstehenden Gleichungen sind um den Anteil der Flugasche u. a. Hauptbestandteile des Zementes oder der Zusatzstoffe im Beton zu erweitern.

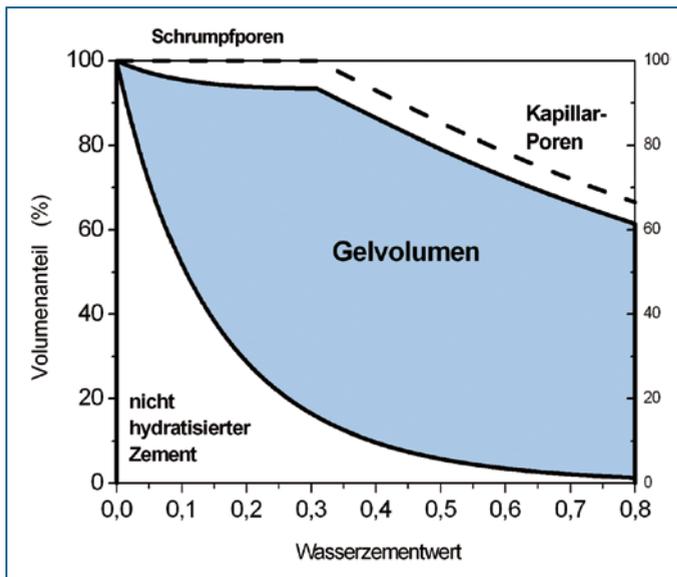


Bild 1.38 Volumenanteile im Zementstein in Abhängigkeit vom Wasserzementwert und dem maximal möglichen Hydratationsgrad nach Gleichung (1.4a)

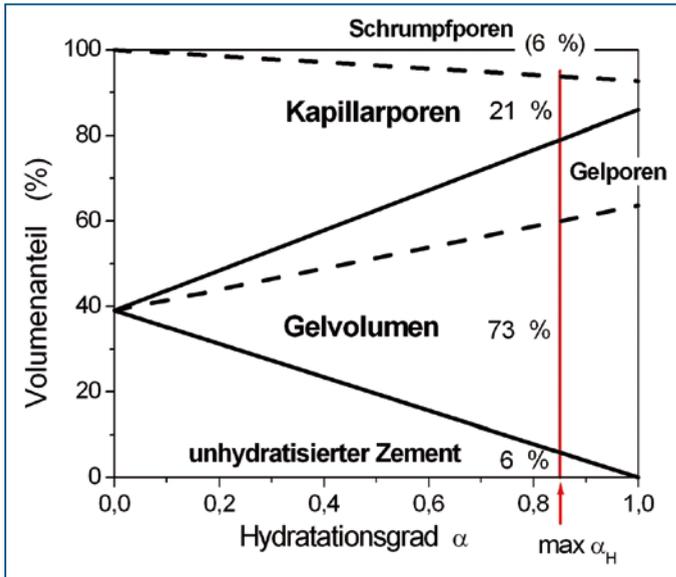


Bild 1.39 Volumenanteile im Zementstein in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad bei einem Wasserzementwert $w/z = 0,50$

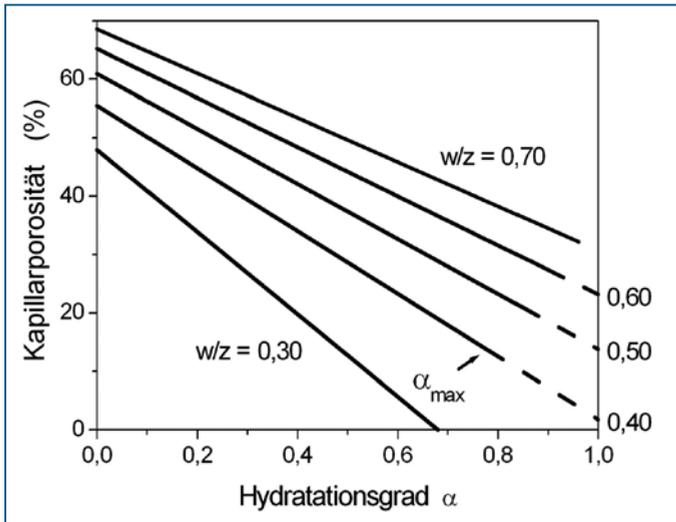


Bild 1.40 Kapillarporosität im Zementstein in Abhängigkeit vom Wasserzementwert und dem Hydratationsgrad. Der maximal mögliche Hydratationsgrad α_{max} ist durch die durchgezogene Linie charakterisiert.

Die Volumenrelationen im Zementstein bestimmen weitgehend die Eigenschaften des Betons. Es ist vielfältig nachgewiesen, dass funktionale Zusammenhänge zwischen der Konzentration des Gels und der Festigkeit sowie zwischen der Porosität und den Transportvorgängen von Wasser und Schadstoffen durch die Zementsteinmatrix bestehen. Insofern ist nachvollziehbar, dass Untersuchungen zur Dauerhaftigkeit in der Regel mit Betrachtungen zur Mikrostruktur verbunden sind. In zunehmendem Maße werden dazu immer komplexere Computerprogramme entwickelt und eingesetzt, wie z. B. CEMHYD3D [1.59] und HYMOSTRUC [1.33]. Mit letzterem wurden die zeitlichen Veränderungen im Zementstein simuliert, der bei einem bestimmten Hydratationszustand im Bild 1.41 dargestellt ist. Einheitliche Grundlage der mathematischen Formulierungen und Programme sind Hydratationsmodelle, die von einer kugelförmigen Partikelverteilung sowie von einer von der Oberfläche in das Innere vordringenden Reaktionsfront und der Neubildung der Hydrate im Anmachwasserraum ausgehen (vgl. Bild 1.41a). Dadurch wird auch das Kapillarsystem verändert, das in Bild 1.41b getrennt dargestellt ist. Folgeschritte sind die Gelbildung und Vernetzung der Hydrate, zu denen unterschiedliche theoretische Auffassungen bestehen. Angeschlossen wird verschiedentlich die Berechnung von Diffusionsvorgängen, der Festigkeitsentwicklung usw. Die Hydratationsbedingungen wie Temperatur, Feuchte usw., werden über die Reaktionsrate berücksichtigt. Durch Modellberechnungen besteht die Möglichkeit einer Vorhersage zu den zu erwartenden Eigenschaften oder der Extrapolation von Messergebnissen im Sinne einer längerfristigen Prognose des dauerhaftigkeitsrelevanten Verhaltens des Zementsteines. Beispiele sind die Arbeiten von [1.57], [1.61], [1.62], [1.63].

Praktisch verwertbar sind die vorgenannten Zusammenhänge, wenn bei einer Bauaufgabe auch der Hydratationsgrad festgestellt wurde. Mit dieser Angabe ist dann eine Einschätzung der zu erwartenden Eigenschaften möglich.

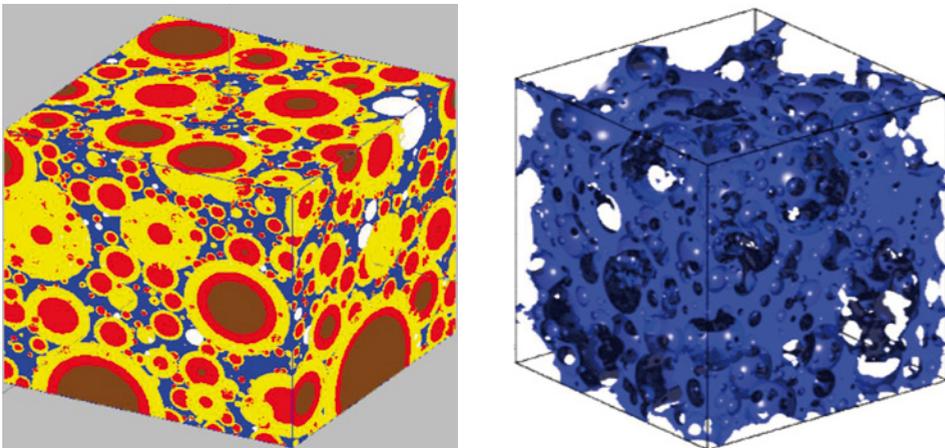


Bild 1.41 Visualisierung der Volumenentwicklung eines Zementsteines in einem Baustellenbeton ($w/z = 0,45$) mit dem Programm HYMOSTRUC [1.32].

- a) Zustand bei einem Hydratationsgrad $\alpha = 0,75$. Blau: wassergefüllte Kapillaren;
 braun/ rot/ gelb: unhydratisierter Zementkern sowie inneres und äußeres Hydrat; weiß: Luftporen.
 b) Kapillar- und Luftporensystem im Zementstein

1.3.7 Charakteristik des Porensystems im Zementstein und Beton

Selbst ein weitgehend hydratisierter Zementstein besitzt eine relativ große Porosität. Beispielsweise ist bei einem Wasserzementwert von 0,50 und einem Hydratationsgrad von 0,85 eine Gesamtporosität von etwa 40 % vorhanden, wenn bei dem Bezugsvolumen der Anteil des unhydratisierten Zementes berücksichtigt wird. Davon entfallen 21 % auf die Kapillarporen (einschließlich Schrumpfporen) und 19 % auf die Gelporen (Bild 1.39). Die Auswirkungen der Porenarten auf die Eigenschaften sind von den Porendurchmessern abhängig und deshalb unterschiedlich zu bewerten. Bei einem feuchten Zementstein ist Wasser in den Gelporen physikalisch gebunden, so dass dieser Porenraum als undurchlässig anzusehen ist.

Die in reinem Zementstein relativ gleichmäßige Porenverteilung ist im Beton nicht vorhanden. Bedingt durch Feuchte- und Temperaturgradienten entsteht ein Hydratationsgradprofil mit Porositätsdifferenzen. Eine höhere Porosität besitzt auch die Übergangszone von den Gesteinskörnungen zum Zementstein (Abschnitt 1.4.1). Insofern sind deutliche lokale Unterschiede in der Porenverteilung vorhanden, die sich auf die Durchlässigkeit und Festigkeit sowie Dauerhaftigkeit auswirken.

Die weiteren Bestandteile des Zementes und Betons, wie Mikrosilika, Flugasche, Hütensand, Kalkstein u. a. Stoffe verändern ebenfalls die Porenverteilung. Vorteilhaft wirkt sich die Verminderung der Porosität in der Übergangszone und die Abdichtung der Transportwege durch Mikrosilika im Zementstein aus. Zusatzmittel können ebenfalls von Einfluss auf das Porensystem sein.

Porenräume entstehen durch den Hydratationsvorgang, sind durch chemische Zusatzmittel planmäßig erzeugte Luftporen oder werden durch eine unvollständige Verdichtung hervorgerufen. Die Porosität kann »offen« sein, d. h. die einzelnen Poren sind untereinander verbunden und somit für von außen eindringende Gase oder Flüssigkeiten zugänglich. Oder sie sind »geschlossen«, d. h. die Porenräume sind voneinander getrennt und isoliert. Die Größenbereiche der Porenarten reichen von etwa 1 nm (Mikroporen) bis zu 100 µm (Makroporen).

Die Angabe von Porenradien oder -durchmessern für die Poren im nm- und µm-Bereich führt oft zu der Auffassung, dass es sich um annähernd sphärische Gebilde handelt. Ein Blick auf die Mikrostruktur, wie beispielsweise Bild 1.36, zeigt, dass es sich um völlig unregelmäßige Restvolumina des Anmachwasserraumes handelt, die nicht mit Hydrat ausgefüllt sind.

Die im Zementstein vorhandenen Porenarten werden allgemein wie folgt unterteilt:

- **Gelporen** entstehen bei der Bildung des Hydratvolumens und sind immanenter Bestandteil des Gels (Zwischenschichten in den Hydraten, Mikroporen und kleinere Mesoporen). Unter baupraktischen Bedingungen sind die Gelporen mit Porenlösung gefüllt und selbst gegenüber Gasen undurchlässig. Unter ungünstigen Umgebungsbedingungen können die Gelporen entwässert werden (Abschnitt 1.3.9). Die Angaben zur Größenordnung liegen zwischen 0,3–10 nm und 1–100 nm.

- **Kapillarporen** treten auf, wenn der zur Verfügung stehende Anmachwasserraum nicht vollständig mit Gel ausgefüllt wird. Das ist dann der Fall, wenn der Wasserzementwert größer ist als bei einer Wasserlagerung zur vollständigen Hydratation benötigt wird (etwa $w/z = 0,38$) oder die Hydratation nur teilweise stattfindet (zu niedriger Wasserzementwert, versiegelte Lagerung bzw. Austrocknung). Eine porenfreie Ausfüllung des ursprünglichen Wasserraumes ist auch unter optimalen Bedingungen nicht zu erreichen, da die Volumenverringerung bei der Bildung der Hydrate zu Schrumpfporen führt.
Die Größenordnung wird im Bereich von $50\ \mu\text{m} - 100\ \mu\text{m}$ gesehen.
- **Luftporen** werden beim Mischen des Frischbetons eingetragen und beim Verdichten nicht vollständig entfernt. Zur Sicherstellung des Frost-Taumittel-Widerstandes werden Luftporen durch chemische Zusatzmittel planmäßig erzeugt oder als Mikrohohlkugeln vorgefertigt eingebracht. Die Luftporen sind kugelförmig bis elliptisch und mit dem Auge sichtbar. Die Wirkung ist vergleichbar mit einer Vergrößerung des w/z -Wertes.
Die Größenordnung liegt bei etwa $1\ \mu\text{m} - 1\ \text{mm}$.
- **Verdichtungsporen** sind auch nach dem Einbau und Verdichten des Frischbetons anzutreffen und werden deshalb bei der Planung der Zusammensetzung des Betons berücksichtigt ($1 - 1,5\ \text{Vol.-%}$). Die Poren haben eine unregelmäßige Form und sind in das Porensystem eingebunden, sie stehen für den Transport von Liquiden zur Verfügung.
Die Größenordnung liegt bei etwa $1 - 10\ \text{mm}$ und auch darüber.

Das Kapillarporensystem durchzieht den gesamten Zementstein, steht untereinander in Verbindung und ermöglicht Transportvorgänge, die nicht nur die weitere Hydratation sicherstellen, sondern auch das Eindringen von schädigenden Stoffen zulassen (Bild 1.41b). Demgegenüber haben geschlossene und von außen nicht zugängliche Poren oder durch physikalische Kräfte versperrte Poren nur geringe oder keine Bedeutung. Die zutreffende Beschreibung der Ausbildung und des Umfangs der Kapillaren ist für sämtliche Eigenschaften maßgebend. Mit zunehmendem Hydratationsgrad werden die Transportwege blockiert, so dass ein durchgängiges Kapillarporensystem nicht mehr vorhanden ist. Eine besondere Rolle spielt die Übergangszone zwischen den Gesteinskörnungen und dem Zementstein, die eine erhöhte Porosität aufweist.

Die Kapillarporendurchmesser weisen in Abhängigkeit vom Wasserzementwert und Hydratationsgrad ein breites Spektrum auf. Bei niedrigem w/z -Wert und langer Hydratation reichen die Porengrößen von 10 bis $50\ \text{nm}$, bei hohem w/z -Wert und im jungen Alter von 3 bis $5\ \mu\text{m}$. Typische Porengrößenverteilungen sind in Bild 1.42 dargestellt. Nach [1.60] ist nicht die gesamte Porosität entscheidend, sondern auch die Porengrößenverteilung.

Für die Druckfestigkeit und Durchlässigkeit scheinen dabei nur die Kapillarporen $> 50\ \text{nm}$ (Makroporen) maßgebend zu sein. Die kumulativen Porenvolumina sind dabei ausreichend, um die Beziehung zu bautechnischen Kenngrößen, wie z. B. die Druckfestigkeit, abzuschätzen zu können. Wenn Transportvorgänge berechnet werden sollen,

muss die Porenverteilung mit berücksichtigt werden. Dazu werden stark vereinfachende Porenmodelle verwendet, die Porenformen (z. B. Zylinder) und Porendurchmesser beinhalten. Wie groß die Differenz zwischen den Modellannahmen und der tatsächlichen Struktur ist, kann aus Bild 1.36 erkannt werden. Poren sind eben lediglich noch freie Räume zwischen den Gefügebestandteilen, die durch fiktive Porendurchmesser abgedeckt werden. Die kleinen Porendurchmesser sind für das Schwinden und Kriechen von Einfluss.

Der effektive Porenraum, der an Transportvorgängen beteiligt ist, kann relativ einfach über die Wasseraufnahme, in der Regel unter Druck, bestimmt werden (Abschnitt 1.4.3). Daraus ergibt sich der maximale Kennwert der offenen Porosität. Wird ein selbsttätiges Saugen durchgeführt, ergibt sich die kapillar wirksame Porosität, die den maximal möglichen Feuchtegehalt unter baupraktischen Gegebenheiten darstellt.

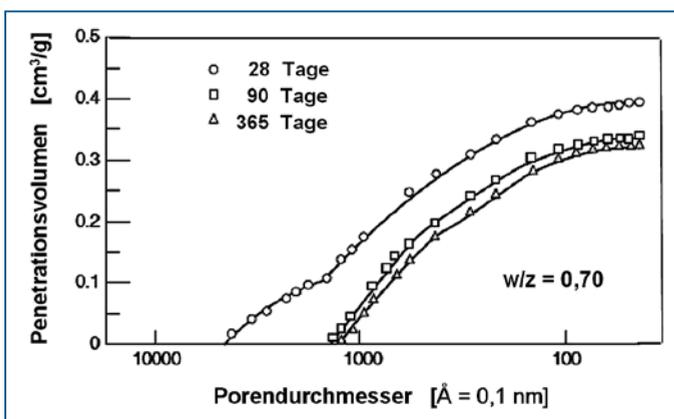
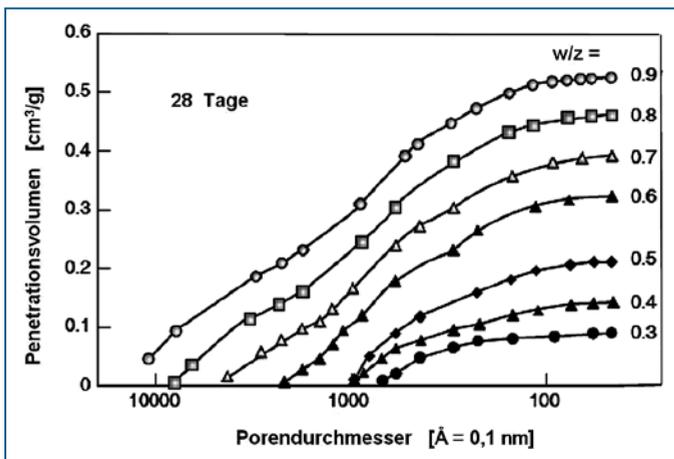


Bild 1.42 Porengrößenverteilung im hydratisierten Zementstein, ermittelt mit der Quecksilberporosimetrie (aus [1.60]).

a) in Abhängigkeit vom Wasserzementwert

b) in Abhängigkeit von der Erhärtungsdauer ($1 \text{ \AA} = 0,1 \text{ nm}$)

Über Wägung vor und nach der Wasserlagerung kann relativ einfach die kapillare Wasseraufnahme bestimmt werden. Die Kapillarporen < 50 nm (Mikroporen) spielen dagegen eine wichtige Rolle beim Trocknungsschwinden und beim Kriechen der Zementsteinmatrix.

Randzone der Bauteile

Die Randzone der Bauteile besitzt differente Strukturparameter, die auf den Betoneinbau und das Verdichten (Entmischen u. a. Randzoneneffekte), Verdunstung (Austrocknung und Wasserwanderung), die Wirkung von Nachbehandlungsmitteln oder thermische Gradienten zurückzuführen sind. Die Zusammensetzung des Betons in der Randzone, deren Abgrenzung in Bild 1.43 dargestellt ist, unterscheidet sich deutlich von der des Kernbetons. Festgestellt wurde bis zu einem geringen Abstand von der Oberfläche (etwa 2–4 cm) ein höherer Zementgehalt, geringerer Hydratationsgrad und eine größere Porosität (Bild 1.44). Die Folge sind dann eine verringerte Festigkeit und erhöhte Permeabilität.

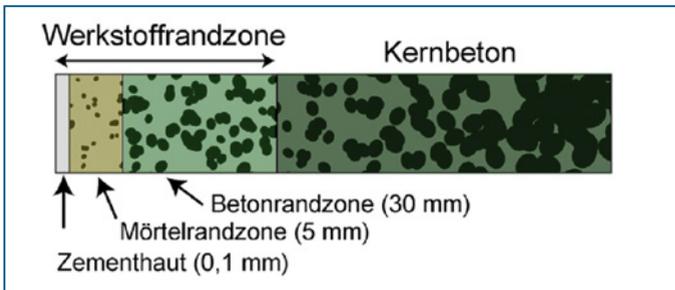


Bild 1.43 Schematische Darstellung der Betonrandzone (nach [1.77])

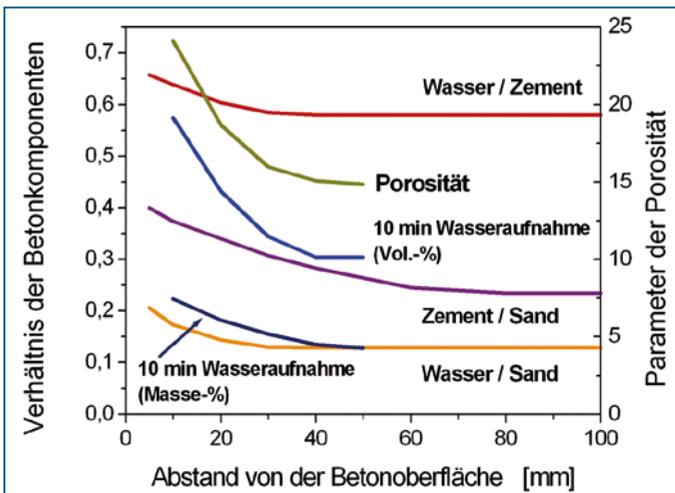


Bild 1.44 Zusammensetzung und Eigenschaften der Betonrandzone in Abhängigkeit des Abstandes von der Schalungsseite (nach Angaben von [1.77] und [1.78])

Diese variierenden Eigenschaften wurden von [1.77] in umfangreichen Untersuchungen zur Randzone nachgewiesen. Eine sehr wesentliche Grundlage der Dauerhaftigkeit ist die Eigenschaft der Randzone. Dadurch wird auch die Notwendigkeit einer ausreichenden Nachbehandlung unterstrichen.

1.3.8 Strukturanalyse des Zementsteines

Für die Aufklärung der Hydratationsvorgänge und der Wirkung von Zusatzmitteln, die Qualitätssicherung z. B. durch Ermittlung des Hydratationsgrades oder die Feststellung der Ursachen von Schäden an Betonbauwerken infolge Schadstoffeindringens sind Analysen der Mikrostruktur unerlässlich. Eine besondere Rolle spielt dabei die Erfassung der Porosität des Zementsteines und Betons. Unter Porosität wird der Anteil des Porenvolumens am gesamten Volumen des Prüfkörpers verstanden. Für die Diffusion und Permeabilität ist dabei nicht nur das Porenvolumen, sondern auch die Porengröße und deren Verteilung von Bedeutung. Von weiterer Bedeutung sind der Anteil der Hydrate sowie die Art und Ausbildung der Hydratationsprodukte.

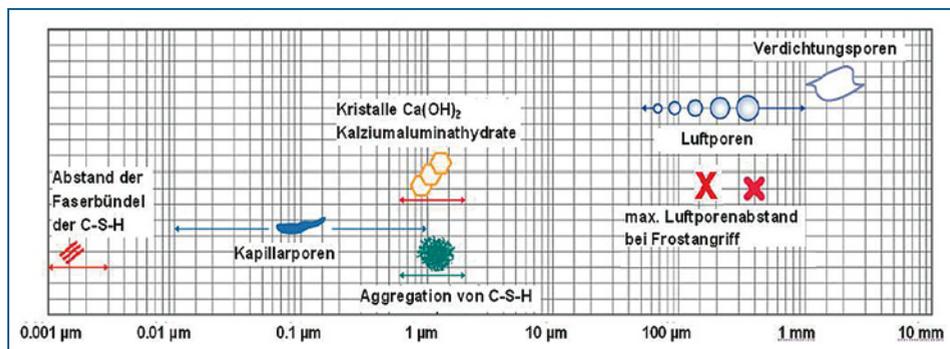


Bild 1.45 Größenordnungsbereiche der Hydrate und der Poren im Zementstein (nach [1.60])

Der außerordentlich breite Bereich in der Größenordnung für die einzelnen Bestandteile des Zementsteines ist in Bild 1.45 dargestellt. Zur Verdeutlichung kann der Vergleich zwischen dem Kopf einer Stecknadel und einem Gebäude von 1000 m Höhe herangezogen werden, in dem sich die einzelnen Bestandteile des Zementsteines bewegen.

Untersuchungsmethoden

Untersuchungen zur Identifikation und Morphologie der Hydrate können im einfachsten Fall mit dem Mikroskop, bis in den Nanobereich hinein mit dem Rasterelektronenmikroskop (SEM, ESEM) durchgeführt werden. Die auf diese Weise entstehenden Einblicke in die Morphologie der Hydratationsprodukte werden beispielhaft im Bild 1.6 bis Bild 1.8 deutlich. Die Elementzusammensetzung kann mit der energiedispersen Röntgenanalyse (EDX) detektiert werden. Durch die Röntgenogramme ist eine Unterscheidung von einzelnen Hydratphasen möglich. Weniger angewandt wird die Kernresonanzspektroskopie

(NMR), die vor allem zur Detektion der hydratisierenden C_3S - und C_2S -Phasen sowie der neu gebildeten C-S-H eingesetzt werden kann.

Das einzige direkte Verfahren zur Erfassung von Porenflächengrößen ist die bildanalytische Betrachtung in Verbindung mit der Mikroskopie. Dazu werden zweidimensionale Schnitte angefertigt und so präpariert, dass die Poren eindeutig vom Feststoff abgegrenzt sind (Tränkung mit hochviskosem Harz, Bedampfen mit Goldschicht). Die Größe der angeschnittenen Einzelporen wird ausgemessen und unter Anwendung von statistischen Methoden klassifiziert. Die Verteilungen werden als Histogramme aufbereitet oder mathematisch durch Funktionen beschrieben. Der auswertbare Größenbereich der Poren liegt zwischen etwa $5,0\ \mu\text{m}$ und $2\ \text{mm}$. Die Bildanalyse kann auch computerunterstützt durchgeführt und ausgewertet werden (digitale Abrasterung von Gefügebildern, REM). Mittels stereologischer Verfahren kann eine Übertragung der Porengrößenverteilung in der Fläche auf die im Raum vorgenommen werden [1.11]. Die feststellbaren Porengrößen erweitern sich auf einen Bereich zwischen $0,1$ und $1000\ \mu\text{m}$.

Diese Vorgehensweise ist auch üblich, um den Luftporenanteil im Festbeton zu überprüfen. Ein Vorteil besteht darin, dass vergleichsweise größere Flächen der Mikrostruktur untersucht werden können.

Indirekt kann die Porosität des Zementsteines durch Füllen der Poren mit einer Flüssigkeit oder einem Gas und anschließender Ermittlung der Menge bestimmt werden. Die Verwendung unterschiedlicher Medien (Wasser, Tetrachlorkohlenstoff, Aceton, Quecksilber), die Vorgehensweise zur Füllung der Poren (Druck, Vakuum) und die Art der Vorbehandlung (Zerkleinerung, Methode der Trocknung) ergeben voneinander abweichende Werte, da unterschiedliche Porengrößen und Porenarten (geschlossene oder zugängliche

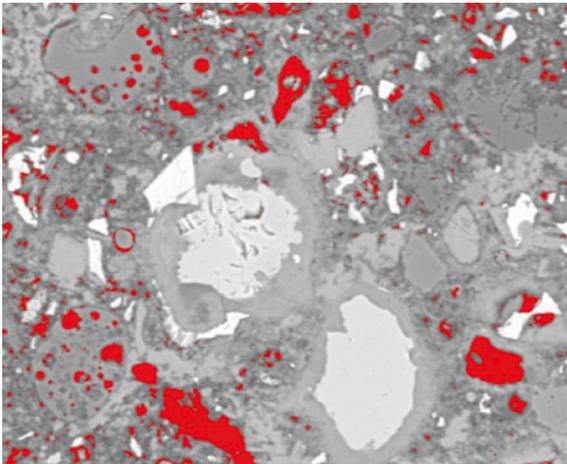


Bild 1.46 Digitale Bildanalyse des Zementsteines zur Bestimmung der Porosität (Rasterelektronenmikroskopie). Das Rechnerprogramm ermittelt nur die eingefärbten Flächen. Mit Hilfe stereologischer Beziehungen kann der dreidimensional vorhandene Porenanteil abgeschätzt werden. Die weißen bzw. sehr hellen Bereiche stellen unhydratisierten Klinker dar (Messung durch das FIB Weimar).

Poren) erfasst werden. Beispielsweise werden mit organischen Flüssigkeiten zu niedrige Werte erhalten, da die Größe der Moleküle einen Zugang in kleinere Poren verhindert.

Die Quecksilberporosimetrie ist das am häufigsten angewandte Messverfahren zur Messung von Porenvolumina und Porengrößenverteilungen. Die Proben werden im Vakuum mit Quecksilber beaufschlagt und im Verlauf der Messung wird der Druck ständig in Stufen erhöht (bis etwa 2000 bar). Dabei dringt das Quecksilber in immer kleinere Poren vor. Die Größe der sich füllenden Poren ist umgekehrt proportional zu dem aufgetragenen Druck. Nach jeder Druckstufe wird die eingedrungene Quecksilbermenge erfasst. Unter der Annahme zylindrischer Poren können jeder Druckstufe über eine mathematische Beziehung Porenradien zugeordnet und schließlich Porenradienverteilungen bestimmt werden. Ein Beispiel der Auswertung und dieses Zusammenhanges ist in Bild 1.47 dargestellt.

Nachteilig ist die geringe Probengröße und dass nur ein bestimmter Größenbereich erfasst werden kann (4 nm bis 7,5 μm). Die Vorbereitung und Durchführung der Prüfung beeinflusst das Porensystem, durch den Druck können Strukturzerstörungen auftreten. Schließlich sind die Modelle über die Porenform mehr oder weniger zutreffende Annahmen. Porenhäule (« ink bottle pores») können zu falschen Aussagen über künstlich eingeführte Mikroluftporen führen. Eine genauere Untersuchung ist beispielsweise durch [1.63] durchgeführt. Bei der Stickstoffsorption wird mit einer vollständigen Füllung des Porensystems begonnen und anschließend der Druck ständig herabgesetzt. Die Desorption führt zu einer messbaren Abnahme der flüssigen Stickstoffmenge, die über eine Modellgleichung die im Gleichgewicht stehenden Porengrößen ergibt. Der Vorteil ist, dass besonders kleine Poren, in denen Kapillarkondensation stattfindet, untersucht werden können. Der Bereich der erfassbaren Porendurchmesser liegt bei etwa 0,001 bis 0,1 μm und stellt nur einen Teil des Porensystems im erhärtenden Zementstein dar.

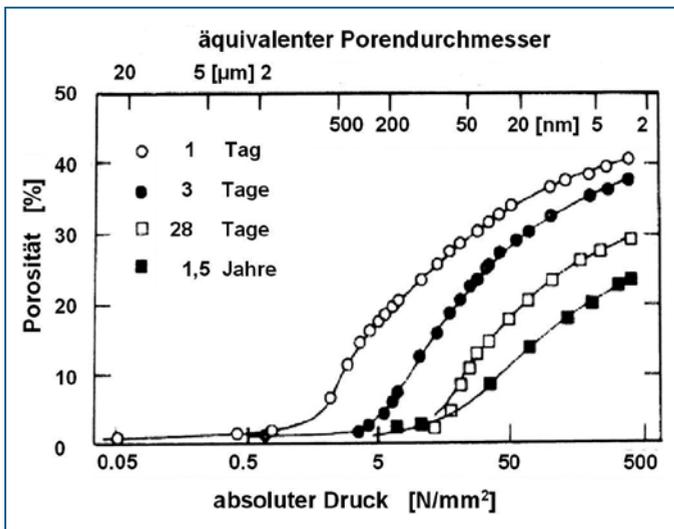


Bild 1.47 Zusammenhang zwischen Porendurchmesser, Druck und kumulativem Volumen bei der Quecksilberporosimetrie in Abhängigkeit von der Erhärtungsdauer (aus [1.64]).

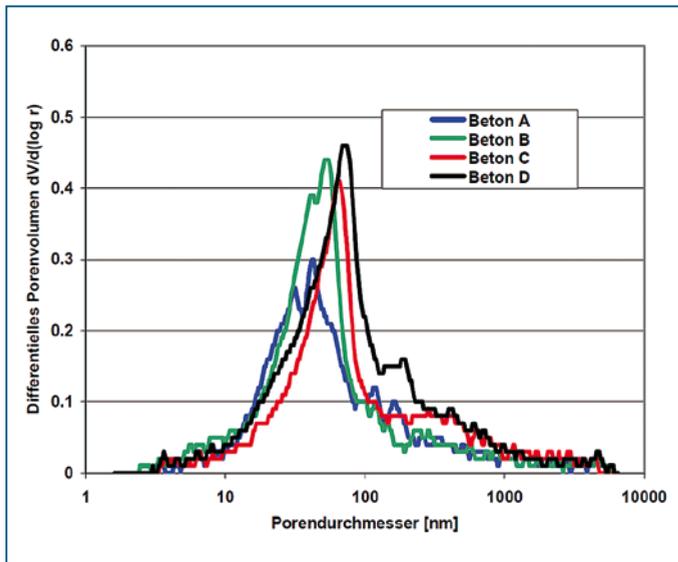


Bild 1.48 Mit dem Quecksilberporosimeter ermittelte differenzielle Porengrößenverteilung von Zementmörteln mit unterschiedlichem Wasserzementwert $A = 0,35$ / $B = 0,4$ / $C = 0,45$ / $D = 0,50$ [1.65]

Als Ergebnisse der Porosimetrie werden mehrere Kenngrößen der Porenstruktur erfasst, das Gesamtporenvolumen, der Schwellenradius und das differenzielle Porenvolumen mit dem Porenradius, an dem das Maximum der Porenverteilung auftritt (Bild 1.48). Als Schwellenradius gilt der Messwert, an dem der poröse Zementstein weitgehend gefüllt ist.

Die Quantifizierung der spezifische Oberfläche des hydratisierten Zementes erfolgt mit Methoden, bei denen nach dem Trocknen der Probe ein Gas eingepresst wird, das adsorptiv gebunden wird und dessen Menge in Abhängigkeit vom Druck die Porengrößenverteilung ergibt (BET-Methode mit Stickstoff (N_2 -) Adsorptionsisothermen). Die Adsorbatmenge kann nach der BET-Theorie mit Kenntnis des Flächenbedarfs eines Adsorbatmoleküls (z. B. Stickstoff $0,162 \text{ nm}^2$) auf die innere Oberfläche umgerechnet werden. Da die Molekülgrößen differieren und in unterschiedliche Porengrößen eindringen, werden auch voneinander abweichende Oberflächen erhalten. Für vollständig hydratisierten Zementstein ergibt sich bei Wasserdampf $200\text{--}250 \text{ m}^2/\text{g}$, bei Stickstoff $50\text{--}150 \text{ m}^2/\text{g}$. Organische Flüssigkeiten täuschen größere Oberflächen vor, da Einlagerungen und Reaktionen stattfinden [1.66]. Mit der Röntgen-Kleinwinkelstreuung werden an wassergesättigtem Zementstein massebezogene Oberflächen von bis zu $700 \text{ m}^2/\text{g}$ ermittelt, im getrockneten Zustand werden etwa $200 \text{ m}^2/\text{g}$ festgestellt.

Wenig angewandte Verfahren sind die Röntgen-, Neutronen- und Nanotomografie (Auflösung 20 nm), mit denen eine 3 D-Darstellung ermöglicht wird. Röntgenbeugungsdiagramme werden durch sequenzielle Aufnahmen von Reflexwinkeln mit dem Röntgendiffraktometer erhalten und erlauben Rückschlüsse auf die Zusammensetzung der Hydrate und des Wassergehaltes [1.66].

Abweichungen zwischen den Messergebnissen, die mit den verschiedenen Methoden erzielt wurden, sind zwangsläufig, da sich die erreichbaren Porendurchmesser unterscheiden. Vergleiche zeigen, dass die Ergebnisse um nahezu 2 Größenordnungen differieren [1.63]. Mit der Quecksilberporosimetrie werden größere Poren nur dann erfasst, wenn die flaschenhalsartigen Einengungen durch das Medium überwunden werden. Adsorbaten mit verschiedenen Molekülgrößen führen zu voneinander abweichenden Oberflächen und Porenverteilungen. Ohne Berücksichtigung der Messmethode sind keine Angaben zu vorhandenen Porenverteilungen zu verwenden oder zu vergleichen.

Die einzelnen Messmethoden verfügen hinsichtlich der Erfassbarkeit der durchmesserbezogenen Porenvolumina über die vorgenannten Vor- und Nachteile. Insofern wird auch eine Kombination von Methoden angestrebt, um die integrale Porositätsverteilung im Zementstein vollständig angeben zu können. Dazu sind Grensradien zu bestimmen und die Kopplung der einzelnen Methoden ist vorzunehmen. Bezüglich näherer Erläuterungen wird auf [1.67] verwiesen. Als untere Grenze kann 1 nm gelten, die obere liegt bei etwa 1 mm.

1.3.9 Porenfeuchte in Abhängigkeit von den Umgebungsbedingungen

In jedem porösen Baustoff bildet sich ein Gleichgewichtszustand zwischen dem Wassergehalt und dem relativen Dampfdruck p/p_s (bzw. der relativen Feuchte φ) aus. Diese Beziehung kann durch eine Kurve, die so genannte Sorptionsisotherme, grafisch dargestellt werden (Bild 1.49). Die untere Kurve zeigt den Verlauf bis zur Sättigung, wenn der gesamte Anmachwasserraum mit Hydrat ausgefüllt ist, die gesamte Oberfläche des Zementgels mit vier (bis 5) monomolekularen Wasserschichten bedeckt ist und stellt gleichsam die Kennlinie des Zementgels dar. Ist darüber hinaus freies, d. h. Kapillarwasser vorhanden, wird die Sorptionsisotherme in Abhängigkeit vom w/z -Wert verändert, d. h. angehoben.

Für jeden Feuchtwert zeigt diese Sorptionsisotherme, die experimentell aufgenommen wird, den entsprechenden Wassergehaltswert der jeweiligen Zusammensetzung des Zementsteines bei einer gegebenen, konstanten Temperatur. Die Feuchtespeicherung ist von der Porosität, den Porenradien und der inneren Oberfläche abhängig. Im Zustand des Frischbetons ist Sättigung ($p/p_s = 1$) vorhanden. Vom trockenen Zustand bis zu 95 % relativer Feuchte reicht der hygroroskopische Bereich, darüber wird von überhygroroskopisch und übersättigt gesprochen.

Mit steigender Temperatur oder Verminderung der relativen Luftfeuchte werden die Wasserschichten schrittweise entfernt und zwar mit abnehmender Porengröße fortschreitend. Zuerst werden deshalb hauptsächlich die Wassermoleküle aus den Räumen mit den größten Abmessungen und damit geringster Oberflächenspannung freigesetzt (freies, d. h. Kapillarwasser). Bei 80 % relativer Feuchte beginnen auch die Hydrate, locker gebundenes Zwischenschichtenwasser abzugeben, das in der Regel in der (De-) Sorptionsisotherme nicht gesondert berücksichtigt wird. Ab etwa 45 % relativer Feuchte tritt nur noch Gelwasser auf, bei etwa 20 % r. LF ist ausschließlich die monomolekulare Wasserschicht V_m vorhanden. Anschließend schreitet der Vorgang zu den Poren mit den geringsten

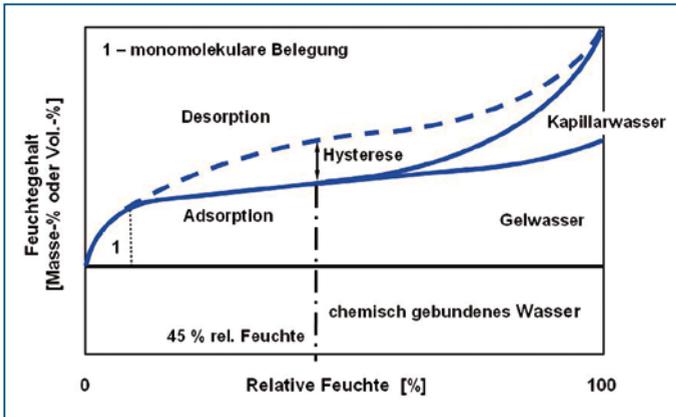


Bild 1.49 Sorptions- und Desorptionsisotherme für einen hydratisierten Zementstein (schematisch) mit einem w/z -Wert = 0,50 und einem Hydrationsgrad $\alpha = 0,80$

Abmessungen fort bis dann das gesamte Gel entwässert ist. Im Ergebnis entsteht aus den Leerräumen die Gelporosität und es findet ein Schwinden statt, weil die Oberflächenkräfte eine Verringerung der Partikelabstände und damit eine Volumenverminderung hervorrufen. Im gleichen Sinne tragen auch die Kapillarporen, wenn vorhanden, zur Schwindung des Gefüges bei. Ein Beispiel für die Veränderung der Feuchte im Porensystem während der Hydratation ist in Bild 1.50 wiedergegeben (die Differenz zu 100 % am ersten Tag wird durch die beginnende Hydratation und Selbstaustrocknung hervorgerufen).

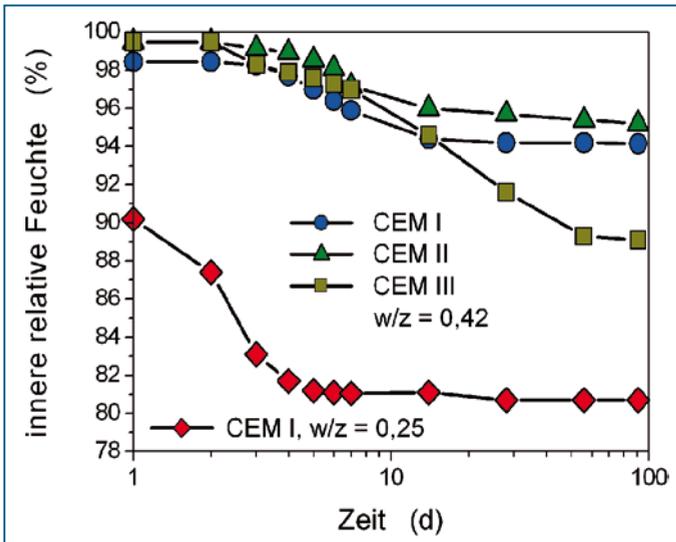


Bild 1.50 Innere relative Feuchte von Zementstein bei Verwendung verschiedener Zementarten (nach Daten von [1.68]), konservierende Lagerung

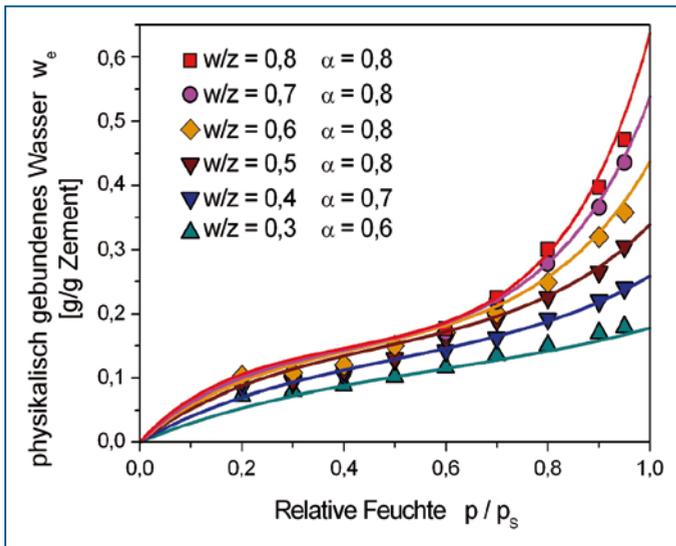


Bild 1.51 Desorptionsisothermen für verschiedene Betonzusammensetzungen und Hydratationsgrade. Versuchsdaten von [1.74], Verläufe nach den Gleichungen 1.7 und 1.8

Bei Trocknung und Entwässerung des Zementsteinporenraumes wird der Zusammenhang durch die Desorptionsisotherme beschrieben. Die Veränderung im Wasserhaushalt kann dabei durch die Hydratation oder/und die Austrocknung durch Verdunstung verursacht werden.

Bei nur teilweise hydratisiertem Gefüge bleibt die Zementgelisotherme erhalten, die Relation zum Kapillarwasser ändert sich jedoch entsprechend dem Wassergehalt.

Wird Trocknung und Befeuchtung im Zyklus wiederholt, ist eine Hysterese zu beobachten, die auf die Interaktion zwischen Feststoff und Wasser zurückgeführt wird [1.69]. Der Krümmungsradius ist bei Benetzung, d. h. vorrückender Flüssigkeit, kleiner als bei deren Rückgang. Weiterhin sind flaschenhalsähnliche Poren leichter zu füllen als zu entleeren [1.70]. Nicht unerheblich ist die Auswirkung der Versuchsdauer. Die Hysterese wird deshalb auch mit der Zeitabhängigkeit der Vorgänge begründet. Für die Beschreibung der Auswirkungen der Austrocknung des Zementsteines ist dieser Sachverhalt in der Regel nicht relevant.

Nach [1.71] ist der Verlauf der Desorptionsisotherme charakteristisch für Zementstein und selbst bei sehr unterschiedlichen Zusammensetzungen ähnlich. Damit im Zusammenhang steht die Mitteilung von [1.72], dass bei Raumtemperatur erhärtende Zementsteine eine übereinstimmende Struktur und Eigenschaften aufweisen. Insofern kann die Desorptionsisotherme verwendet werden, um betonpraktische Fragestellungen zu behandeln, wie die Veränderung der Hydratationsgeschwindigkeit bei Austrocknung des Gefüges, die Gefahr von Rissbildungen in der Frühphase der Erhärtung usw.

Der Verlauf der Sorptionsisotherme kann (vereinfacht) nach [1.73] wie folgt beschrieben werden:

$$w_G = \gamma_G \cdot w_{GS} = \gamma_G \cdot V_{WG} \cdot \alpha \cdot \rho_w \quad [\text{g/g Zement}] \quad (1.7a)$$

$$w_K = \gamma_K \cdot w_{KS} = \gamma_K \cdot [V_{W0} - (\eta_G - 1) \cdot V_Z \cdot \alpha] - V_S \cdot \alpha \cdot \rho_w \quad [\text{g/g Zement}] \quad (1.7b)$$

w_G ; w_K ; w_{GS} ; w_{KS} = zementbezogener Wassergehalt in den Gel- und Kapillarporen in Abhängigkeit von der Feuchte bzw. bei Sättigung ($\rho/\rho_s = 1$)

V_{WG} ; V_Z ; V_S ; η_G gemäß Tabelle 1.4 (für den angegebenen Zement: $V_{WG} = 0,184 \text{ cm}^3/\text{g}$; $V_Z = 0,32 \text{ cm}^3/\text{g}$; $V_S = 0,06 \text{ cm}^3/\text{g}$; $\eta_G = 2,209$). $\rho_w = 1,0 \text{ g/cm}^3$

Wenn ein Nachsaugen von Wasser während der Erhärtung möglich ist, wird $V_S = 0$ gesetzt.

Das gesamte nicht chemisch gebundene Wasser in Abhängigkeit von der Feuchte beträgt:

$$w_e = w_G + w_K \quad [\text{g/g Zement}] \quad (1.7c)$$

Die Faktoren betragen mit $\varphi = p/p_s$:

$$\gamma_G = \frac{1 - \exp\left(-\frac{\varphi}{\Phi_H}\right)}{1 - \exp\left(-\frac{1}{\Phi_H}\right)} \quad (1.8a)$$

$$\gamma_K = \frac{\exp\left(\frac{\varphi}{\Phi_H}\right) - 1}{\exp\left(\frac{1}{\Phi_H}\right) - 1} \quad (1.8b)$$

$$\frac{1}{\Phi_H} = 0.87 + 6.36 \cdot w_0 \quad (1.8c)$$

Versuchsdaten über den Zusammenhang zwischen relativer Feuchte und Wassergehalt im Beton mit einem breiteren Spektrum von Wasserzementwert und Hydratationsgrad sind kaum vorhanden. Mit den Werten von [1.74] wurde eine hinreichende Übereinstimmung im technisch interessierenden Bereich erreicht (Bild 1.51). Niedrige Feuchtegehalte werden nicht richtig wiedergegeben, die Ursachen sind in den physikalischen Gesetzmäßigkeiten monomolekularer Schichten zu sehen. Die vorgenannten mathematischen Beziehungen erscheinen jedoch anwendbar.

Die Gleichungen 1.8 bieten die Möglichkeit, die Auswirkungen der Trocknung auf den Rückgang der relativen Feuchte im Porensystem abzuschätzen. Dabei wird von der Abnahme des Wassergehaltes ausgegangen, berücksichtigt wird dabei lediglich das Kapillarwasser:

$$\varphi = \Phi_H \cdot \ln \left\langle \frac{w_k}{w_{k,s}} \cdot \left[\exp\left(\frac{1}{\Phi_H}\right) - 1 \right] + 1 \right\rangle \quad (1.9)$$

Beispiel:

Der Beton der Fahrbahnplatte eines Parkdecks mit $w/z = 0.45$ ($z = 360 \text{ l/m}^3$) hat infolge ungenügenden Schutzes der Oberfläche nach dem Einbau innerhalb der ersten 6 Stunden einen Wasserverlust von 2.5 l/m^2 . Wenn von einem Feuchteprofil abgesehen wird, vermindert sich dadurch und aufgrund der anfänglichen Hydratation der Wasserzementwert auf rd. 0.39.

Daraus folgt der Rechenwert $1/\varphi_H = 0.87 + 6.36 \cdot 0.45 = 3.73$. Die anfängliche Sättigungsfeuchte ($\varphi = 1.0$) wird reduziert auf

$$\varphi = \frac{1}{3.73} \cdot \ln \left(\frac{0.39}{0.45} \cdot [\exp(3.73) - 1] + 1 \right) = 0.95$$

Wie aus Bild 1.22 zu ersehen, wird dadurch die Hydratation nur geringfügig beeinflusst. Wie in Abschnitt 1.5 beschrieben, wird aber bereits ein anfängliches Schwinden hervorgerufen. Bei anschließend weiterem Rückgang der Feuchte (Hydratation und später Austrocknung) wird auch der Hydratationsvorgang beeinträchtigt.

1.4 Beziehungen zwischen Strukturkenngößen und Eigenschaften

Die heterogene Struktur des Betons ist durch die Zementsteinmatrix, die Gesteinskörnungen und die Grenzfläche zwischen beiden Komponenten charakterisiert. Viele der maßgebenden Eigenschaften des Betons werden durch die Matrix und die Übergangszone zur Gesteinskörnung bestimmt. Die bindende Matrix kann aus Zementstein bestehen, kunststoffmodifiziert oder kunststoffgetränkt sein oder aus reinem Reaktionsharz bestehen.

Bei zementgebundenen Betonen können durch die Matrix Transportvorgänge von Wasser und Schadstoffen stattfinden und hinsichtlich der Festigkeit ist die Hydratstruktur das schwächste Bindeglied zwischen der Gesteinskörnung. Die Mikrostruktur der Zementsteinmatrix beeinflusst die Festigkeitseigenschaften (Zug- und Druckfestigkeit, E-Modul), die lastunabhängigen Formänderungen (Schwinden, Kriechen) sowie die Durchlässigkeit (Gase, Flüssigkeiten) und ist demzufolge von maßgebender Bedeutung für die Tragsicherheit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit der Betonkonstruktionen. Bereits sehr frühzeitig ist der Feststoffanteil im Zementsteingefüge als maßgebend für die Eigenschaften erkannt worden [1.75]. Bild 1.52 zeigt beispielhaft die grundsätzlichen Zusammenhänge. Dieser Sachverhalt spiegelt sich beispielsweise auch in der Beziehung zwischen dem Wasserzementwert sowie der Zementmörtel- und Betondruckfestigkeit wider, die Grundlage der betontechnologischen Praxis ist.

Die Erkenntnisse, die aus den Untersuchungen am Zementstein gewonnen werden, sind eine wesentliche Grundlage für das Verständnis über den Zusammenhang zwischen Struktur und Eigenschaften, aber nicht ausreichend, da der Aufbau des Betongefüges darüberhinausgehende Besonderheiten aufweist. Die Unterschiede liegen in Ungleichmäßigkeiten des Gefüges im Betonquerschnitt infolge der Hydratationsgradienten sowie der Übergangszonen zwischen Gesteinskörnungen und Zementstein.

Kunststoffe können eingesetzt werden, um mit dem Zementstein eine gemeinsame Binde- mittelwirkung herzustellen oder den Zementstein als Matrix zu ersetzen. Dadurch entstehen eine Reihe günstiger Eigenschaften, die für die Anwendung bei extremen Umwelt- beanspruchungen und der Instandsetzung benötigt werden oder sich vorteilhaft bei der Festigkeitsentwicklung auswirken.

Bei Strukturuntersuchungen wird der heterogene Aufbau des Betons in verschiedenen Ebenen betrachtet, die sich in der Größenordnung der Bestandteile unterscheiden (Bild 1.1). Zur Beschreibung des Zusammenhanges zwischen Struktur und Eigenschaften dienen unterschiedliche Werkstoffmodelle mit differenzierten Anforderungen an die Eingabewerte. Ein Beispiel ist das »Münchner Modell« für die Zementsteinmatrix auf dem Nano- und Mikrolevel [1.76]

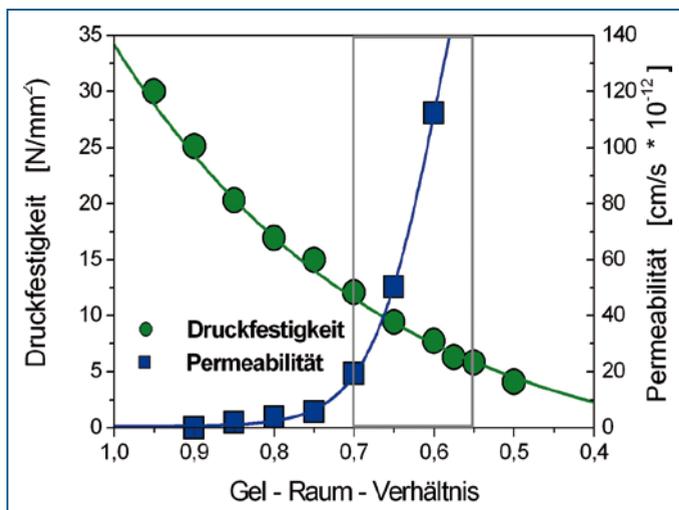


Bild 1.52 Druckfestigkeit und Permeabilität in Abhängigkeit von der Gelkonzentration im Zementsteingefüge. Der grau gerahmte Bereich zeigt die Verhältnisse für erhärtende Zementsteine in der Praxis (in Anlehnung an [1.60])

1.4.1 Übergangszone zwischen Zementstein und Gesteinskörnung

Bei normalfestem Beton weist der unmittelbar an die Gesteinskörnung angrenzende Zementstein eine größere Porosität und damit geringere Festigkeit auf. Als Ursachen kommen in Betracht:

Bei verdichtetem Frischbeton bildet sich um die größeren Gesteinskörnungen ein Wasserfilm aus, der eine Zunahme des Wasserzementwertes bedeutet und die bekannten Folgen nach sich zieht. Aus der sofort nach dem Anmachen des Betons übersättigten Lösung werden Kalziumhydroxidkristalle und Ettringit ausgeschieden, die sich an den Oberflächen der Gesteinskörnungen und des Bewehrungsstahles anlagern. In Verbindung

mit der naturgemäß geringeren Gelkonzentration entsteht ein Gefüge, das durch größere Hydrate, größere Poren und höhere Porosität gekennzeichnet ist (Bild 1.53). Infolge Behinderung der Schwindverformung im jungen Alter treten Mikrorisse auf. Gegenüber einem ungestört erhärteten Zementstein besteht damit ein Unterschied in der chemisch-mineralogischen Zusammensetzung und im Gefügebau.

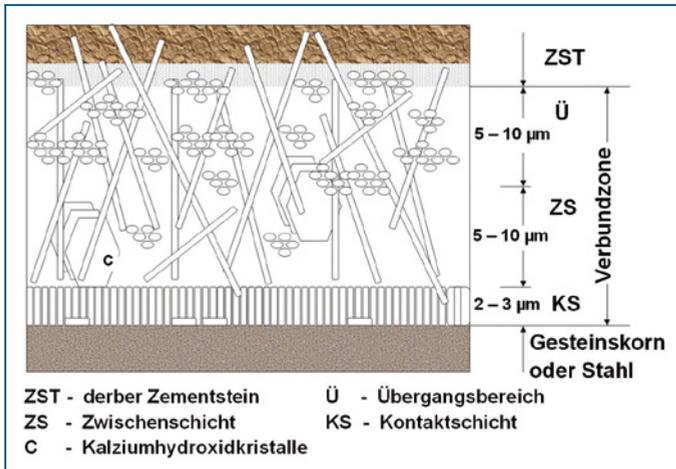


Bild 1.53 Schematische Darstellung des Aufbaues der Verbundzone zwischen Zementstein und Gesteinskörnung (nach [1.79])

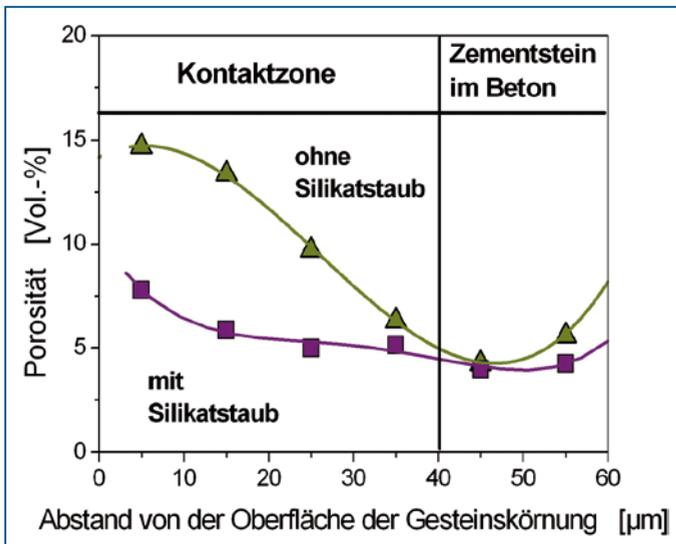


Bild 1.54 Porosität in Abhängigkeit des Abstandes von der Oberfläche der Gesteinskörnung, nach [1.81]

Deutlich unterscheidbar ist die Kontaktschicht an der Oberfläche der Gesteinskörnung, die anschließende Zwischenschicht und der Übergangsbereich zum ungestörten Zementstein (Bild 1.54). Die Ausbildung der Kontaktschicht ist hauptsächlich vom w/z-Wert und dem Hydratationsgrad abhängig. Dieser Bereich weist bei normalfestem Beton eine geringere Festigkeit auf und stellt die Schwachstelle im Gefüge dar.

Bild 1.55 zeigt, dass bei Zugdehnung der Mikroriss entlang der Übergangszone verläuft, dabei bilden sich ein Haupt- und mehrere Nebenrisse aus. Die experimentell ermittelte Festigkeit des Betons ist eigentlich die Festigkeit der Übergangszone. Die Steigerung der Betonfestigkeit ist deshalb auch davon abhängig, inwieweit die Zugfestigkeit in dieser Übergangszone erhöht werden kann.

Weiterhin führt die größere Porosität zu erhöhter Durchlässigkeit in der Übergangszone. Die Permeabilität ist auch bei übereinstimmendem Hydratationsgrad größer als im angrenzenden Zementstein.

Tenside, die die Oberflächenspannung des Wassers herabsetzen, trugen bereits vor längerer Zeit dazu bei, die Kontaktzone sehr wesentlich, bis auf etwa 50–35 % zu reduzieren [1.80]. Heutige Fließmittel ermöglichen einen geringeren Wassergehalt in der Mischung und verringern damit die Wasserfilmdicke und die Kontaktzone.

Bei hochfestem Beton wird durch die Zugabe von puzzolanisch reagierenden Zusatzstoffen, vor allem Silika, der Anteil des Kalziumhydroxides zugunsten der C-S-H-Phase verringert und die Mikrostruktur der Übergangszone und deren Eigenschaften verbessert. Mikro- und Nanosilika sind im Vergleich zu Zement 100 bis 1000-mal feiner (Partikelgröße zwischen 0,1 und 0,015 μm) und sind in der Lage, die Zwischenräume zwischen den Zementpartikeln und dem anfänglich vorhandenen Wasserfilm an der Oberfläche der Gesteinskörnung auszufüllen. Das dort angelagerte Kalziumhydroxid wird mit den Silikateilchen in C-S-H umgewandelt, was eine dichte Übergangszone ergibt. Damit ist eine Voraussetzung für die Entwicklung hochfester Betone erfüllt.

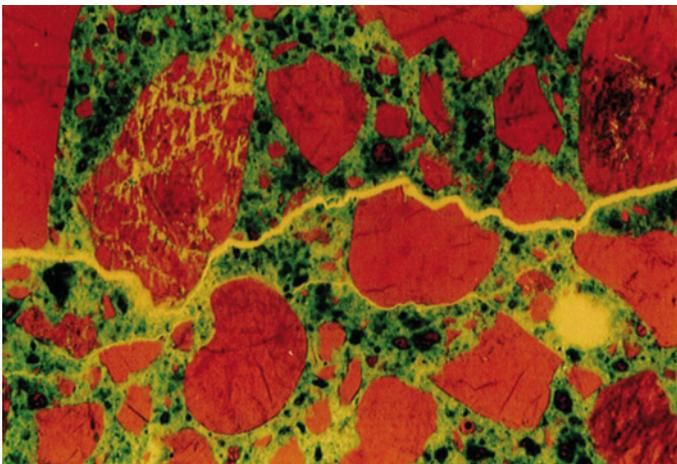


Bild 1.55 Rissbildung in der Zementsteinstruktur bei einer Dehnung von 1,5% (Vergrößerung 60-fach, Fluoreszenzmikroskopie mit gleichzeitiger Durchlichtbeleuchtung), aus [1.82]

1.4.2 Festigkeit des Zementsteines und Betons

Neben den festigkeitsmindernden Besonderheiten in der Übergangszone zur Gesteinskörnung sind vor allem die im Zementstein vorhandenen Kapillarporen (Größenordnung 0,01–100 µm) von Bedeutung, die aus dem nicht mit Gel ausgefüllten Anmachwasser- raum resultieren sowie Luftporen (Größenordnung 10–1000 µm), die beim Einbau des Frischbetons auftreten. Hinsichtlich der Festigkeitsminderung ist der Einfluss der Poren- arten unterschiedlich zu beurteilen. Die Kapillarporen kennzeichnen den Anteil der gel- förmigen Hydrate im Anmachwasserraum, die Luftporen vergrößern den Anmachwas- serraum. Zwischen dem Kapillarporenvolumen bzw. der Ausfüllung des Anmachwasser- raumes mit Neubildungen und der Festigkeit des Zementsteines besteht ein funktionaler Zusammenhang, der wiederholt auch durch mathematische Beziehungen beschrieben worden ist. Der Zementstein im Beton wurde bereits sehr frühzeitig als das festigkeitsbe- stimmende Bindeglied angesehen und der w/z-Wert als Ausdruck für den Kapillarporen- raum zugrunde gelegt (Bolomey).

Die Festigkeit wird auch durch die Feuchte im Zementstein beeinflusst. Trockener Beton kann eine um 10 bis 15 % höhere Festigkeit aufweisen als im wassergesättigten Zustand. Ursache ist das Schwinden und Quellen der Mikrostruktur, wenn Wasser entfernt oder zugeführt wird. Aus diesem Grund ist die Wasserlagerung eine normative Festlegung für die Festigkeitsprüfung. In zahlreichen Mikrostrukturmodellen wird von der Festigkeit des porenfreien Zementsteins b_0 (bzw. des Betons) ausgegangen und eine Abminderung in funktionaler Abhängigkeit von der Kapillarporosität $V_{KP}/(V_w + V_z)$ vorgenommen, d. h. $\beta/\beta_0 = f(\Phi_{KP})$. Eine weitergehende Übersicht dazu ist in [1.83] und [1.84] zu finden. In der Grundfestigkeit β_0 ist auch pauschal der Einfluss der Gelporen berücksichtigt. Eine charakteristische und geeignete Beziehung stellt

$$\beta_{ZS} = \beta_0 \cdot \exp(-a \cdot \Phi_{KP}) \quad a = \text{Konstante} \quad (1.10)$$

dar, die auch zur Beschreibung des porositätsabhängigen E-Moduls verwendet wird. Der Verlauf entspricht im Prinzip der Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit vom Wasserze- mentwert (Bild 1.56). Die Anwendbarkeit ist auf einen bestimmten Bereich der Porosität begrenzt. Die Begründung dafür wird in der Art und Ausbildung der Hydrate, der Poren- form und -verteilung u. a. Faktoren gesehen. Liegen die Angaben zu diesen Variablen einzeln vor, kann über Bild 1.40 sehr einfach die Kapillarporosität bestimmt werden.

Der Zusammenhang kann auch angegeben werden, indem die Gel-Konzentration nach Tabelle 1.6 mit den Daten aus Tabelle 1.4 und Tabelle 1.5 zugrunde gelegt wird und im Bezugsvolumen nur der hydratisierte Zement berücksichtigt wird. Für Zementklinker ergibt sich:

$$\Phi_{GH}(\alpha) = \frac{\alpha \cdot \eta_G \cdot V_Z}{V_W + \alpha \cdot V_Z} \quad (1.11)$$

Sind weitere Zementbestandteile vorhanden, ist Gleichung (1.11) zu erweitern:

$$\Phi_{GH}(\alpha) = \frac{\alpha_Z \cdot \eta_{GZ} \cdot V_Z + \alpha_{ZH} \cdot \eta_{GZH} \cdot V_{ZH}}{V_W + \alpha_Z \cdot V_Z + \alpha_{ZH} \cdot V_{ZH}} \quad (1.11a)$$

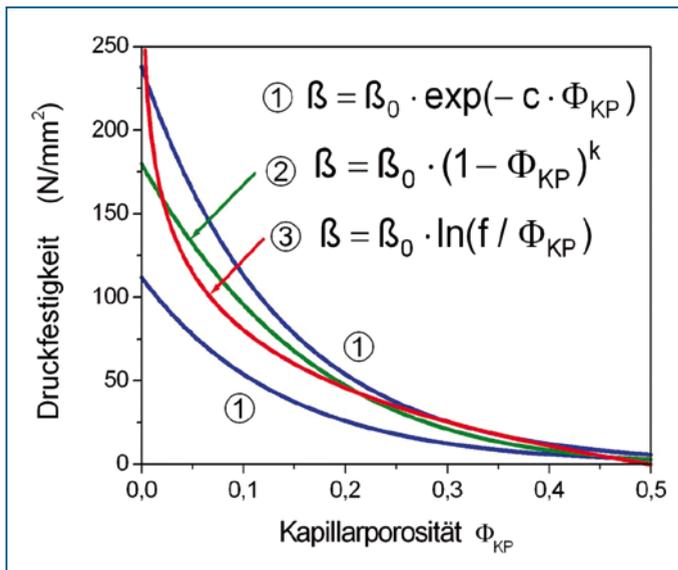


Bild 1.56 Vielfach verwendete Funktionen zur Beschreibung des Zusammenhangs zwischen Porosität und Druckfestigkeit des Zementsteines

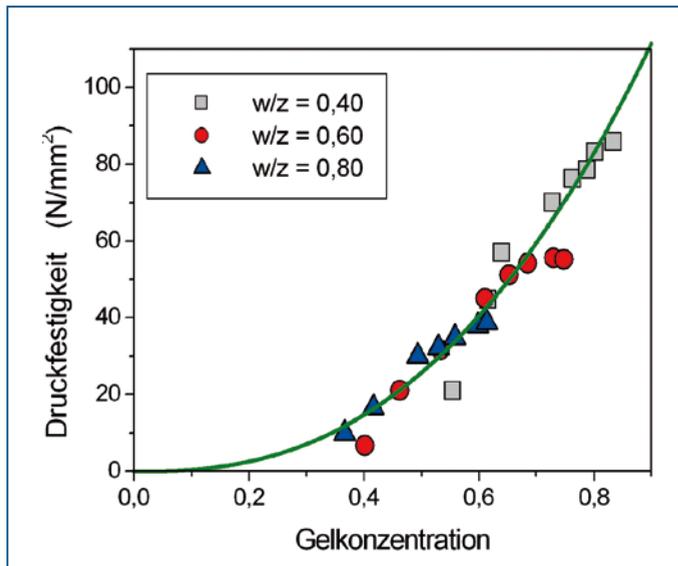


Bild 1.57 Beziehungen zwischen der Gelkonzentration und der Druckfestigkeit von Mörtelprismen (Versuchsdaten von [1.45])

Damit ergibt sich die Zementsteinfestigkeit zu:

$$\beta_{ZS} = \beta_0 \cdot (\Phi_{GH})^n \quad [\text{N/mm}^2] \quad (1.12)$$

Die Festigkeit des porenfreien Zementsteines β_0 steht in Relation zur mineralogischen Zusammensetzung [1.84] und kann i. M. mit

$$\beta_0 = 200 \cdot \frac{C_3S(\%) + C_2S(\%)}{100} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (1.13)$$

angegeben werden; der Exponent beträgt etwa $n = 2-3$. Daraus folgt z. B. mit der Zementzusammensetzung in Abschnitt 5.1.1 ($C_3S + C_2S = 48,8 + 24,8 = 73,6$ Masse-%) und mit dem Mittelwert $n = 2,5$

$$\beta_{ZS} = 147,2 \cdot (\Phi_{GH})^{2,5} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (1.13a)$$

Eine Auswertung von Versuchsdaten (aus [1.45]) mit den Gleichungen (1.11) bis (1.13) ist in Bild 1.57 dargestellt. Wenn die Unsicherheiten bei der Bestimmung der Parameter (Hydratationsgrad, Volumina usw.) bedacht werden, erscheint die funktionale Beschreibung doch zutreffend zu sein. Bei höheren Hydratationsgraden scheinen Abweichungen aufzutreten, d. h. eine weitere Hydratation und Verdichtung des Gefüges trägt nur noch vermindert zur Festigkeitsentwicklung bei.

Auch sehr unterschiedliche Erhärtungsbedingungen können über den Zusammenhang nach Gleichung 1.12 erfasst werden, wie Bild 1.58 zeigt. Der Vorteil der Zusammenfassung der Variablen Wasserzementwert und Hydratationsgrad zur Gelkonzentration besteht darin, dass bei veränderten Bedingungen sofort eine Prognose über die dann zu erwartende Betondruckfestigkeit vorgenommen werden kann. Die Zementsteindruckfestigkeit kann selbstverständlich auch in Abhängigkeit vom Wasserzementwert und Hydratationsgrad angegeben werden. Mit den Angaben aus Tabelle 1.4 ($\eta_G = 2,209$ und $V_Z = 0,32 \text{ cm}^3/\text{g}$) ergeben sich danach Zementsteindruckfestigkeiten wie beispielsweise in Bild 1.59 dargestellt.

Das Beispiel zeigt, dass bei einem Wasserzementwert 0,50 und dem Hydratationsgrad $\alpha = 0,70$ nur eine Druckfestigkeit von etwa $\beta_{ZS} = 42 \text{ N/mm}^2$ zu erwarten ist. Bei $\alpha = 0,80$ würde sich bereits eine Festigkeit von etwa 57 N/mm^2 ergeben.

Aus Bild 1.59 kann demzufolge auch abgeleitet werden, dass beispielsweise eine vernachlässigte Nachbehandlung, die nur zu einem niedrigen Hydratationsgrad führt, unabdingbar Minderfestigkeiten nach sich zieht. Hydratationsgrad und Wasserzementwert ergeben die Kapillarporosität, die aus Bild 1.140 sofort ablesbar ist. Die Druckfestigkeit des Zementsteines steigt mit abnehmender Kapillarporosität ebenso überproportional an, wie durch die Gelkonzentration beschrieben.

Aus dem Zusammenhang von Gelkonzentration und Festigkeit kann andererseits aber auch die Schlussfolgerung gezogen werden, dass durch sehr niedrige w/z -Werte selbst bei unvollständiger Hydratation hohe Festigkeiten, wie sie z. B. für den Hochleistungsbeton gefordert werden, erreichbar sind.

Die puzzolanischen und latent-hydraulischen Zusatzstoffe leisten anfänglich keinen auf chemische Reaktion basierenden Festigkeitsbeitrag. Ein Effekt ist auf die Füllerwirkung und die Feststoffe im Anmachwasserraum zurückzuführen. Durch die Zusatzstoffe wird

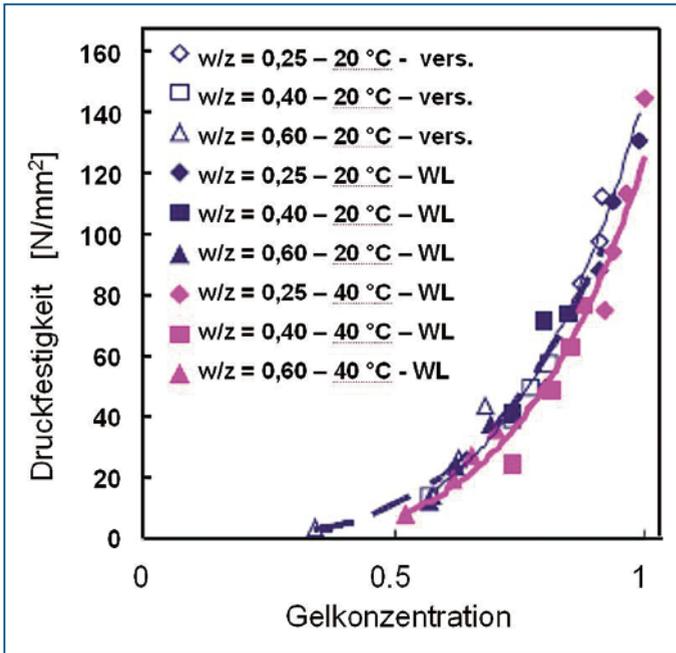


Bild 1.58 Erfassung der Auswirkungen unterschiedlicher Nachbehandlung auf die Betondruckfestigkeit über die Gelkonzentration (Gleichung 1.12). Daten aus [1.85]

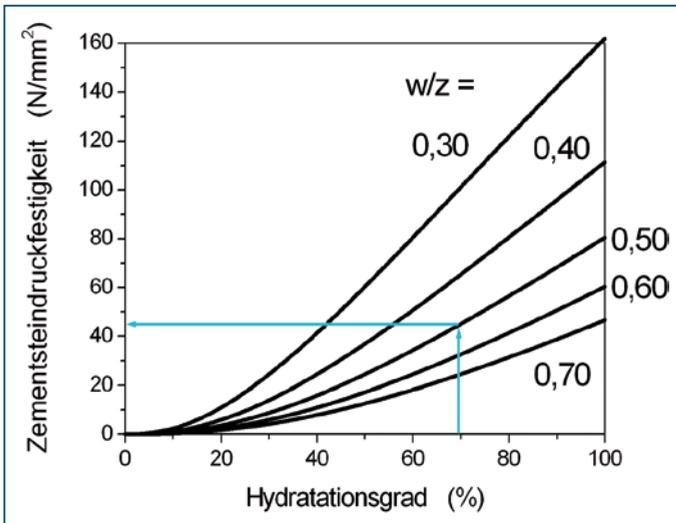


Bild 1.59 Zementsteindruckfestigkeit in Abhängigkeit von Hydratationsgrad und w/z-Wert

zwar die Hydratbildung des Klinkeranteiles beschleunigt, aber insgesamt bleibt der Hydratationsgrad des Bindegemisches zurück. Die in der Anfangsphase niedrigere Festigkeit gegenüber Portlandzement wird aber später mehr als ausgeglichen. Bei gleichem Hydratationsgrad ist die Festigkeit höher, wenn die Matrix hydratisierte Bestandteile wie Flugasche oder Hüttensand enthält. (Bild 1.60).

Besonders der Festigkeitsanteil der Flugasche bleibt aufgrund der langsameren Hydratation im jungen Alter gering, nimmt aber mit der Erhärtung zu, so dass eine mit Portlandzement vergleichbare Festigkeitsentwicklung stattfindet. Aus Bild 1.61 ergibt sich, dass die Festigkeitsentwicklung bis zu 7 Tagen nur durch den Portlandzementanteil bestimmt ist. Danach trägt die puzzolanische Reaktion immer stärker zur Festigkeit bei und führt schließlich zu vergleichbaren Werten bzw. übertrifft diese.

Als Erklärung kann der verminderte Gehalt an CH und der Zuwachs an C-S-H-Gel angenommen werden. Der Zusammenhang kommt auch in Bild 1.5.1 zum Ausdruck.

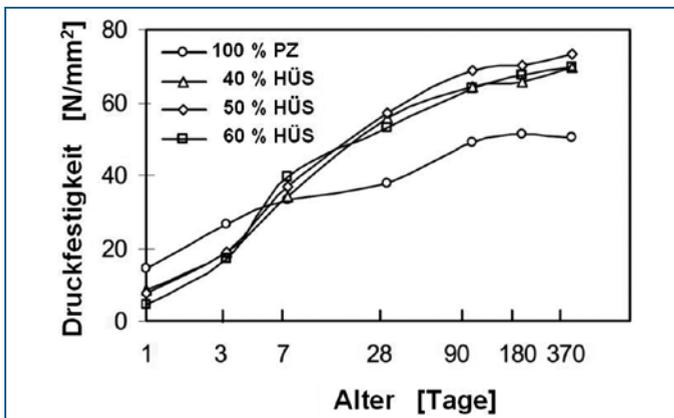


Bild 1.60 Entwicklung der Druckfestigkeit von Mörtelprismen mit unterschiedlichem Anteil von Hüttensand [1.88]

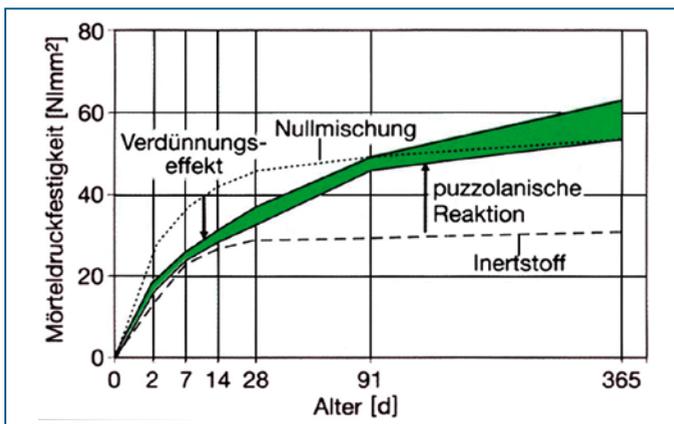


Bild 1.61 Entwicklung der puzzolanischen Reaktion und der Mörteldruckfestigkeit [1.89]

1.4.3 Durchlässigkeit des Zementsteines und Betons

Ein Flüssigkeitstransport durch das Porensystem wird durch Konzentrationsdifferenzen (Diffusion) oder Druckunterschiede (Permeation), die auch in Kombination auftreten können, hervorgerufen. Weiterhin kann ein Eindringen benetzender Flüssigkeiten in das Porensystem durch kapillares Saugen stattfinden.

Ist der Zementstein vollständig ausgetrocknet, wird die gesamte eindiffundierende Feuchte zunächst adsorbiert. Wenn eine geschlossene Belegung der Oberfläche vorhanden ist, beginnen die Transportvorgänge. Anfänglich findet eine Oberflächendiffusion statt, mit zunehmender Füllung der Poren eine kapillare Feuchtebewegung. Der Flüssigkeitsstrom ist damit auch vom Feuchtegehalt im Porensystem abhängig. Neben der porositätsbedingten Durchlässigkeit kann auch eine durch Risse verursachte Leckrate auftreten, die im Abschnitt 1.7 in einem anderen Zusammenhang betrachtet wird. Die Durchlässigkeit des Zementsteines wird nach dem Prüfverfahren durch den Diffusions- bzw. Permeabilitätskoeffizienten D [m^2/s] bzw. K [m^2] charakterisiert, das Wassersaugen durch die Kenngröße h [$\text{g}/\text{m}^2 \cdot \text{s}^{1/2}$]. Zwischen den Parametern der Diffusion und Permeabilität bestehen Korrelationen, aber auch Unterschiede, die mehrere Größenordnungen betragen können [1.90].

Die Messwerte werden nicht nur durch die Struktur des Zementsteins, sondern auch durch den Moleküldurchmesser und die physikalischen Eigenschaften der Flüssigkeit bestimmt. Diese Abhängigkeit ist bei Behälterbauwerken, im Umweltschutz, in Verbindung mit organischen Stoffen usw. von Bedeutung.

Die Feststellung der Porosität und Durchlässigkeit ist gleichbedeutend mit der Beurteilung der Dauerhaftigkeit des Zementmörtels und Betons. Neben den Prüfverfahren zur Bestimmung der Durchlässigkeit im Labor bestehen für die Baustelle geeignete Messverfahren, die das Eindringen von Wasser oder Luft in das Gefüge erfassen und damit ein Mittel der Qualitätssicherung darstellen. Das kapillare Saugen findet im Bereich der Porengrößen von etwa 50 nm bis 2000 μm statt.

Die Durchlässigkeit steht in exponentiellem Zusammenhang mit dem Porenradius. Daraus folgt, dass ein Wassertransport durch die Gelstruktur mit den extrem kleinen Abständen zwischen den Hydraten nur in unwesentlichem Umfang stattfinden kann. Ein kapillarporenfreier Zementstein könnte selbst von unter Druck stehenden Flüssigkeiten und Gasen praktisch nicht durchströmt werden. Wie auch anhand von Versuchen nachgewiesen ist, wird die Durchlässigkeit gegenüber Medien hauptsächlich von der Kapillarporosität bestimmt (Bild 1.62), die Auswirkungen sind dabei gravierender als auf die Festigkeit.

Da mit einem größeren Porenvolumen auch die Porenradien und die Verbindungen zwischen den einzelnen Kapillaren des Porensystems zunehmen, steigt die Durchlässigkeit bei Zunahme des Porenvolumens schnell und überproportional an. Mit steigender Kapillarporosität kann der den Zementstein durchströmenden Wassermenge immer weniger Widerstand entgegengesetzt werden.

Das Bild 1.62 weist ebenfalls auf die Bedeutung der Nachbehandlung hin. Wenn beispielsweise bei einem Zementstein mit $w/z = 0,50$ infolge ungünstiger Lagerungsbedingungen in der Randzone nicht der nach 28 Tagen erwartete Hydratationsgrad von 85 % vorhanden ist, sondern lediglich 60 %, steigt die Kapillarporosität von 22 % auf 35 % (Bild 1.42) und die Wasserdurchlässigkeit auf das etwa 8-fache an.

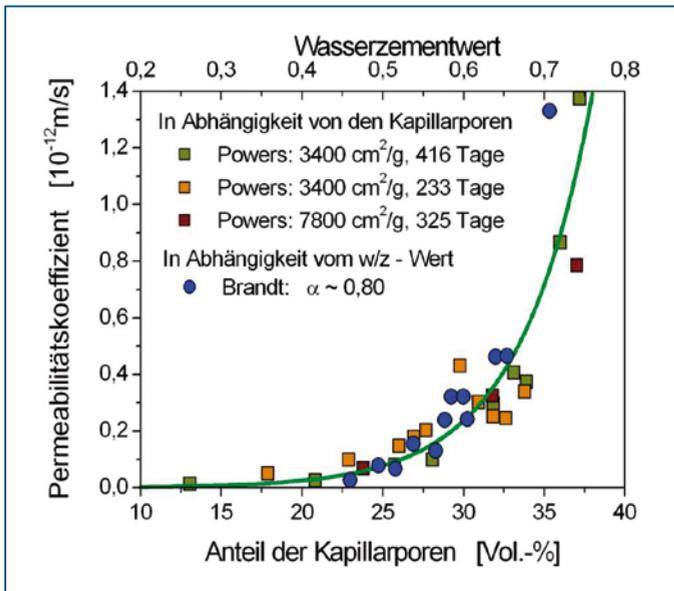


Bild 1.62 Wasserdurchlässigkeit des Zementsteines in Abhängigkeit von der Kapillarporosität bzw. dem w/z-Wert (nach Daten aus [1.91] und [1.92])

Während der Hydratation vermindern sich das Kapillarporenvolumen und damit die Kennwerte der Diffusion und Permeabilität. Nach neueren Untersuchungen kann davon ausgegangen werden, dass die durchgängigen Transportwege im Porensystem durch die Hydrate, die aus der Lösung im Anmachwasserraum entstehen, zunehmend blockiert und schließlich unterbrochen werden. Auch Luftporen unterbrechen die Kapillarporen und behindern die Transportvorgänge. In frühen Untersuchungen hat sich gezeigt, dass ab einer Kapillarporosität von etwa 15–20 % keine durchgängigen Kapillaren mehr vorhanden sind ([1.93], [1.94]). Anhand von Computersimulationen wurde auch von [1.95] festgestellt, dass ein Zusammenhang zwischen dem Kapillarporenraum und einem Grenzwert für die durchgängige Verbindung im Zementstein besteht. Der Grenzwert trennt den im Vergleich schnellen Flüssigkeitstransport durch die Kapillarporen von der sehr langsamen und geringfügigen Feuchtebewegung durch die Gelporen. In Bild 1.63 und Bild 1.64 ist die durchgängige Porosität definiert als deren Volumenanteil im Verhältnis zum gesamten Kapillarporenraum. Der kritische Grenzwert, bei dem überhaupt keine Verbindungen mehr bestehen, wird mit $18 \pm 5 \%$ angegeben [1.96]. Sehr deutlich wird auch wieder, wie schnell die Durchlässigkeit bei verhältnismäßig geringer Verminderung des Hydrationsgrades bzw. Zunahme der Kapillarporosität ansteigt.

Zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit ist deshalb wichtig, eine Mikrostruktur im Zementstein zu erreichen, bei der die Transportwege für die Flüssigkeiten und Gase nicht mehr oder nur noch in geringfügigem Umfang durchgängig vorhanden sind. Die vorteilhaften Auswirkungen der Diskontinuität des Kapillarporensystems auf die Dauerhaftigkeit sind umfangreich untersucht und nachgewiesen [1.54].

In Bild 1.65 ist dieser Zusammenhang in Abhängigkeit von Wassercementwert und Hydratationsgrad dargestellt. Das eingetragene Praxisbeispiel zeigt, dass bei ausreichender Nachbehandlung von einer Durchtrennung des Porensystems ausgegangen werden kann.

Wie Untersuchungen nachweisen, wird bei einem w/z-Wert ab 0,60 (nach [1.97] 0,70), selbst bei höherem Hydratationsgrad, die Durchgängigkeit des Porensystems aufrechterhalten, so dass das Eindringen von flüssigen und gasförmigen Stoffen relativ leicht möglich ist. Wie wichtig die Senkung des Kapillarporengehaltes ist, zeigt sich in Bild 1.69 anhand des Chlorid-Diffusionskoeffizienten.

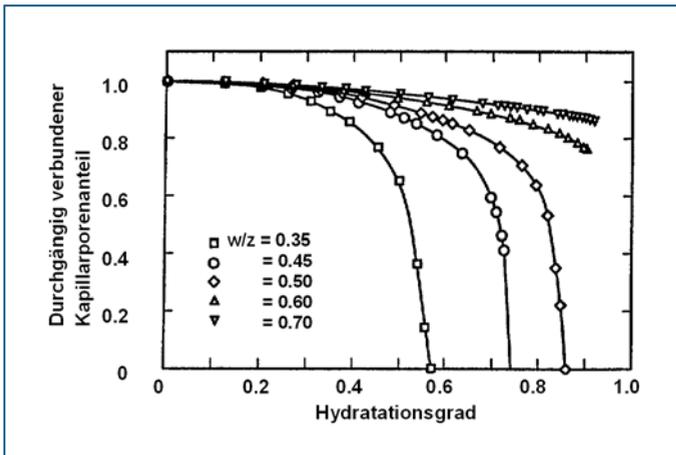


Bild 1.63 Durchgängiger Porenanteil in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad [1.96]

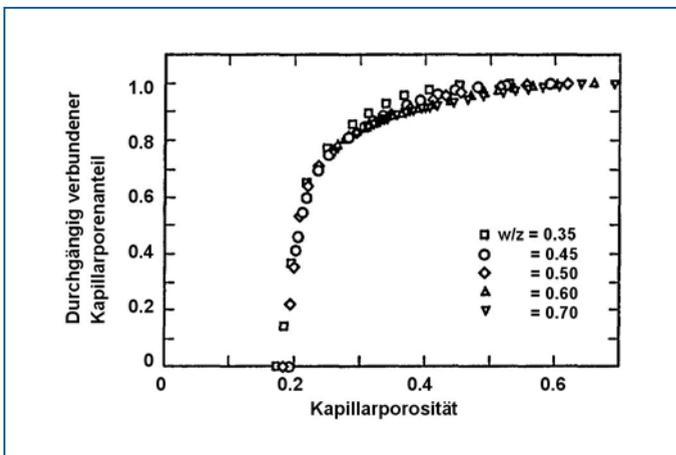


Bild 1.64 Durchgängiger Porenanteil in Abhängigkeit von der Kapillarporosität [1.96]

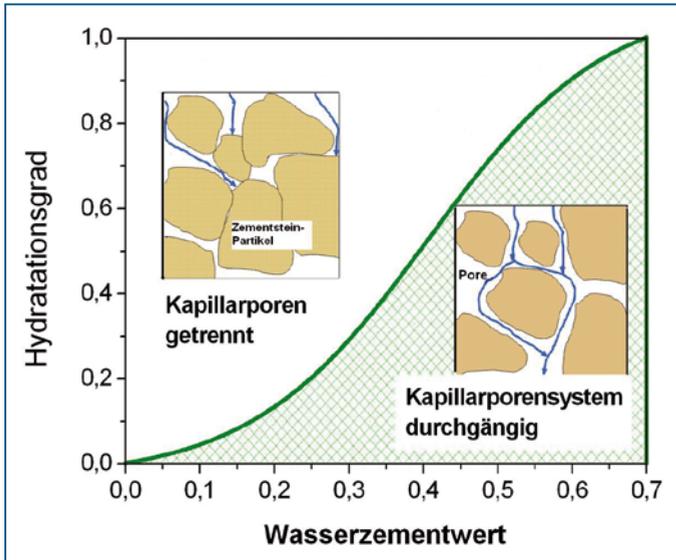


Bild 1.65 Unterbrechung des durchgängigen Kapillarporensystems in Abhängigkeit von w/z-Wert und Hydratationsgrad (Verlauf des Grenzwertes nach [1.93]).

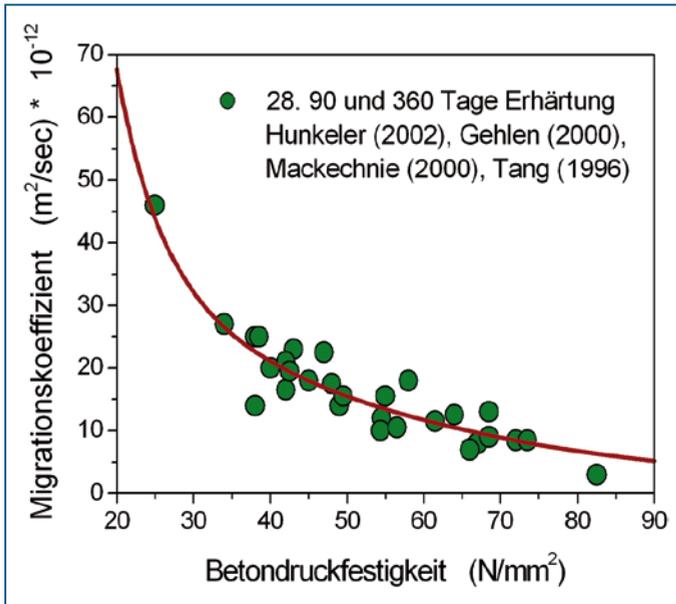


Bild 1.66 Migrationskoeffizient in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit nach verschiedenen Quellen

Zur Gewährleistung eines dauerhaften Betons wurde international den Vorschriften eine Porositätsgrenze von 25 % zugrunde gelegt, die ein vertretbares Maß der Permeabilität ergibt. Daraus folgt, dass bei einem w/z -Wert von 0,45 ein Hydratationsgrad von etwa 65 % vorhanden sein muss; bei einem w/z -Wert von 0,6 ist der mindestens erforderliche Hydratationsgrad praktisch nicht mehr erreichbar (Bild 1.65).

Im Normenwerk wird entsprechend den Umgebungs- und Beanspruchungsbedingungen eine Mindestfestigkeit vorgegeben. Die Grundlage bildet der Zusammenhang zwischen dem Kapillarporenraum und der Festigkeit einerseits und der Durchlässigkeit andererseits. Eine Zusammenfassung verschiedener Ergebnisse ist in Bild 1.66 vorgenommen worden.

Die Durchlässigkeit von Zementstein, Mörtel und Beton kann durch den Zusatz von Hüttensand und Silikastaub sehr wirksam vermindert werden. In Auswertung von Literaturstellen ist in [1.7] genannt, dass bei Verwendung von Hochofenzementen mit etwa 65 % Hüttensandanteil, das Eindringen von Alkali-, Chlorid- und Sulfationen wesentlich verlangsamt ist. Messungen der Diffusionsgeschwindigkeiten ergaben eine Verminderung der Werte um den Faktor 5 bis 100. Vergleichbar reduziert auch Silikastaub bei einem Zusatz von 10–15 % die Durchlässigkeit. In einem gewissen Umfang gilt dies auch für die Zugabe von Flugasche. Voraussetzung ist in allen Fällen, dass die verzögert reagierenden Zusatzstoffe durch verlängerte feuchte Nachbehandlung hinreichend hydratisieren. Besonders ist dies bei Verwendung von Flugasche zu beachten.

Die Verdichtung des Gefüges durch die hydratisierten Zement- oder Betonzusätze tritt auch in der Übergangszone zwischen Gesteinskörnung und Zementstein auf und wirkt sich damit besonders vorteilhaft aus.

Messverfahren für die Bestimmung der Permeabilität

Die Bestimmung der Permeabilität im Labor erfolgt in der Regel an zylindrischen Proben, die an den Mantelflächen so abgedichtet sind, dass der Flüssigkeitstransport nur in Richtung der Zylinderachse erfolgen kann. Die Probe wird in die Messapparatur eingebaut und einseitig mit einem Druck beaufschlagt, der als Überdruck oder Unterdruck (bis 1 bar; nicht für Flüssigkeiten geeignet) wirksam werden kann. Über einen Durchflussmesser wird die Menge des die Probe durchströmenden Mediums (Flüssigkeit, Gas) erfasst. Die Auswertung erfolgt auf der Grundlage von Strömungsgesetzen, die beispielsweise in [1.98] dargestellt ist. Eine damit vergleichbare Prüfung wird zur Ermittlung der Eigenschaften des wasserundurchlässigen Betons durchgeführt.

Eine Weiterentwicklung stellt die Permeabilitätsprüfung mit Luft als strömendem Medium dar. Die Versuchsdauer ist verkürzt, eine Modifizierung des Verfahrens ist für den Einsatz am Bauwerk geeignet [1.98]. Laborseitig werden Betonscheiben verwendet, die über eine aufgesetzte Saugglocke vakuumiert werden. Anschließend wird der zeitliche Verlauf der Druckänderung in der Saugglocke erfasst. Der über die physikalischen Gesetzmäßigkeiten errechnete Permeabilitätskoeffizient kann als charakteristische Größe für den Beton angesehen werden. Der Einfluss von Feuchte und Temperatur des Betons führt zur Überbewertung der Porosität der Betone mit geringerer Festigkeit.

Bei der Bestimmung der Permeabilität mit Gasen als strömendem Medium werden Porenbereiche mit kleineren Durchmessern erfasst als bei der Verwendung von Wasser.

Insofern werden Betone mit differenter Porenverteilung auch Unterschiede in den Permeabilitätskennwerten aufweisen. Eine Relation zwischen beiden Größen ist nicht bekannt.

Die Wasseraufnahme und das Wasseraufsaugen sind Prüfvorgänge, die keinen Aufschluss über die Transportvorgänge im Porenbereich geben, aber zur Einschätzung der Porosität herangezogen werden können.

Messung der Durchlässigkeit am Bauwerk

Die üblichen Messverfahren sind unter Baustellenbedingungen nicht einsetzbar. Anwendbar sind aber demgegenüber Methoden, die nicht den Permeabilitätskoeffizienten, sondern eine damit in Korrelation stehende Größe messen. Beispiele sind die Wassereindringprüfung, bei der ein kalibriertes Glasröhrchen mit glockenartiger Erweiterung am unteren Ende mit einer Abdichtungsmasse auf der Betonoberfläche aufgesetzt und befestigt wird (Bild 1.67). Das Prüfröhrchen wird mit einem Wasservolumen von 10 ml aufgefüllt. Die in einer festgelegten Messzeit eingedrungene Wassermenge ermöglicht eine Aussage zur Durchlässigkeit.

Die Einstufung der Dichtigkeit anhand des Wasseraufnahmekoeffizienten ist wie folgt: wasserundurchlässig ($< 0,1 \text{ kg/m}^2 \text{ h}^{0,5}$), wasserabweisend ($0,1 - 0,5 \text{ kg/m}^2 \text{ h}^{0,5}$), wasserhemmend ($0,5 - 2,0 \text{ kg/m}^2 \text{ h}^{0,5}$), wasserdurchlässig ($> 2,0 \text{ kg/m}^2 \text{ h}^{0,5}$). Normalbeton liegt im Bereich zwischen $1,1$ und $1,5 \text{ kg/m}^2 \text{ h}^{0,5}$.

Vergleichbar ist der ISAT-Test (Initial Surface Absorption Test), bei dem ein trichterförmiges Vorsatzstück auf der Betonoberfläche befestigt und mit Wasser aufgefüllt wird

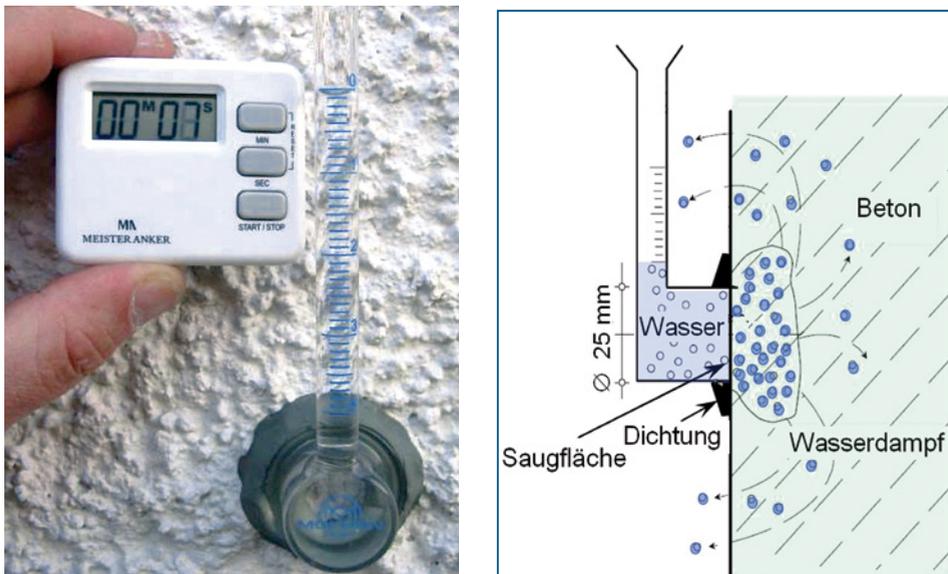


Bild 1.67 Wassereindringprüfung am Bauteil mit dem Prüfröhrchen nach Karsten, Prüfröhrchen und digitale Zeitmessung (links), Anbringung und Wirkungsweise des Prüfröhrchens (rechts)
(Foto: sachverstaendigenbedarf.de)

[1.99]. Die Versuchsdauer beträgt bei beiden Methoden zwischen 30 min und 2 Std. Ein Problem stellt die Abhängigkeit der Messwerte von der Feuchte in der oberflächennahen Zone dar. Dazu sind kaum Aussagen bekannt. In [1.100] wird über eine Messapparatur berichtet, mit der Wasser unter Druck in die Betonoberfläche eingepresst und über die eingebrachte Wassermenge die Wassereindringtiefe festgestellt werden kann. Die Versuchsdauer beträgt 4 Stunden.

Bei einigen weiteren Untersuchungsmethoden werden zylindrische Vertiefungen in die Oberfläche gebohrt (etwa 10 mm Durchmesser, 40 mm tief) und luftdicht verschlossen. Ein Vakuumieren des Hohlraumes oder ein Einpressen von Luft führt zu einer zeitabhängigen Messgröße und zu einer Aussage über die Durchlässigkeit. Problematisch ist hier besonders der Einfluss der Feuchte im Porensystem auf das Prüfergebnis.

Bei der Methode nach [1.98] wird die Betonoberfläche mit Warmluft getrocknet, analog zur Anwendung im Labor eine Saugglocke aufgesetzt und mit einer Vakuumpumpe evakuiert. Der Druckanstieg in der Saugglocke wird gemessen und aus dem Verlauf der Permeabilitätskoeffizient berechnet.

1.4.4 Durchlässigkeit des Betons und Dauerhaftigkeit

Voraussetzung für die Dauerhaftigkeit der Beton- und Stahlbetonkonstruktionen ist, dass keine Transportvorgänge mit Stoffen, die schädigende Reaktionen auslösen, durch das Porensystem stattfinden. Dazu gehören die diffusionsgesteuerten Prozesse der Karbonatisierung, des Chlorid- und Sulfateindringens u. a. Die Wasseraufnahme und -eindringtiefe ist für den Frostwiderstand von Bedeutung.

Allgemeingültige Zusammenhänge mit Grenzwerten zu formulieren ist gegenwärtig nur in Ansätzen möglich, da zu viele Faktoren auf die Vorgänge im Porensystem einwirken. Prinzipiell kann der jeweilige Sachverhalt für einen Beton einer bestimmten Zusammensetzung aber sehr deutlich dargestellt werden in der Kette w/z-Wert – Nachbehandlung – Porosität – Permeabilität – Reaktionstiefe im Beton. Ein Beispiel für den Zusammenhang zwischen Permeabilität und Karbonatisierungstiefe ist in Bild 1.68 dargestellt. Sämtliche Betone folgen einer gleichen Abhängigkeit.

Ein übereinstimmendes Verhalten zeigt das Vordringen einer Chloridfront im Betonquerschnitt. Grundlage dafür ist der Diffusionskoeffizient, der in Bild 1.69 beispielhaft in Abhängigkeit vom Kapillarporenvolumen angegeben ist. Nachgewiesen ist die Abhängigkeit des Diffusionskoeffizienten von der Feuchte im Porensystem. Steigt beispielsweise die Porenfeuchte von 60 % auf 100 % in einer Sättigungskurve an, folgt der Cl-Diffusionskoeffizient nach und erreicht das 6–10-fache des Ausgangswertes [1.101].

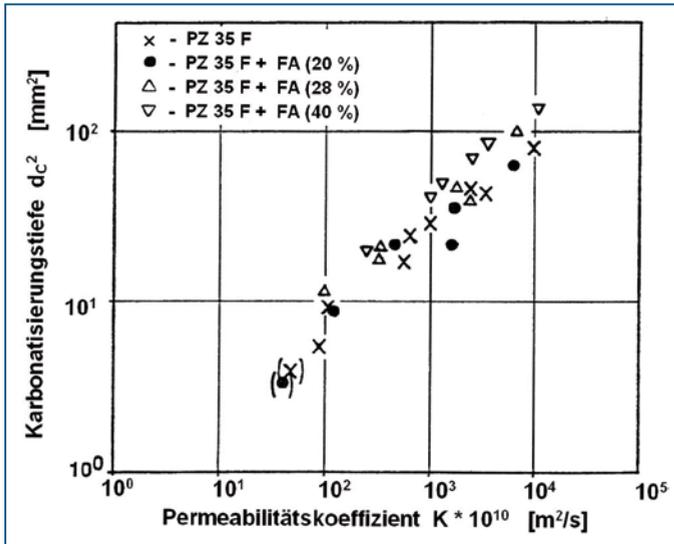


Bild 1.68 Karbonisierungstiefe [mm] in Abhängigkeit vom Permeabilitätskoeffizient K [10^{-10} m²/s] für Betone mit unterschiedlichem FA-Anteil nach [1.98]

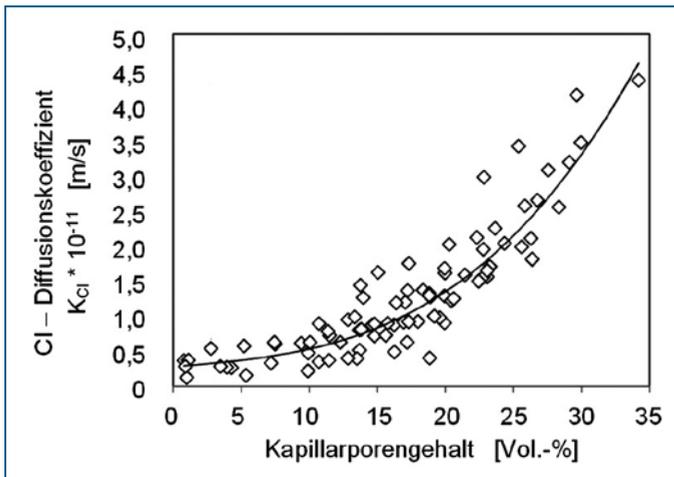


Bild 1.69 Chloriddiffusionskoeffizient in Abhängigkeit vom Kapillarporengehalt

1.5 Belastungsunabhängige Verformungen während der Erhärtung

Während des gesamten Erhärtungszeitraumes, d. h. vom Einbau des Frischbetons bis zur Nutzung nach vielen Jahren, können chemische und physikalische Veränderungen in der Mikrostruktur stattfinden, die zu spannungsunabhängigen Dehnungen führen und sich in Rissbildungen äußern können. Nachfolgend werden die Ursachen und Phänomene nur kurz beschrieben. Die näheren Ursachen und, soweit überhaupt möglich, die Gegenmaßnahmen sind in den angegebenen Abschnitten dargestellt.

Während der Erhärtung können bereits Beanspruchungen auftreten, die als Verformungen oder Spannungen wirksam werden. Das viskoelastische Materialverhalten führt zu einer zeitabhängigen Entlastung des Zementsteines, das im ersten Fall als Kriechen, im zweiten als Relaxation bezeichnet wird. Beide Phänomene haben einen gemeinsamen Ursprung und können durch Vorgänge in der Mikrostruktur erklärt werden, sind aber weitgehend nicht beeinflussbar.

1.5.1 Arten und Ursachen der belastungsunabhängigen Verformungen

Nach dem Zeitraum des Auftretens oder nach den Ursachen wird unterschieden in:

- **Frühschwinden** (Kapillarschwinden, Plastisches Schwinden, siehe auch Abschnitt 2.1.3) hervorgerufen durch Kapillarkräfte im frischen, plastisch verformbaren Zustand des Betons.
- **Chemisches Schwinden** (siehe auch Abschnitt 2.2.1) die Bildung der Hydratationsprodukte ist mit einer Verringerung der Volumen des Hydratwassers verbunden
- **Autogenes Schwinden** (siehe auch Abschnitt 2.2.1) innere Austrocknung durch die Hydratation und dadurch bedingte Volumenverringerng
- **Trocknungsschwinden** (siehe auch Abschnitt 2.2.2) Schwinden durch Verdunstung von Wasser aus der Zementsteinstruktur
- **Karbonatisierungsschwinden** (siehe auch Abschnitt 2.2.7) Schwinden durch Karbonatisierung des Festbetons als chemischer Vorgang
- **Quellen** (siehe auch Abschnitt 1.5.3) Dehnung des Gefüges durch Aufnahme von Wasser im Zementstein
- **Thermische Dehnung** (siehe auch Abschnitt 2.2.8) Ausdehnung oder Kontraktion infolge Änderung der Bauteiltemperatur.

Nahezu alle Verformungsvorgänge stehen in irgendeiner Weise mit dem Wasserhaushalt im Zementstein in Verbindung. Die Konzentration und die Veränderung des Wassers bestimmen das Verhalten maßgeblich. Selbst die thermische Dehnung wird sehr wesentlich vom Wassergehalt beeinflusst. Eine Besonderheit bildet das chemische Schwinden, das hervorgerufen wird, weil das Wasser in den Hydratationsprodukten ein geringeres Volumen einnimmt als der Ausgangsstoff.

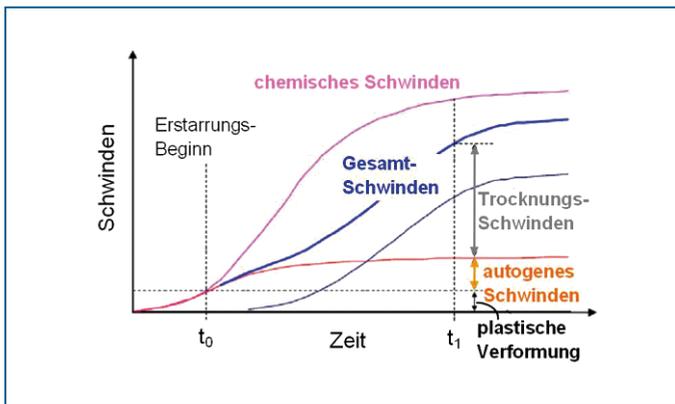


Bild 1.70 Schematische Darstellung der Arten der Schwindverformungen und deren zeitliche Entwicklung

Ein Fröhschwinden findet statt, wenn das Anmachwasser während des plastischen Zustandes des Frischbetons verdunstet oder in eine saugende Auflage abgezogen wird. Diese kritische Phase beginnt nach dem Einbau des Frischbetons, umfasst die dormante Periode (Bild 1.13) und endet mit dem Erstarren Bild 1.70). Betroffen sind vor allem flächige Bauteile, die der Verdunstung besonders ausgesetzt sind.

Das chemische Schwinden wird durch die Wasserbindung in den Hydraten und der damit verbundenen Volumenverminderung hervorgerufen (Abschnitt 1.3.4). Die Reduzierung der Feuchte im Kapillarsystem durch den Hydratationsvorgang wird als Selbst-austrocknung bezeichnet und verursacht das autogene Schwinden (Bild 1.71). Mit der Erstarrung und zunehmender Steifigkeit der Matrix wird das autogene Schwinden nur noch geringfügig wirksam.

Das Trocknungschwinden ist durch Verdunstung des Anmachwassers aus dem erhärtenden Bauteil bedingt, führt zu beträchtlichen Veränderungen der äußeren Abmessungen und kann Monate oder Jahre andauern.

Das Quellen tritt auf, wenn eine frühe oder längere Wasserlagerung vorgenommen wird, z. B. bei Bauteilen unter Wasser. In der Anfangsphase der Hydratation ist die Zusammensetzung des Zementes von Bedeutung (C_2S , auch Hüttsand und Flugasche).

Sämtliche Schwindvorgänge und das Quellen werden durch Änderungen der Feuchte im Zementstein und die dadurch entstehenden Spannungen auf Nano- und Mikroebene verursacht (Bild 1.72). Es ist dabei prinzipiell gleichgültig, auf welche Weise die Feuchte sich im Porensystem verändert, die Auswirkungen sind unabhängig von der Schwindungsart vergleichbare Kontraktionen des Zementsteins. Der Unterschied zwischen den verschiedenen Arten des Schwindens besteht lediglich darin, dass beim Fröhschwinden die Spannungen und Verformungen an der Oberfläche entstehen und beim autogenen Schwinden die Vorgänge über den gesamten Querschnitt stattfinden. Das Trocknungschwinden schreitet von der Oberfläche in das Innere des Bauteiles fort und erzeugt ein Schwindprofil über die Bauteilhöhe. Dabei werden die Poren sukzessive zu immer kleineren Durchmessern hin entleert.

Im Gegensatz zu den unmittelbaren Beziehungen zwischen der Strukturbildung und den mechanischen Eigenschaften des Betons sind die Verformungen des Zementsteines mit denen des Betons nur mittelbar verknüpft. Die Gesteinskörnungen setzen den Verformungen des Zementsteines einen Widerstand entgegen, der die Schwindwerte reduziert. Diese Behinderungen rufen jedoch Mikrorisse im Zementstein hervor. Weiterhin wird der Zementleim durch die Gesteinskörnungen »verdünnt«, so dass die Auswirkungen eingeschränkt werden.

Beispielsweise beträgt der Schwindwert im Zementstein etwa 8,0 mm/m, bei Zementmörtel nur 3,0 mm/m und bei Beton lediglich 0,5 – 1,0 mm/m. Die relativ geringen Verformungen reichen bei Beton jedoch aus, um Schwindrisse zu erzeugen.

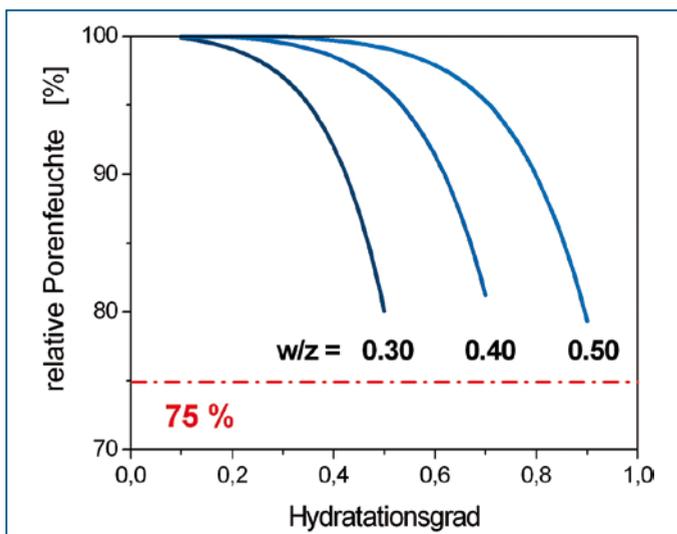


Bild 1.71 Selbstaustrocknung und Veränderung der Feuchte im Porensystem durch die Hydratation bei Versiegelung der Oberflächen der Bauteile [1.102]

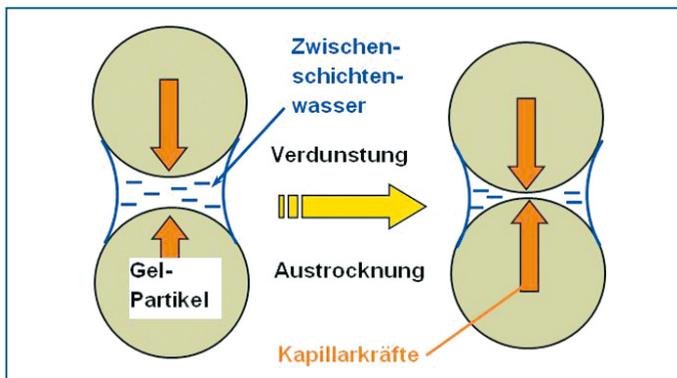


Bild 1.72 Mechanismen des Schwindens

Das Schwinden hat aufgrund der Rissbildungen und deren Auswirkungen auf die Dauerhaftigkeit und Gebrauchstauglichkeit zunehmend an Bedeutung gewonnen. Dabei haben die Veränderungen in der Betonzusammensetzung eine wesentliche Rolle gespielt, wie sie beispielsweise durch die Anwendung des selbstverdichtenden Betons hervorgerufen worden sind: Verminderung der Größe der Gesteinskörnungen, Zunahme des Gehaltes an Zement und Feinststoffen und den Einsatz verzögernder Zusatzmittel. Auch eine unzureichende Nachbehandlung hat beigetragen, dass das Schwinden, vor allem im jungen Alter, zu einem besonderen Problem geworden ist.

1.5.2 Kapillares Schwinden (Frühschwinden) von Frischbeton

Bei der Verdunstung des Wassers an der Oberfläche des Bauteiles bilden sich Menisken im Frischbeton aus (Bild 1.73). Da der Druck auf der konvexen Seite des Meniskus (Wasser) in einer Kapillare geringer ist als auf der konkaven Seite (Luft), entstehen Zugspannungen zwischen den Partikeln und im Gleichgewicht stehende Druckspannungen in den Partikeln. Der Porenwasserdruck in Abhängigkeit von den Porenradien kann beschrieben werden durch die Gauss-Laplace-Gleichung sowie in Abhängigkeit von der Feuchte durch die Kelvin-Gleichung. Der resultierende Kapillardruck als Druckdifferenz am Meniskus zwischen dem kapillarkondensierten Wasser und der gesättigten Luft ergibt sich zu

$$\Delta p_k = -\frac{\rho_w \cdot R \cdot T}{M_w} \cdot \ln(\varphi) = -0,462 \cdot T \cdot \ln(\varphi) \cdot 10^6 \quad [\text{Pa}] \quad (1.14)$$

ρ_w = Dichte des Wassers, M_w = molare Masse des flüssigen Wassers (= 0,018 kg/mol),
 R = Gaskonstante (8,314 J/mol K), T = absolute Temperatur [K], φ = relative Feuchte [-]

Das negative Vorzeichen bedeutet dabei, dass im Wasser Zugspannungen herrschen (negativer Kapillardruck). Der Unterdruck im Porenwasser wird auf das Feststoffgerüst übertragen und führt somit zu Druckspannungen und Schwindverformungen im Gefüge. Das Kapillarschwinden steht in proportionaler Abhängigkeit vom Kapillardruck.

Bereits kleine Veränderungen im Wasserhaushalt führen zu erheblichen Spannungen. Wenn beispielsweise die Feuchte aus dem Zustand der Sättigung auf eine relative Feuchte von 95 % zurückgeht, erreicht der kapillare Unterdruck im System des Zementsteines bereits

$$\Delta p_k = -0,462 \cdot 293 \cdot \ln(0,95) \cdot 10^6 = -6,94 \text{ MPa} = -69,4 \text{ bar}$$

Die Beziehung zwischen Wassergehalt und Feuchte wird über die Sorptionsisotherme hergestellt (Abschnitt 1.3.9).

Diese Druckverhältnisse werden tatsächlich nicht festgestellt. Unterschreitet der Krümmungsradius bei einer bestimmten Feuchtigkeit den kritischen Radius der Kapillare und erreicht damit der Unterdruck einen kritischen Wert, wird das Kondensat schlagartig desorbiert und die Pore bis auf einen adsorbierten Wasserfilm entleert. Luft dringt ein, der Unterdruck bricht zusammen und das System kollabiert. Die Rissbildung steht mit diesem Vorgang in direktem Zusammenhang.

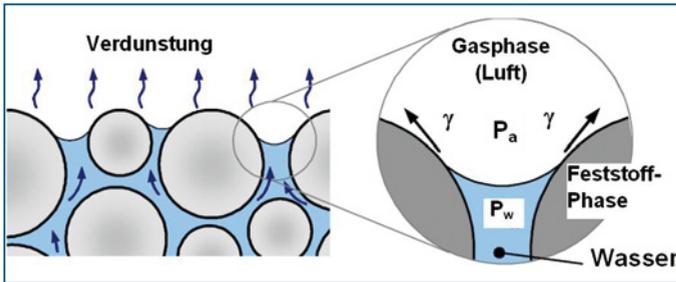


Bild 1.73 Ausbildung von Menisken an der Bauteiloberfläche infolge Verdunstung

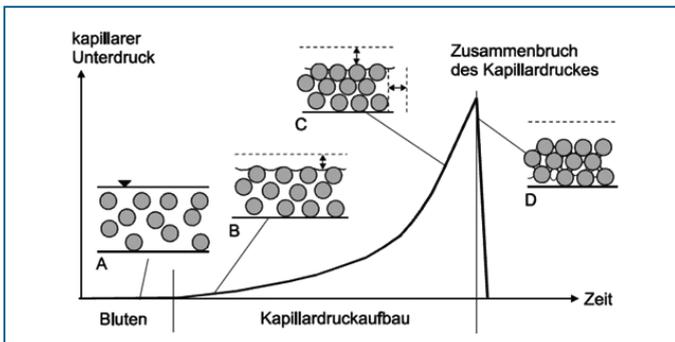


Bild 1.74 Entwicklung des Kapillardruckes in einer Suspension [1.104]

Die ständig tiefer vordringende Wasseroberfläche mit der Ausbildung von Menisken und der Entwicklung des Kapillardruckes bis zum Durchbruch ist schematisch in Bild 1.74 dargestellt.

Nach [1.103] ist der maximale Kapillarporendruck, der sich entwickeln kann, indirekt proportional zum Wasserzementwert:

$$\Delta p_{K,\max} = -1 \cdot 10^3 \cdot \frac{\gamma_w \cdot S}{w/z} = -74 \cdot \frac{S}{w/z} \quad [\text{Pa}] \quad (1.15)$$

γ_w = Oberflächenspannung des Kapillarwassers ($\sim 0,074 \text{ N/m}$); S = spezifische Oberfläche des Zementes nach Blaine [m^2/kg]). Mit $S = 300 \text{ m}^2/\text{kg}$ und $w/z = 0,50$ ergibt sich für den vollständig hydratisierten Zementstein ein maximaler Druck von $-44,4 \text{ kPa}$ ($= 444 \text{ mbar}$). Die Größenordnung stimmt mit den Messungen durchaus überein.

Durch Maßnahmen zur Nachbehandlung des eingebauten Frischbetons ist sicherzustellen, dass Fröhschwindrisse vermieden werden (Abschnitt 2.3.2).

1.5.3 Mechanismus des Quellens und Schwindens

Unter Schwinden wird eine Volumenabnahme durch Feuchteabgabe des Zementsteines verstanden, mit Quellen wird die Volumenzunahme durch Feuchteaufnahme beschrieben. Die Volumenveränderungen treten bei jedem Erhärtungszustand auf und sind teilweise

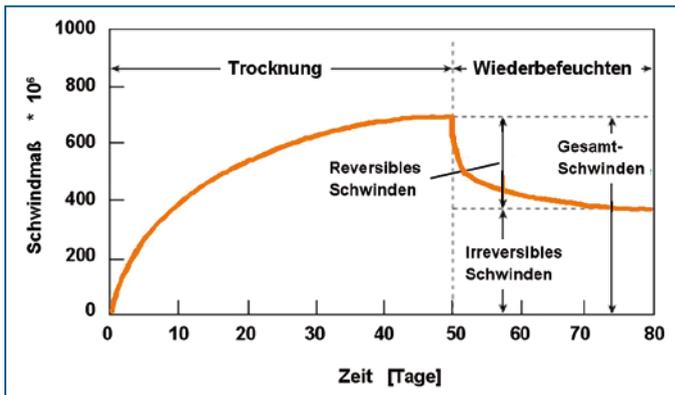


Bild 1.75 Reversible und irreversible Schwindmaße bei Wiederbefeuchtung

reversibel. Eine vollständige Rückverformung ist nicht möglich, da beispielsweise durch das Schwinden auch eine bleibende Veränderung der Kapillarporen- und Gelstruktur herbeigeführt wird (Bild 1.75). Diese Vorgänge sind mit dem Kriechen vergleichbar.

Zur Erklärung der Vorgänge auf Nanoebene existieren heute verschiedene Zementsteinmodelle, die auf der kolloidalen Größe und der Schichtstruktur der C-S-H sowie adsorbierter Wasserfilme und wassergefüllter Zwischenräume in Abhängigkeit von der Feuchte aufbauen (Bild 1.76). Das »Münchner Modell« [1.76] erklärt die Volumenveränderungen in der Mikrostruktur durch physikalische Kräfte. Ursache des Quellens und Schwindens sind danach die Wassermoleküle, die an und zwischen den Hydraten angelagert oder entfernt werden und folgende Phänomene hervorrufen: Änderung der Oberflächenenergie (Grenzflächenkräfte, van der Waals-Kräfte) und Entstehung eines Spaltdruckes bzw. von Kapillarspannungen. Vom trockenen Zustand bis etwa 40 % bis 45 % relativer Feuchte sind die Grenzflächenkräfte dominant, darüber hinaus die Kapillarkräfte (Kapillarspannungen und Spaltdruck).

Mit ansteigender Feuchte wird zunächst ein Wasserfilm adsorbiert, der die Oberflächenenergie herabsetzt und eine Expansion der C-S-H-Phasen verursacht. Nach Überschreiten des vorgenannten Grenzwertes um etwa 45 % relativer Feuchte übersteigt der Spaltdruck des Wassers die van-der-Waals-Bindungskraft und treibt die Nanopartikel weiter auseinander. Die Krümmung der sich bildenden Menisken wird zunehmend verringert, die Kapillarzugspannung geht zurück und die Ausdehnung des Gefüges wird begünstigt.

Der Mechanismus erklärt das Quellen und die Schwindvorgänge, unabhängig davon, ob es sich um kapillares, autogenes oder Trocknungsschwinden handelt.

Das Modell der feuchtebedingten Dehnungen kann auch zur Erklärung des Schwindens herangezogen werden:

Bei Sättigung des Porensystems und einer relativen Feuchte von 100 %, z. B. unmittelbar nach dem Einbau des Frischbetons, kann kein Schwinden stattfinden. Durch Hydratation oder Verdunstung wird der Wassergehalt verringert, die Materialfeuchte sinkt ab. Der Vorgang spiegelt sich in der Desorptionsisotherme wider (Abschnitt 1.3.9, Bild 1.51). Es entstehen Kapillarspannungen, die erste Schwinddehnungen hervorrufen. Die Schwind-

maße sind im Vergleich zu den anfänglichen erheblichen Wasserverlusten gering, da größere Porendurchmesser entleert werden (Bild 1.77). Mit Veränderung der Porenstruktur durch die Hydratation werden immer kleinere Wasserverluste schwindwirksam (Bild 1.78).

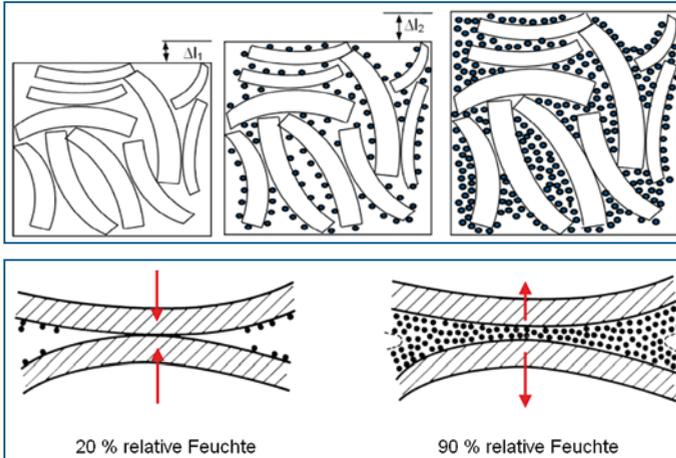


Bild 1.76 Quellen und Schwinden infolge Änderung der Feuchte (nach [1.76]).

- trockenes Gel
- expandierendes Gel im unteren Feuchtebereich bis 40 %
- trennende Wirkung des Spaltdruckes
- Bindung durch van-der-Waals-Kraft
- Spaltdruck

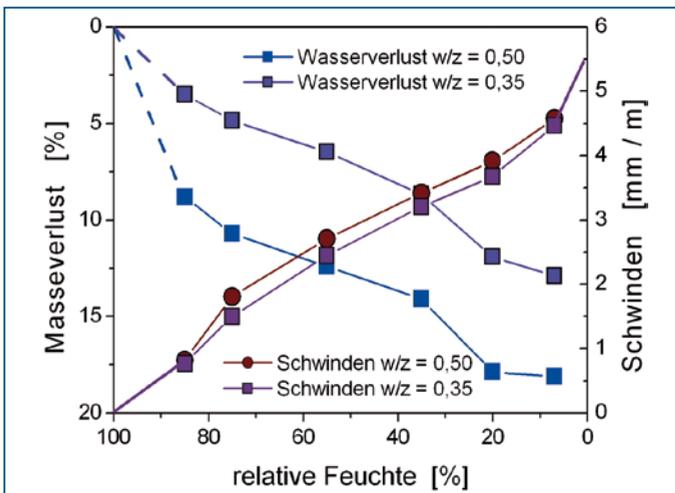


Bild 1.77 Schwinddehnungen in Abhängigkeit vom Masseverlust bzw. der relativen Feuchte der Zementsteinproben mit unterschiedlichem w/z-Wert (Versuchsdaten von [1.105]). Die Umgebungsfeuchte wurde bis zum Ausgleich konstant gehalten

Mit der weiteren Austrocknung werden zunehmend die Wasserfilme zwischen den Gelpartikeln reduziert und damit gleichsam Poren mit immer kleinerem Durchmesser entwässert. Als Folge sinkt der Spaltdruck ab und es bilden sich Menisken in den Zwischenräumen der Hydrate aus, die immer größere Kapillarnugspannungen im Gefüge zur Folge haben (Bild 1.72). Besitzt das Gefüge eine nennenswerte Steifigkeit, wird eine Kontraktion hervorgerufen, die auch zur Veränderung der äußeren Abmessungen des Bauteiles führt. In diesem Feuchtebereich (100 % bis 40 % relativer Feuchte) sind die hygrischen Volumenänderungen näherungsweise vollständig reversibel und etwa proportional zur Änderung der relativen Feuchte.

Wird der Grenzwert bei etwa 40 % bis 45 % relativer Feuchte unterschritten, können sich bei den dann kleinen Porenradien keine Menisken mehr ausbilden und die Grenzflächenenergie ist für die Verformung maßgebend. Mit fortschreitendem Wasserentzug nehmen die van-der-Waals-Kräfte zu und vergrößern das Schwindmaß. Außerdem entstehen neue Kontaktstellen zwischen den Hydraten, die bei Wiederbefeuchtung nicht mehr aufgebrochen werden können, die Schwinddehnungen sind nicht mehr vollständig reversibel. Im trockenen Zustand erreichen die Oberflächenspannungen ihren Maximalwert und komprimieren die Gelpartikel weiter.

Das Schwinden der Konstruktion dauert so lange, bis sich im Zementstein die Ausgleichsfeuchte einstellt. In baupraktischen Fällen liegen die Umgebungsbedingungen in der Regel über einer relativen Feuchte von 45 %. Der Verlauf und das Ausmaß der feuchtebedingten Schwinddehnungen können bis zu einem Grenzwert von etwa 20–25 % relativer Feuchte in hinreichender Näherung proportional zur Änderung der Feuchtigkeit im Beton angenommen werden. Ab dann ändert sich der Einfluss der Oberflächenenergie drastisch, so dass die Schwindverformungen überproportional zunehmen. Auf der Grundlage einer Vielzahl von Versuchsergebnissen konnten die verschiedenen Mechanismen abgegrenzt werden, wie beispielsweise aus Bild 1.79 hervorgeht.

Das Schwindmaß wird nur von der relativen Feuchte, der Verlauf des Schwindens durch deren Veränderung infolge Austrocknung bestimmt. Wie aus Bild 1.77 zu ersehen ist, zeigen die beiden Zementsteine mit unterschiedlichem Wasserzementwert zwar deutlich voneinander abweichende Wasserverluste, bei übereinstimmender Feuchte aber die gleichen Schwindmaße. Der Verlauf der Beziehung zwischen Feuchte und Schwindmaß ähnelt der Desorptionsisotherme, weicht aber aufgrund der unterschiedlichen Mechanismen, die das Schwinden hervorrufen, in Abhängigkeit vom Feuchtegehalt, davon ab.

Differenzen im Verlauf treten auch in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad bei unterschiedlichem Wasserzementwert auf, da sich das Verhältnis vom physikalischen zum freien Wasser ändert.

Aus Untersuchungen wird sehr oft die Schlussfolgerung gezogen, dass der Leimgehalt einen prioritären Einfluss auf das Schwinden hat. Als Ursachen können jedoch zum einen die Auswirkungen des Wasserzementwertes, auf der anderen Seite der Einfluss der behindernden Gesteinskörnungen im Beton genannt werden (Abschnitt 2.2.3). Dabei wirken sich auch die unterschiedlichen E-Moduli der Gesteinskörnungen aus.

Eine weitere Beobachtung zeigt an, dass höhere Temperaturen das Schwinden verstärken. Eine Erklärung dafür ist, dass die Grenzflächenenergie und damit die kontrahierenden Kräfte zunehmen.

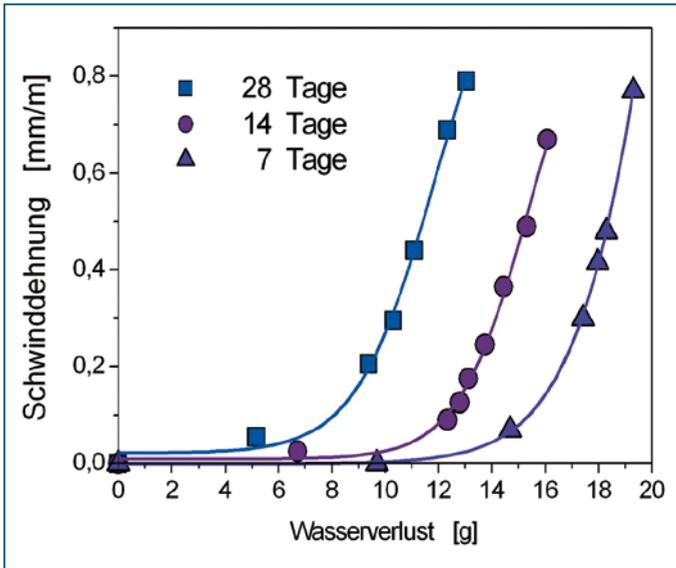


Bild 1.78 Schwinddehnungen von Betonprismen in Abhängigkeit vom Wasserverlust und der Erhärtungszeit (Daten aus [1.131])

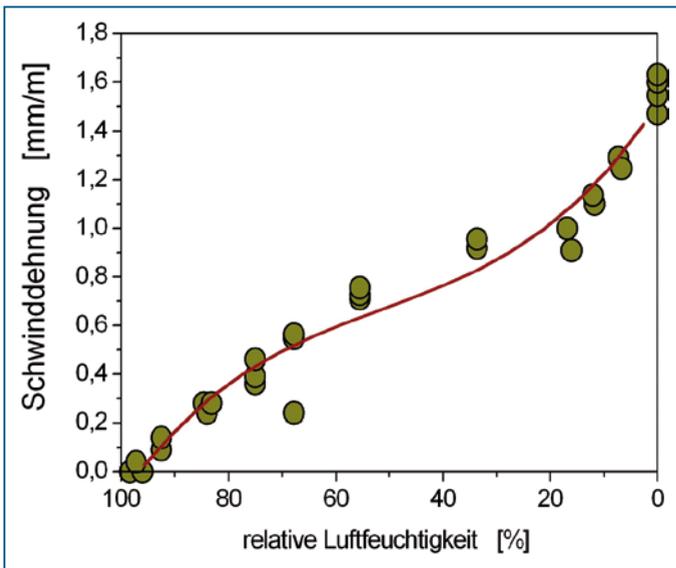


Bild 1.79 Schwinddehnungen eines Mörtels in Abhängigkeit von der relativen Feuchte (Daten aus [1.132])

Das zeitabhängige Schwinden folgt der Austrocknung und ist demzufolge vom Bauteilquerschnitt, der Feuchte der umgebenden Luft und dem Wasserzementwert bedingt. Liegt ein höherer Wasserzementwert vor, kann Wasser leichter durch das Porensystem transportiert werden, so dass das Bauteil stärker und schneller austrocknet, die Feuchte in der Randzone des Bauteiles jedoch nur geringfügig absinkt. Ist das Bauteil an der Oberfläche abgeschlossen, werden die Vorgänge verzögert. Die Ingenieurmodelle zur Berücksichtigung des Schwindens erfassen die einzelnen Einwirkungen über Beiwerte (Abschnitt 2.2.2).

Schwindreduzierende Zusatzmittel gehen von der Erkenntnis aus, dass die Grenzflächenenergie von den Eigenschaften des Adsorbates abhängig ist.

Eine Schwindkompensation durch Zement basiert dagegen auf einer anfänglich stärkeren Ausdehnung, so dass das anschließende Schwinden aufgefangen und eine Rissbildung verhindert wird. Eine Übersicht zu den derzeitigen Möglichkeiten ist in [1.68] zu finden.

1.5.4 Auswirkungen des Schwindens in der Mikrostruktur des Betons

Die Schwinddehnungen in der Matrix werden durch die Gesteinskörnungen behindert. Es entsteht ein Spannungsfeld, das anfänglich zu Rissen in der Übergangszone führt. Wenn Gestein mit hohem E-Modul verwendet wird und ein großer Anteil an Körnungen, vor allem größeren Durchmesser, vorhanden ist, breiten sich die Risse im Zementstein aus. Der quantitative Zusammenhang zwischen dem Schwinden des Zementsteines, Mörtels und Betons ist in Abschnitt 2.2.3 behandelt.

Wenn sich in Bauteilen ein Feuchte- und Schwindprofil ausbilden kann, entstehen Spannungen und zuerst Risse in der Randzone. Verschiedene Untersuchungen zeigen, dass der Austrocknungsprozess dadurch erheblich beschleunigt wird. Die Risse fördern während der Nutzung das Eindringen von Schadstoffen und tragen zur Verminderung der Dauerhaftigkeit bei. Bereits bei Rissweiten unter 0,1 mm ist die Diffusion im Vergleich zum Porensystem deutlich beschleunigt.

Die schwindinduzierten Rissbildungen haben nachweislich Auswirkungen auf die mechanischen Eigenschaften des Betons. Zum einen wird zwar die Druckfestigkeit auf Mikroebene gesteigert, weil die Grenzflächenkräfte und der Verbund zwischen den Hydraten zunehmen (Prinzip der Vorspannung), zum anderen aber wird makroskopisch die Festigkeit und der E-Modul sowie die Querdehnzahl aufgrund der Rissbildungen vermindert. Bei einem beschleunigten Austrocknen von hinreichend hydratisiertem Beton ist die Steigerung der Druckfestigkeit und der Rückgang des E-Moduls um jeweils 20 % nachgewiesen worden.

1.6 Verformungen und Spannungen unter Dauerlast

Bei Belastung des Betons tritt sofort eine elastische Dehnung auf, die aus der Spannung und dem E-Modul zum Belastungszeitpunkt resultiert. Wird die Spannung über einen längeren Zeitraum konstant gehalten, treten aufgrund des viskoelastischen Verhaltens zeitabhängige Verformungen in Belastungsrichtung auf, die das Ergebnis eines Kriech-

vorganges sind und bis zu einem Endkriechmaß ständig zunehmen. Wird dem Prüfkörper dagegen eine Dehnung aufgezwungen, nehmen die dadurch hervorgerufenen Spannungen in Abhängigkeit von der Zeit infolge der inneren Kriechvorgänge ab; dieser Vorgang wird als Relaxation bezeichnet. Die kriechbedingten Dehnungen im Betongefüge können die Geometrie des Tragwerkes (z. B. Durchbiegungen) nachteilig beeinflussen und setzen die ertragbaren Spannungen bis zum Bruch herab. Zwangsbedingte Spannungen in Bauteilen werden durch die Relaxation verringert.

1.6.1 Ursachen des viskoelastischen Verhaltens des Zementsteines und Betons

Die bei einer längere Zeit andauernden Spannungssituation in der Betonstruktur ablaufenden Vorgänge, die sowohl das Kriechen als auch die Relaxation hervorrufen, sind von einer Reihe innerer und äußerer Bedingungen abhängig und äußerst komplex. Trotz umfangreicher internationaler Forschungsarbeit ist es noch nicht gelungen, werkstoffwissenschaftlich begründete Materialgesetze zu entwickeln, mit denen der Verlauf und die Größe der Kriechverformungen beschrieben werden können. Zur Ermittlung der Auswirkungen des Kriechens und der Relaxation dienen deshalb Näherungslösungen, die Bestandteil der Normen sind (Abschnitt 2.5.4).

Das Betonkriechen wird nahezu ausschließlich durch das viskoelastische Verhalten des Zementsteines hervorgerufen, da die Gesteinskörnungen im Allgemeinen vergleichbare Kriechvorgänge nicht aufweisen. Die Ursachen für die Vorgänge sind aus gegenwärtiger Sicht in der Bewegung und Umlagerung des physikalisch gebundenen Wassers und des Zwischenschichtenwassers in den Hydraten, den Veränderungen in der Kopplung der C-S-H-Phasen sowie in Gleitvorgängen auf Nanoebene und der Verformung der Gelstruktur zu sehen. Maßgebend ist im Wesentlichen der Bereich der Mikroporen unter 50 nm, aus denen die Wassermoleküle herausdiffundieren und die Kapillarspannungen beeinflussen.

Insofern ist für das Kriechverhalten nicht vorrangig die Anmachwassermenge oder das in den Kapillaren befindliche Wasser maßgebend, sondern die relative Feuchte im Porensystem. Ein bei Belastungsbeginn völlig ausgetrockneter Zementstein kriecht praktisch nicht und bei ausreichender Feuchte im Gefüge kann der Kriechvorgang über einen sehr langen Zeitraum von vielen Jahren beobachtet werden bis das Bauteil ausgetrocknet ist. Experimentell ist auch nachgewiesen, dass das Kriechen in dem Maße vermindert wird, je niedriger die Feuchte im Bauteil ist. Andererseits ist das Kriechmaß umso größer, je höher die Feuchtedifferenz zwischen Bauteil und Umgebung ist. Der Zusammenhang zwischen der relativen Luftfeuchte als Umgebungsbedingung und dem Kriechen ist mit dem beim Schwinden vergleichbar.

Ein weiterer Anteil am Kriechmaß resultiert aus Mikrorissen, die sich bevorzugt in der Übergangszone zu den Gesteinskörnungen ausbilden und durch Spannungsumlagerungen vom kriechfähigen Zementstein auf die steiferen Gesteinskörnungen hervorgerufen werden. Bis zu einer Dauerspannung $\sigma_c(t_0)$ von etwa 40 % der Druckfestigkeit und von etwa 60 % der Zugfestigkeit bleiben die Kriechverformungen dazu proportional (lineares Kriechen). Bei weiterer Steigerung der Spannungen nehmen die Mikrorisse sehr stark zu und führen zum nichtlinearen Kriechen, das über die üblichen linearen Ansätze nicht mehr erfasst werden kann.

Das Kriechmaß des Zementsteins wird bei Druckbeanspruchung durch die rückhaltende Wirkung der Gesteinskörnungen vermindert (Pickett-Effekt). Wiederum vergleichbar mit dem Schwinden ist der Masseanteil und der E-Modul der Gesteinskörnungen maßgebend, so dass zur Abschätzung die Gleichungen 2.13 und 2.14 verwendet werden können. Bei einem hohen Zementsteinanteil nimmt demnach das Kriechen zu. Wenn die Charakteristik der Gesteinskörnungen genauer und getrennt erfasst wird, ergeben sich Abhängigkeiten, wie in Abschnitt 2.2.3 berücksichtigt.

Bei Zugbelastung ist jedoch davon auszugehen, dass die Gesteinskörnungen nicht behindern können und die gesamten Beanspruchungen von der Matrix aufgenommen werden müssen. Insofern ist das Zugkriechen stärker ausgeprägt, als das Druckkriechen.

Neben einem plastischen Schwinden des Zementsteines, das nicht reversibel ist, trägt eine verzögert elastische Verformung der Gesteinskörnungen und der Zementsteinmatrix zum Gesamtmaß des Kriechens bei, die jedoch reversibel ist. Die Kriechkurven ähneln dem Verlauf des Schwindens (vgl. Abschnitt 2.5.4).

1.6.2 Charakterisierung des Kriechverhaltens durch die Kriechzahl

Wenn die kriechbedingten Verformungen $\varepsilon_k(t, t_0)$ nach einer Belastungsdauer t auf die elastischen Dehnungen $\varepsilon_e(t_0)$ zum Belastungsbeginn t_0 bezogen werden, ergibt sich die Kriechzahl $\varphi(t, t_0)$, die sowohl das Kriechvermögen in Abhängigkeit von der Zusammensetzung u. a. Einflüsse als auch den zeitabhängigen Kriechverlauf impliziert und einen Proportionalitätsfaktor darstellt. Diese Proportionalität zwischen der Spannung und dem Kriechen ist, oben angegeben, nur bis zu einer bestimmten Belastungshöhe gegeben. Mit dem E-Modul zum Belastungszeitpunkt $E_{cm}(t_0)$ ergibt sich

$$\varepsilon_k(t, t_0) = \varphi(t, t_0) \cdot \frac{\sigma_c(t_0)}{E_{cm}(t_0)} \quad (1.16)$$

In den Regelwerken wird bei der Definition der Kriechzahl die elastische Dehnung bei einem Belastungsbeginn $t_0 = 28$ Tage zugrunde gelegt, d. h.

$$\varepsilon_k(t, t_0) = \varphi(t, t_0) \cdot \frac{\sigma_c(t_0 = 28d)}{E_{cm}(t_0 = 28d)} \quad (1.16a)$$

Der Zusammenhang zwischen dem Verhältnis von elastischer und der Kriechdehnung in Abhängigkeit vom Belastungsbeginn ist beispielhaft in Bild 1.80 dargestellt. Wie angegeben ist eine Vielzahl von Versuchsergebnissen zusammengefasst worden, bei denen die Belastungsdauer $(t - t_0)$ nahezu übereinstimmte. Die obere Begrenzung charakterisiert die Betone mit langsam erhärtenden Zementen, die untere gilt für Zemente mit schneller Festigkeitsentwicklung.

Die Spannung $\sigma_c(t_0)$ in einem vollständig behinderten Prüfkörper, die über eine eingetragene Dehnung zum Zeitpunkt t_0 erzwungen worden ist, wird durch die Relaxation vermindert auf:

$$\sigma_c(t) = \sigma_c(t_0) \cdot \psi(t, t_0) \quad (1.17)$$

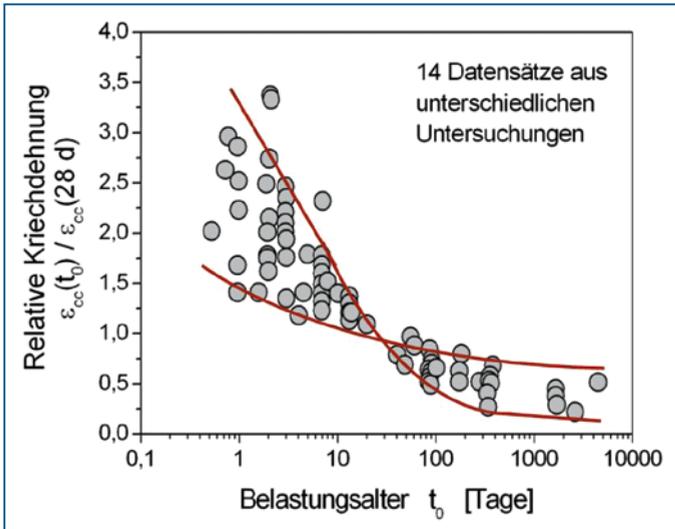


Bild 1.80 Relative Kriechdehnung in Abhängigkeit vom Belastungsalter (nach Parrott, Daten aus [1.135])

Der Relaxationskoeffizient $\psi(t, t_0)$ wird in der Regel aus der Kriechzahl $\varphi(t, t_0)$ abgeleitet. Eine einfache Formulierung ist beispielsweise:

$$\psi(t, t_0) = \frac{\varepsilon_{el}(t_0)}{\varepsilon_{el}(t_0) + \varepsilon_{el}(t_0) \cdot \varphi(t, t_0)} = \frac{1}{1 + \varphi(t, t_0)} \quad (1.18)$$

Je intensiver der Kriechvorgang, desto größer ist die Relaxation und umso geringer sind die aufgezwungenen Spannungen.

1.6.3 Umfang und Verlauf des Kriechens

Das Kriechvermögen des Betons, das in einem Kriechbeiwert φ_0 zusammengefasst wird, ist von der Betonzusammensetzung, von der Erhärtungszeit (Hydrationsgrad bzw. Festigkeit) und den Umweltbedingungen (Feuchte der Umgebung) abhängig. Charakteristisch ist die Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit bei Belastungsbeginn. Ein solcher Zusammenhang ist auch Bestandteil des Produktansatzes in den Regelwerken. Wenn das Verhältnis der Kriechmaße entsprechend Gleichung 1.16a nach $(t - t_0) = 100$ h Belastungsdauer in Abhängigkeit vom Festigkeitsverhältnis $f_{cc}(t_0)/f_{cc}(28 \text{ d})$ aufgetragen wird, ergibt sich der Verlauf nach Bild 1.81.

Der Verlauf des Kriechens wird durch die Austrocknungsvorgänge bestimmt und ist damit von der Geometrie des Bauteiles und der Hydrationsgeschwindigkeit, d. h. der Zementart- und -sorte, abhängig. In Langzeitversuchen mit Betonen unterschiedlicher Zusammensetzungen, Belastungen und Umgebungsbedingungen wurde festgestellt, dass bereits nach 2-wöchiger Belastung etwa 20 % und nach einem Jahr etwa 75 bis 80 % der Werte nach 20 Jahren erreicht sind (Bild 1.82). In einem breiten Bereich der Zusam-

mensetzungen und Erhärtingsbedingungen ähnelt der Verlauf sehr weitgehend dem des Schwindens. Der Kriechvorgang strebt ebenfalls einem Endwert zu.

Die Kriechwerte sind weiterhin von der Belastungshöhe und der Temperatur abhängig.

Die Berücksichtigung von Kriech- und Relaxationsprozessen in Bauteilen wird erschwert, da während der Langzeitvorgänge eine weitere Hydratation und Festigkeitsentwicklung mit sich ständig verändernden viskosen Eigenschaften stattfindet. Nach den gegenwärtigen Auffassungen wächst das neu gebildete Hydrat spannungsfrei in den

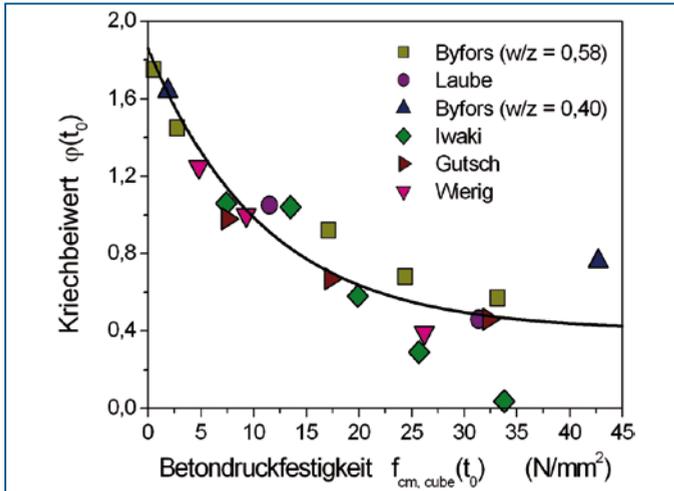


Bild 1.81 Altersabhängigkeit des Kriechkoeffizienten als Funktion des Verhältnisses der Festigkeit bei Belastungsbeginn zu der nach 28 Tagen Erhärtung (Daten aus [1.135])

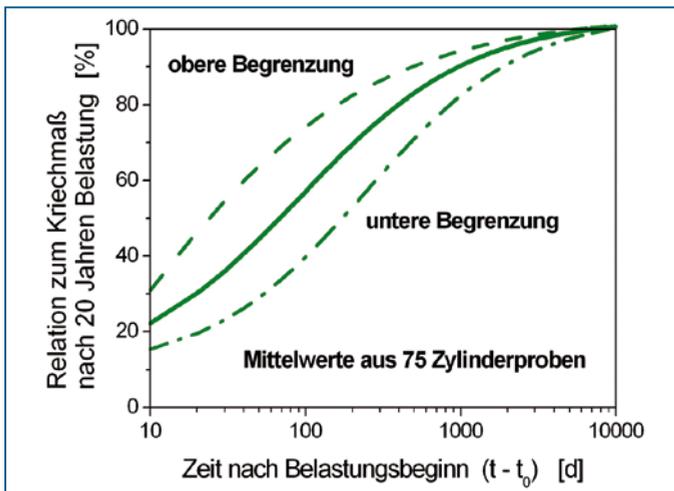


Bild 1.82 Verlauf des Langzeitkriechens (Versuchsdaten von Troxell, aus [1.60])

Anmachwasserraum hinein. Erst bei einem weiteren Anheben des Spannungsniveaus werden die zwischenzeitlich entstandenen Hydratationsprodukte belastet und dem Kriechvorgang unterworfen. Dadurch wird eine schrittweise Behandlung der Kriech- und Relaxationsproblematik ermöglicht.

1.7 Rissbildungen im Zementstein- und Betongefüge

Rissbildungen werden im Allgemeinen erst dann kritisch betrachtet, wenn diese an der Oberfläche der Bauteile sichtbar sind. Bedenken bestehen dann, weil über die Rissöffnungen die Dauerhaftigkeit beeinträchtigende Stoffe eindringen können. Ungünstig werden die Risse auch beurteilt, wenn das äußere Erscheinungsbild beeinträchtigt ist. Andererseits ist zu beachten, dass feine Risse für das Tragverhalten des Verbundbaustoffes Stahlbeton charakteristisch sind und nicht verhindert werden können.

In den Regelwerken sind in Abhängigkeit von den Einwirkungen und den Anforderungen zulässige Rissbreiten festgelegt. Insofern stellt nicht jeder Riss am Bauteil von vornherein einen Mangel dar. Zu bedenken ist in diesem Zusammenhang aber, dass auch durch Risse geringer Breite ein Schaden hervorgerufen werden kann, wenn das Eindringen schädlicher Substanzen begünstigt wird.

1.7.1 Rissbildungsprozess

Der Riss an der Bauteiloberfläche ist das Ergebnis eines Prozesses, der mit Mikrorissen beginnt, die bereits im unbelasteten Beton vorhanden sind und die Homogenität des Gefüges stören. Diese können sich bei weiterer oder zunehmender Beanspruchung aufweiten und verlängern, mit anderen Mikrorissen untereinander und netzartig verbinden und dann schließlich makroskopisch sichtbar werden. Die Rissbildung vollzieht sich dabei auf verschiedenen Strukturebenen, die schematisch in Bild 1.83 dargestellt sind. Die Kenntnisse der dabei maßgebenden Vorgänge sind für betontechnologische Entscheidungen eine nicht unmaßgebliche Grundlage. Grundsätzlich gilt: Rissbildungen auf Mikroebene sind zu beeinflussen, aber nicht zu vermeiden.

Die Rissweite der Mikrorisse liegt hauptsächlich in einem Bereich um 0,01 mm und ist nicht mit üblichen Definitionen im Stahlbetonbau ($\geq 0,1$ mm) gleichzusetzen. Anfänglichen Risse auf der Mikroebene der Matrix wurden mit einer Breite von 0,7–1,2 μm und mit einer Ausdehnung von 50–420 μm festgestellt. In [1.24] wird als Grenzwert eine Breite von 25 μm vorgeschlagen.

Mesorisse schließen sich an mit einer Breite bis etwa 100 μm . Makrorisse reichen bis in einen Rissweitenbereich von 0,5 mm und unter außergewöhnlichen Umständen auch darüber.

Ursachen der Rissbildungen sind Dehnungen aus Schwinden, Temperatur- oder Feuchteänderungen und das unterschiedliche Verformungsverhalten der einzelnen Bestandteile der Betonstruktur. Die Formänderungen der Zementsteinmatrix werden hauptsächlich durch die Gesteinskörnungen behindert, so dass lokal Eigenspannungen entstehen, die bei Überschreiten der Zugfestigkeit zu den Mikrorissen führen. Die Span-

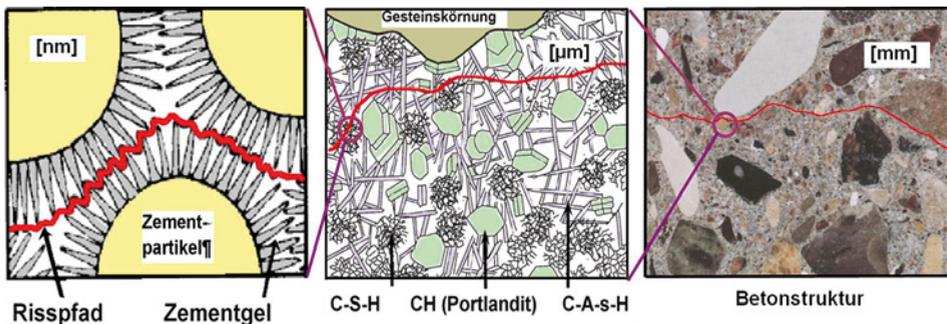


Bild 1.83 Rissentwicklung im Beton bei der Betrachtung auf Mikro- (links), Meso- (Mitte) und Makroebene (rechts), in Anlehnung an [1.24]

nungssituation ist dabei von der Steifigkeit und dem Anteil der Gesteinskörnung abhängig, ein vergleichbarer Sachverhalt ist auch bei der Abschätzung des Schwindmaßes im Beton maßgebend (Abschnitt 2.2.3). Wechselseitige Behinderungen treten aber auch entlang von Feuchte- und Temperaturgradienten auf. In der Anfangsphase der Erhärtung können sich bei fehlender oder ungenügender Nachbehandlung mehrere Einwirkungen überlagern.

Ausgangspunkte der Mikrorissbildung sind bei normalfestem Beton in der Regel größere Poren oder andere Fehlstellen in der Mörtelmatrix. Mikrorisse entwickeln sich deshalb zuerst zwischen den Hydratationssäumen der Zementpartikel sowie in oder an der Übergangszone zu den Gesteinskörnungen und zu dem Bewehrungsstahl (Bild 1.84). Auch Wasseransammlungen unter Gesteinskörnungen und Bewehrungsstäben infolge Setzen des Betons können ein Ansatz für die Rissbildung sein. Bei hochfesten Betonen ist der Ausgangspunkt nicht eindeutig zu lokalisieren, da das Gefüge homogener und die Kontaktzone in der Dichtigkeit verbessert ist.

Bei weiterer thermisch oder hygrysch bedingter Dehnung verbinden sich die Mikrorisse zwischen den Gesteinskörnungen mit dem geringsten Abstand zueinander, sich verlängernde Risse verlaufen dann entlang der Kontaktzonen (Bild 1.55). Die einzelnen Risse formieren sich zu durchgehenden Rissen mit Erweiterung der Rissbreite. Dadurch werden Kapillarräume durchgängig verbunden, die bei einem entsprechenden Hydratationsgrad blockiert waren (Abschnitt 1.4.3). Durch den Kapillarzug in den Rissen kann bereits Wasser ausgesaugt werden, eine deutliche Zunahme der Durchlässigkeit tritt jedoch noch nicht auf.

Schließlich bilden sich Hauptrisse mit Risspitzen aus, deren weitere Entwicklung auf der Makroebene durch die Gesetze der Bruchmechanik beschrieben werden kann. In ständiger Aufweitung der Risse in Breite und Länge findet eine makroskopisch sichtbare Trennung des Gefüges statt. Aufgrund der Heterogenität des Baustoffs Beton entwickelt sich nicht ein scharf begrenzter Riss aus, sondern neben der eigentlichen Rissfront besteht noch ein Bereich starker Mikrorissbildung (Rissprozesszone). Charakteristisch ist beim Fortschreiten des Risses die Spannungssituation (Bild 1.85). Nach einer Trennung des Gefüges ist dieser Rissabschnitt spannungsfrei. In der Rissprozesszone können bis zu Rissweiten von etwa 150 µm noch nennenswerte Zugspannungen übertragen werden. Ein schlagartiges Versagen findet deshalb nicht statt.

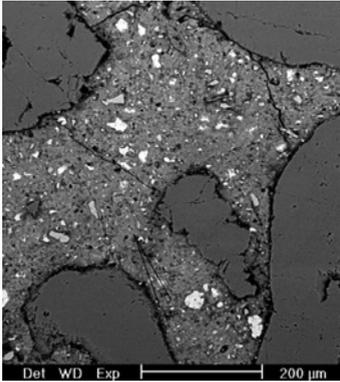


Bild 1.84 Mikrorissbildung infolge Selbstaustrocknung [1.107], Beton mit $w/z = 0,45$

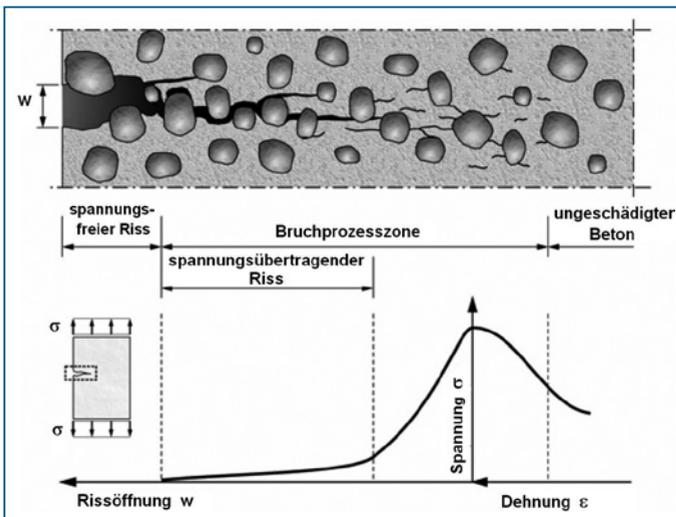


Bild 1.85 Entwicklung eines Risses im senkrecht zum Riss beanspruchten Bauteil

Der gesamte Vorgang ist vergleichbar mit der Rissbildung im Zugversuch zur Ermittlung der Festigkeit. Das makroskopische Rissbild hat keinen Bezug mehr zur Ursache der Spannungen (lastabhängig bzw. -unabhängig) oder ob eine Überlagerung vorliegt. Sämtliche Mikrorisse beteiligen sich am Rissprozess. Bei der Beurteilung der Sicherheit gegen Trennrisse werden in diesem Zustand der Bauteilbeanspruchung Zugspannungen und -festigkeit gegenübergestellt (Abschnitt 3.2.6). Eine Folge könnte die größere Durchlässigkeit des Zementsteins sein mit entsprechenden Auswirkungen auf die Dauerhaftigkeit.

Der makroskopische Rissbeginn und -fortschritt ist von der Spannungssituation im Querschnitt abhängig. Beim Trocknungsschwinden entwickelt sich der Riss vom Rand in das Innere des Bauteiles hinein, bei hochfesten Betonen kann das autogene Schwinden in der Bauteilmitte der Anlass sein. Eine besondere Problematik besitzt die Randzone der Bauteile. Die Zugfestigkeit ist in der Regel geringer, die Porendurchmesser sind größer

und können mit instabilen Hydraten wie Ettringit gefüllt sein, die Struktur ist inhomogener – die Mikrorissbildung ist erleichtert. Die Mikrorissbildung wird mit dem Abstand von der Oberfläche geringer, allerdings nicht beim autogenen Schwinden als Rissursache.

Anfängliche Mikrorisse können auch aufgeweitet werden und makroskopische Dimensionen annehmen durch dynamische und wechselnde Beanspruchungen, wie beispielsweise bei hochbeanspruchten Fahrbahnplatten oder durch den mehrmaligen Jahresgang der Lufttemperatur. Die scheinbar unbedeutenden Mikrorisse können dann z. B. die Frostsicherheit herabsetzen oder andere, langfristige Auswirkungen auf die Dauerhaftigkeit haben.

Die Rissbildung ist nicht nur von der erzwungenen Dehnung abhängig, sondern auch von den zum Risszeitpunkt vorhanden mechanischen Kennwerten. Die auftretenden Zugspannungen sind umso geringer, je niedriger der E-Modul und je höher das Kriechmaß sowie die Relaxation sind (Bild 1.86). Die wünschenswert hohe Zugfestigkeit kann nicht gleichzeitig erreicht werden. Die Verringerung der Dehnung, beispielsweise beim Schwinden durch einen größeren Anteil von Gesteinskörnungen oder Gesteinen mit größerer Steifigkeit vermindert gleichzeitig die Relaxationsfähigkeit des Betons. Dieser Sachverhalt zeigt die Schwierigkeit, theoretisch begründete Überlegungen in praktische Betontechnologie umzusetzen.

Die Rissbildung kann verhindert oder vermindert werden, wenn die Zugfestigkeit des Zementsteines durch Faserbewehrungen, die auf der Mikroebene wirken, angehoben wird. Bild 1.87 zeigt, wie die während der Trocknung entstehenden Schwindmaße durch die Faserbewehrung aufgenommen wird. Die Voraussetzungen für die Zusammensetzung und Ausführung von Faserbeton sind in Bd. 3 Abschnitt 1.5 behandelt.

1.7.2 Einflüsse auf die Rissbildung

Die Mikrorissbildung wird durch eine Reihe betontechnologischer und äußerer Faktoren beeinflusst. Die Mikrorisse nehmen zu mit dem Durchmesser der Gesteinskörnungen sowie bei Verwendung scharfkantigen Korns, höherer Betontemperatur, Verkürzung der Nachbehandlungsdauer und beschleunigter Austrocknung. Aus den umfangreichen Versuchen von [1.24] ergibt sich weiterhin, dass die Mikrorisse vermindert sind, wenn die Verdichtungszeit verlängert und dadurch intensiviert wird. Die Verdichtungs-poren verlieren als Rissansatz mit dem Erhärtungsalter an Bedeutung.

Volumenänderungen und Zugdehnungen in der Zementsteinmatrix sind risskritisch bei niedrigen Wasserzementwerten ($w/z < 0,40$) und damit besonders bei hochfesten Betonen. Mikrorisse entstehen dann bereits innerhalb des ersten Tages und sind auf das autogene Schwinden zurückzuführen. Silikastaub weist bereits im jungen Alter eine relativ große Schwindverformung auf; ein Einfluss der Zugabemenge und der Art des Silikastaubes sowie der spezifischen Oberfläche ist nachgewiesen [1.109]. Ein fein verteiltes Mikrorissystem ist die Folge. Flugasche reagiert verspätet, so dass die Dehnungen bei einer höheren Festigkeit aufgenommen werden. Die Mikrorissbildung tritt in geringerem Umfang auf. Eindeutig scheint zu sein, dass mit Zunahme des w/z -Wertes bei allen Festigkeitsklassen des Betons die Risshäufigkeit systematisch zurückgeht [1.110].

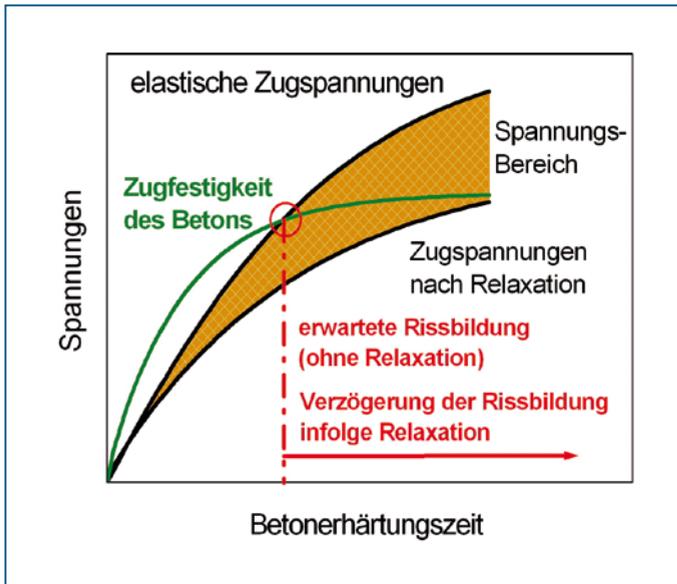


Bild 1.86 Einfluss von Schwinden und Kriechen auf die Rissbildung im Beton bei belastungsunabhängigen Verformungen

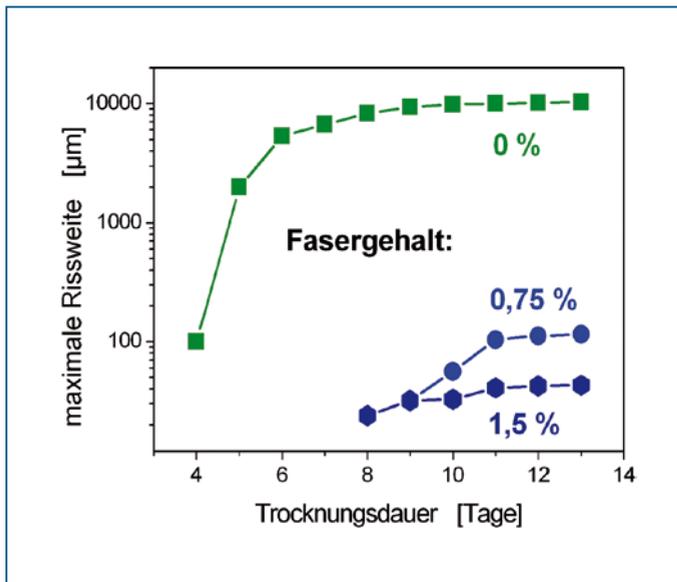


Bild 1.87 Einfluss des Fasergehaltes auf die maximale Rissweite (nach [1.108])

1.7.3 Auswirkungen der Mikrorissbildung

Die Zusammenhänge zwischen der Anzahl und Verteilung der Mikrorisse bzw. der Mikrorissflächensummen und den Eigenschaften des Betons sind noch nicht hinreichend geklärt. Versuchsergebnisse zu den Auswirkungen der Mikrorisse sind widersprüchlich und wahrscheinlich auch von der Festigkeitsklasse des Betons abhängig. Bei einer scheinbar ungünstigen Veränderung der Betonzusammensetzung kann zwar die Anzahl der Mikrorisse zunehmen, die Zugfestigkeit aber nicht nachteilig beeinflusst werden, da in diesem Fall der Festigkeitsgewinn den Festigkeitsverlust übersteigt. Hochfeste Betone neigen beispielsweise besonders zur Mikrorissbildung, weisen aber trotzdem einen erhöhten Widerstand gegen schädigende Einflüsse auf. Aus den Untersuchungen [1.24] kann abgeleitet werden, dass mit Verringerung der Mikrorissflächensumme der E-Modul und die Zugfestigkeit sowie in geringerem Maße die Druckfestigkeit ansteigt. Die Wassereindringtiefen stehen in keinen Zusammenhang mit Mikrorissflächensummen; Maximalwerte liegen weit unter der Grenze von 50 mm für die Wasserundurchlässigkeit von Bauteilen. Ebenso ist kein Zusammenhang zwischen der Zunahme der Rissflächen und dem Permeabilitätskoeffizienten festgestellt worden [1.109]. Insofern scheinen Mikrorisse an dem Flüssigkeitstransport durch das Bauteil nur unerheblich beteiligt zu sein. Die Karbonatisierung scheint demgegenüber erhöht, gleiches wird beim Verschleißwiderstand vermutet.

Ab Rissbreiten von 0,1 mm ist immer mit einem Wasserdurchtritt zu rechnen. Der Permeabilitätskoeffizient steigt bei baupraktisch üblichen Rissbreiten um mehrere Größenordnungen an (Bild 1.88). Der Durchfluss wird hauptsächlich durch die Rissbreite, die in die Berechnung der Durchflussmenge in der 3. Potenz eingeht, und die Druckhöhe bestimmt (Bild 1.89). Im Gegensatz zur an der Bauteiloberfläche messbaren Rissweite ist für den Durchfluss aufgrund der Risseinschnürung an der Bewehrung, der Rauigkeit der

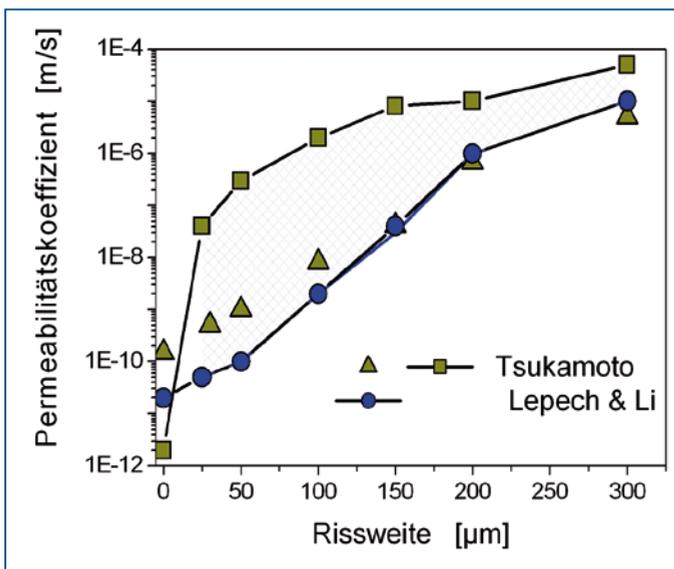


Bild 1.88 Permeabilitätskoeffizient als Funktion der Rissweite [1.111]

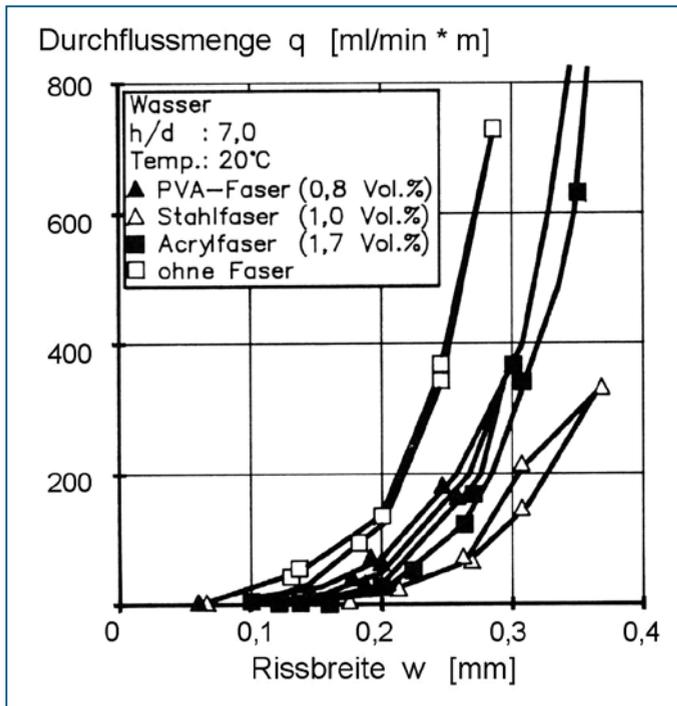


Bild 1.89 Anfängliche Durchflussmenge bei Normalbeton und einem Stahlfaserbeton in Abhängigkeit von der Rissbreite [1.112]

Risswandungen, von Rissverzweigungen und -einengungen eine effektive Rissbreite maßgebend. Der Unterschied beträgt zwischen 15 und 50 %, wenn der Durchfluss gemessen und daraus die Rissbreite berechnet wird. Von großer praktischer Bedeutung ist der Selbstheilungseffekt und die dadurch bedingte Verminderung des Durchflusses (Bild 1.89).

1.7.4 Selbstheilung von Rissen

Die Selbstheilung ist ein Phänomen, das als eine »Instandsetzung« gerissener Betonkonstruktionen angesehen werden kann. Es ist eine praktische Erfahrung, dass sich im Laufe der Zeit vor allem bei kleineren Rissbreiten der Durchfluss verringert und unter bestimmten Voraussetzungen quasi rissfreie Bauteile entstehen und eine völlige Dichtheit eintritt (Bild 1.89). In [1.113] ist eine ausführliche Literaturdurchsicht vorgenommen und die Feststellung getroffen worden, dass keine Übereinstimmung zu den Vorgängen bei der Selbstheilung im Riss und deshalb Klärungsbedarf besteht. Die nach allgemeiner Auffassung infrage kommenden Mechanismen können unterschieden werden in:

- Selbstdichtung (passiv)
- Selbstheilung (aktiv).

Bei der passiven Selbstdichtung werden die Risse mit kleinen Partikeln verstopft, die sich im durchströmenden Wasser befinden (Schwebstoffe, lose Zementsteinpartikel aus den Rissufer) oder durch Quellen der Matrix am Rissrand geschlossen sind. Bei der eigentlichen (aktiven) Selbstheilung werden über chemische Reaktionen die Rissufer verbunden. Zum einen kann durch Karbonatisierung der Rissufer das wasserunlösliche CaCO_3 gebildet werden, das mit einem Volumenzuwachs verbunden ist, zum anderen kann auch der Hydratationsvorgang wieder einsetzen, wenn die Voraussetzungen dazu vorhanden sind (Nachhydratation). Die Wirksamkeit beim Schließen der Risse ist unterschiedlich und vielfach nur in der Kombination gegeben.

Voraussetzung für das Verstopfen der Risse ist ein kontinuierliches Durchfließen mit Wasser mit geringer Geschwindigkeit und niedrigem Wasserdruck. Hinzuzurechnen sind auch die Ablagerungen des kalkhaltigen Wassers. Bei so genannten »weichen« Wässern ist dieser Dichtungseffekt nicht zu erwarten. Die Rissbewegungen müssen abgeschlossen sein, weitere Rissaufweitungen finden nicht mehr statt.

Das Quellen im Rissbereich ist ein nahezu reversibler Prozess, dessen Einfluss auf die Gesamtdichtung mit einem Anteil unter 10 % angegeben wird [1.115]. Mit dem Quellmaß von 0,1 mm/m und dem Wassereindringen an den Rissflanken bis zu etwa 25 mm ergibt sich eine sehr geringe Verminderung der Rissweite. Bei Austrocknung des Bauteiles können sich die Risse wieder öffnen.

Eine vollständige Hydratation findet nur bei kleinen Korndurchmessern statt, so dass selbst im erhärteten Beton eine Klinkerreserve unterstellt werden kann. Im jungen Beton ist der Hydratationsgrad noch niedrig und ein besonders umfangreiches Hydratationspotenzial vorhanden. Wenn im Zuge der Selbstdichtung von anfänglich entstandenen Rissen ein weiterer Erhärtungsfortschritt mit einem Hydratationsgrad von etwa 50 % angenommen wird, findet jedoch lediglich eine Rissbreitenreduzierung bis etwa 25 μm statt, die Wirksamkeit ist damit zwangsläufig auf Mikrorisse beschränkt. Bei einem Risszeitpunkt nach etwa 3 Tagen hat der Selbstheilungseffekt bereits deutlich abgenommen. Portlandzemente erscheinen dabei günstiger als Kompositzemente [1.116]. Auch [1.113] geht davon aus, dass ein Effekt nur in sehr jungem Alter zu erwarten ist. Vorteilhafte Auswirkungen auf die Selbstheilung haben Druckbelastungen im jungen Alter. Beobachtet wurde, dass bei einer Spannung von 0,5–1,0 N/mm² Risse bis etwa 0,15 mm zuverlässig verschlossen wurden.

Bei einem späten Riss kann zwar das Korn freigelegt werden, die Hydratation verläuft jedoch sehr langsam und ist nur langfristig und in geringem Umfang nutzbar. Voraussetzung ist, dass ausreichend Feuchte im Riss vorhanden ist. Bei einer relativen Feuchte < 90 % wurden auch nach 3 Monaten keine positiven Auswirkungen auf die durch Risse verminderte Festigkeit festgestellt. In anderen Versuchen wurde eine später wieder einsetzende Hydratation im Riss beobachtet, wenn ausreichende Feuchte vorlag bzw. Wasserlagerung vorgenommen wurde. Eine Wasserreserve soll durch Polymere geschaffen werden, die bis zu 300 % ihrer eigenen Masse absorbieren können.

Hochfeste Betone verfügen dabei über vergleichsweise größere Klinkerdeposits für die späte Hydratation. In [1.117] wird angegeben, dass bei einem Beton mit $w/z = 0,38$ selbst nach 3 Monaten Nachbehandlung etwa 25 Vol.-% des Zementes nicht hydratisiert waren. Anzunehmen ist, dass eine Selbstdichtung durch Hydratationsreaktionen im erhärtenden Beton nur in geringem Umfang stattfindet und wenn die Rissweiten nicht zu groß sind.

Im Allgemeinen wird davon ausgegangen, dass später hervorgerufene Risse nur durch Selbstdichtung und Karbonatisierung wirksam geschlossen werden können. Ohne die Bildung von Kalziumkarbonat ist eine Selbstheilung undenkbar [1.115]. Im Riss findet eine Reaktion des CO_2 aus der Luft mit dem Kalziumhydroxid des Betons statt, bei der Kalzit (wasserfreie Form des Kalziumkarbonates CaCO_3) gebildet wird. Der Rissverschluss ist oft an der hellen Aussinterung zu erkennen.

Umfangreiche Untersuchungen wurden von [1.115] durchgeführt. Dabei wurden die Einflussgrößen Rissbreite und -länge, Wasserdruck und -härte und Betonzusammensetzung (Zementart und Gesteinskörnungen, Mehlkorn) variiert. Im Ergebnis wurden Rissbreite und Wasserdruck als dominierend festgestellt. Abdichtend wirkten die Wasserbestandteile und -beschaffenheit sowie die Karbonatisierung. Wenn das Wasser infolge des vorhandenen Druckes zu schnell durch den Riss fließt, wird eine Selbstdichtung unterbunden. Im Vergleich dazu wird von [1.115] das Schwellen der Matrix und die Fortsetzung der Hydratation als unerheblich beurteilt.

Differente Auffassungen bestehen hinsichtlich der maximalen Rissweite für eine Selbstheilung in realen Konstruktionen. International wird im Allgemeinen angenommen, dass Rissbreiten bis 0,1 mm zuverlässig und bis maximal 0,2 mm unter bestimmten Voraussetzungen geschlossen werden. Damit in Übereinstimmung sind in den Regelwerken bei einer zu erwartenden Selbstheilung die zulässigen Rissbreiten für Trennrissen mit $w = 0,15 \text{ mm}$ [5.119] bzw. $w = 0,20 \text{ mm}$ [1.121] angegeben. Diese Auffassungen werden auf wasserundurchlässige Bauwerke übertragen. Unbedenkliche Rissbreiten sind in [1.122] in Abhängigkeit von der Druckhöhe angegeben. Beispielsweise darf bei einer Rissbreite von $w = 0,20 \text{ mm}$ (bzw. 0,10 mm) die Wasserspiegelhöhe nicht größer sein als die 2,5-fache (bzw. 10-fache) Bauteildicke. Voraussetzung ist, dass sich die Risse nur zusetzen

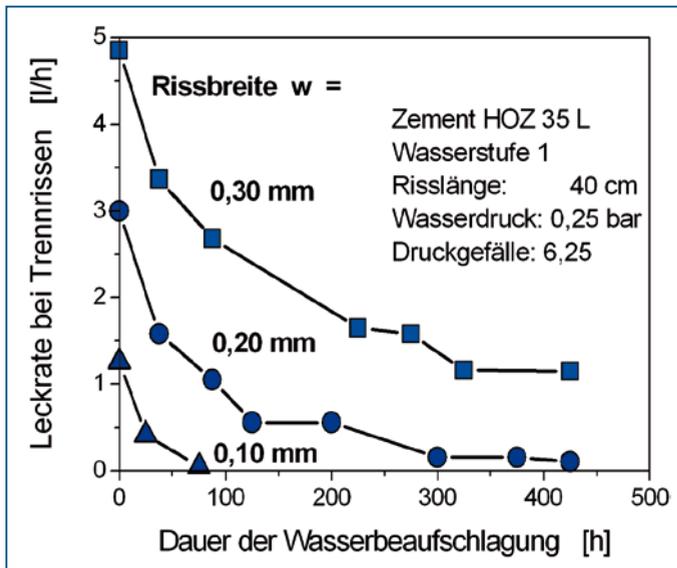


Bild 1.90 Wasserdurchlässigkeit von Trennrissen in Abhängigkeit von der Rissbreite und der Dauer der Wasserbeaufschlagung [1.114]

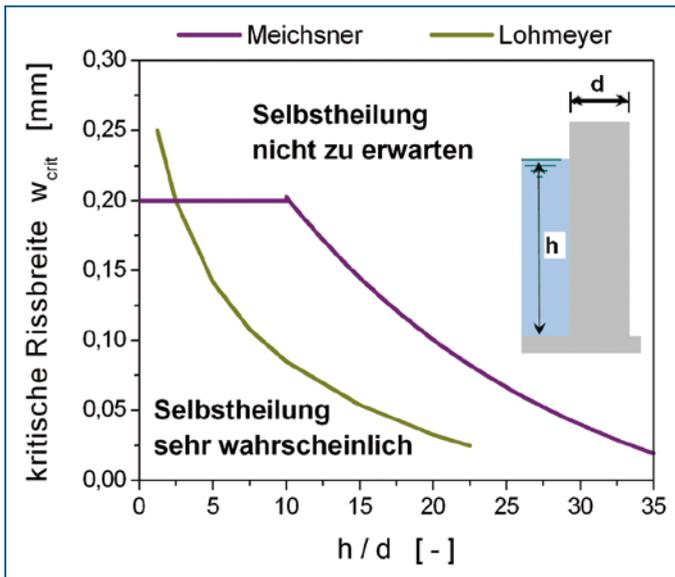


Bild 1.91 Grenzwerte für die Rissbreite w_{crit} in Abhängigkeit vom Wasserdruck und der Bauteildicke h/d als Voraussetzung für die Selbstheilung

können, wenn ein Durchfluss stattfindet. Anmerkung: Die effektiven Rissweiten sind geringer als die gemessenen.

Eine gezielte Unterstützung der Selbstheilung ist mit Suspensionen aus Bentonit (hochquellfähiges Tonmineral) oder Feinstzement möglich und mit Nanosilika denkbar. Positive Ergebnisse konnten erzielt werden [1.115].

Nach üblicher Auffassung sind Selbstheilungseffekte nur bei ruhenden Rissen zu erwarten. Es ist deshalb davon auszugehen, dass eine Selbstabdichtung bei Rissbewegungen nicht stattfindet. Diese Einschätzungen haben ihren Niederschlag auch in den Regelwerken gefunden. Die Versuche von [1.115] zeigen jedoch, dass auch bei sich bewegenden Rissen mit $w \leq 0,30$ mm und $\Delta w \leq 50$ % der Durchfluss im Laufe der Zeit ebenfalls sehr stark abnimmt und im Grenzfall eine vollständige Dichtheit vorhanden war. Ein verlängerter Zeitraum für die Dichtung durch Calcitneubildung von mind. 15 Wochen ist zu berücksichtigen.

In den meisten Untersuchungen wird nur die Dichtigkeit beurteilt. Die wenigen Ergebnisse zur Wiederherstellung der Festigkeit zeigen, dass nur geringfügige Verbesserungen (etwa 10 %) eintreten.

Die Mobilisierung der Selbstheilung wird heute international als sehr wichtiges Forschungsgebiet angesehen, um die Gebrauchstauglichkeit und die Dauerhaftigkeit von Stahlbetonkonstruktionen langfristig sicherzustellen. Neben neueren Erkenntnissen zu den vorgenannten traditionellen Wirkfaktoren werden jetzt weitere Möglichkeiten untersucht, die entstehenden Risse zu verschließen [1.111]. Dazu gehören beispielsweise expansive Zusätze und besondere Karbonate (Na_2CO_3 , LiCO_3) sowie dem Frischbeton zugegebene Katalysatoren zur Kristallbildung bei Reaktion mit dem nicht hydratisierten Zement.

Weiterhin ist die Zugabe von einem reaktionsfähigen Harz bekannt geworden, das sich in Kapseln mit einem Durchmesser von etwa 200 μm oder in Glasfaserröhrchen befindet und beim Reißen durch einen Katalysator angeregt wird [1.118]. Die heilbare Rissbreite ist auf etwa 10–20 μm beschränkt, ansonsten treten Festigkeitsminderungen auf. Aus-sichtsreich scheint vor allem der Einsatz von Mikrokapseln mit Natriumsilikat zu sein, das mit dem Kalziumhydroxid reagiert und ein CSH-Gel bildet, das in etwa 1 Woche aushär-tet [1.119]. Schließlich wird auch über den Einsatz von Kalzit produzierenden Bakterien geforscht, die betonverträglich und mehr als 50 Jahre lebensfähig sind.

Zur Vermeidung von größeren Rissbreiten werden bekanntlich Fasern unterschiedlicher Form, Größe und Materialbeschaffenheit eingesetzt. Dadurch kann der Selbstheilungsef- fekt wirksam unterstützt oder erst ermöglicht werden.

1.8 Wärmeentwicklung während der Hydratation

Mit der Hydratation des Zementes findet gleichzeitig ein Übergang von dem ener- giereicheren System des Klinkers zu den energieärmeren Hydratationsprodukten statt; die Erhärtung ist ein exothermer Vorgang. Die Differenz in den Bildungsenergien der Aus- gangs- und Endprodukte stellt die Reaktionswärme dar, die bei der Umwandlung freige- setzt wird. Die einzelnen Klinkerminerale tragen sehr unterschiedlich zur insgesamt entwickelten Hydratationswärme, der so genannten Wärmetönung des Zementes, bei (Tabelle 1.7).

Die Reaktionswärme der Nebenbestandteile MgO , Na_2O und K_2O ist zwar sehr hoch, hat aber aufgrund des geringen Anteiles nur wenig Auswirkungen.

Zumahlstoffe reduzieren im Allgemeinen die Wärmefreisetzungsrate des Bindemittels, die maximale Hydratationswärme kann, wie bei Hütten sand, jedoch erhöht sein. Die Sensitivität gegenüber veränderten Temperaturen wird gesteigert, die Reaktivität kann bis auf die von Zementklinker angehoben werden.

Die Geschwindigkeit der Wärmefreisetzung (Wärmerate) hat sich im Verlauf der Ent- wicklung der Betontechnik verändert, da sich das Verhältnis der silikatischen Klinkerbe- standteile zugunsten von C_3S verändert und die Mahlfeinheit des Zementes zugenommen hat.

Die Kenntnis der Wärmeentwicklung im Beton während der Erhärtung ist eine wesent- liche Voraussetzung für die wirklichkeitsnahe Berechnung der Temperaturfelder in den Bauteilen. Ungenauigkeiten in der Erfassung der freigesetzten Hydratationswärme pflan- zen sich bis zur Berechnung der Spannungen fort und führen zu größeren Unsicherheiten. Insofern besteht das Ziel darin, die Wärmeentwicklung möglichst genau zu erfassen, um die weiteren Schritte bis zur Ermittlung der zwangsbedingten Spannungen zunehmend wirklichkeitsnäher und zutreffender berechnen zu können.

Eine theoretisch begründete Vorhersage der Kinetik der Wärmefreisetzung ist gegen- wärtig nur bei einfachen Systemen möglich. Die experimentelle Ermittlung ist demzufol- ge unerlässlich, wenn von der Temperaturberechnung die Entscheidung über die zu tref- fenden betontechnologischen Maßnahmen abhängt.

Zur experimentellen Erfassung der Wärmeentwicklung während der Hydratation kön- nen verschiedene Methoden eingesetzt werden, die Wärmemenge nach vollständiger

Umsetzung des Zementes ist damit nur annähernd feststellbar. Als Korrektiv und Ergänzung wird deshalb oft dieser Endwert aus der mineralogischen Zusammensetzung des Zementes berechnet. Das Ergebnis unterliegt dabei ebenfalls Streuungen und kann nur als Abschätzung gewertet werden.

1.8.1 Hydratationsverhalten des Zementes und Wärmeentwicklung

Die Geschwindigkeit und Höhe der Wärmefreisetzung bei der Hydratation ist von der chemischen Reaktivität der Bestandteile des Zementes (Zementklinker, Zuschlagstoffe) und weiterer Zusatzstoffe im Beton (Flugasche, Silika) sowie einer Reihe von Randbedingungen abhängig, wie Korngrößenverteilung (Mahlfeinheit), Temperatur, Wasserzementwert, Zusatzmittel u. a. Daraus resultiert das spezifische Verhalten der Zementsorten, -arten und -lieferchargen unter den jeweiligen Erhärtingsbedingungen. Die Wärmefreisetzung folgt der Hydratation, so dass alle Einflüsse auf das Reaktionsverhalten auch identisch für die Wärmeentwicklung gelten. Die Wärmeentwicklung der einzelnen hydratisierenden Zement- und Betonbestandteile kann wie folgt charakterisiert werden:

Portlandzementklinker

Die anfängliche Reaktion (Stadium I, Bild 1.13) an der Oberfläche der Zementpartikel ist mit einer kurzen, aber hohen Wärmeentwicklungsrate verbunden (etwa 40–80 J/g h). Die entstehende Wärmemenge beträgt aber lediglich etwa 10–20 J/g und ist nicht relevant, da der Vorgang weit vor dem Einbau des Frischbetons in die Schalung abgeschlossen ist und die dadurch hervorgerufene Temperaturerhöhung vernachlässigt werden kann. In der anschließenden dormanten Periode (Stadium II, Bild 1.13) geht die Wärmeentwicklung drastisch zurück, hört aber nicht vollständig auf.

In der Akzelerations- oder Beschleunigungsperiode nimmt die Wärmerate bis zum Maximum ständig zu (Stadium III). Bis zum Maximum wird zwar lediglich etwa 20 % der Gesamtwärme freigesetzt, die Geschwindigkeit der Wärmeentwicklung hat aber trotzdem einen erheblichen Einfluss auf das sich ausbildende Temperaturfeld. Maßgebend ist der sich einstellende Wärmestau. Insofern ist die Kinetik in dieser Periode ein wichtiges Kriterium für die Eignung des Zementes vor allem im Massenbetonbau.

Im Stadium IV (Bild 1.13) entsteht die maßgebende Hydratationswärmemenge, die die maximale Temperatur im Bauteil hervorruft. In der anschließenden Finalperiode wird zwar noch eine beträchtliche Hydratationswärme gebildet, aber so verlangsamt, dass eine weitere Temperatursteigerung nur unter adiabatischen Bedingungen auftreten kann.

Für Temperaturfeldprogramme ist die zutreffende Modellierung der Wärmeentwicklung in den Stadien III und IV wichtig. Die Reaktivität und Wärmeentwicklung wird sehr wesentlich durch die chemische Zusammensetzung bestimmt. Aufgrund des Anteiles dominiert dabei die C_3S -Phase. Da die Zusammensetzung des Klinkers sich nur in verhältnismäßig engen Grenzen bewegt, trifft dies auch auf die insgesamt freisetzbare Wärmemenge zu (Bild 1.14). Veränderungen im Wärmehaushalt resultieren deshalb vor allem aus den weiteren Hauptbestandteilen des Zementes (vgl. Bild 1.92).

Latent-hydraulische und puzzolanische Zusatzstoffe

Alle reaktiven Zusatzstoffe hydratisieren im Vergleich mit Portlandzementklinker vergleichsweise langsam. Sie reduzieren dadurch im Allgemeinen die Wärmefreisetzungsrate des gesamten Bindemittels. Die maximale Hydratationswärme kann demgegenüber aber erhöht werden. Diese Erscheinung ist experimentell nachgewiesen [1.49]. Die Ursache ergibt sich aus der Tatsache, dass die Hydratationsrate des Klinkeranteiles mit steigendem Anteil an Zusatzstoffen angehoben wird, die des Zusatzstoffes dagegen vermindert wird. Insgesamt resultiert daraus ein Wärmezuwachs.

Das im Anmachwasser gelöste Kalziumhydroxid regt während des Hydratationsvorganges die Reaktion der latent-hydraulischen Hauptbestandteile (z. B. Hüttensand) an und ist die Voraussetzung, dass puzzolanische Stoffe (z. B. Flugasche, Silikastaub), die zum Aufbau der Hydrate $\text{Ca}(\text{OH})_2$ benötigen, reagieren können. In beiden Fällen ist die Reaktion gegenüber dem Portlandzementklinker zeitlich verzögert, bei Flugasche sehr beträchtlich, und demzufolge ist der Hydratationsfortschritt geringer, so dass der Beitrag zu den Maximaltemperaturen naturgemäß vermindert ist. Die Kurven der Zemente CEM II und CEM III weisen einen Sattel auf, der aus der Hydratation der latent-hydraulischen Bestandteile des Zementes resultiert (Bild 1.92). Die bei der Hydratation der Zusatzstoffe freigesetzte Wärmemenge ist sehr unterschiedlich.

Charakteristisch für das Reaktionsverhalten der Zusatzstoffe ist, dass eine größere Sensibilität gegenüber der Temperatur vorhanden ist als bei Portlandzementklinker. Bei steigenden Temperaturen, wie z. B. im Sommer oder bei adiabatischer Wärmeentwicklung im Bauteil wird die puzzolanische Reaktion vergleichsweise wesentlich stärker aktiviert. Daraus folgt, dass der Vorteil der Zemente mit niedriger Hydratationswärme teilweise

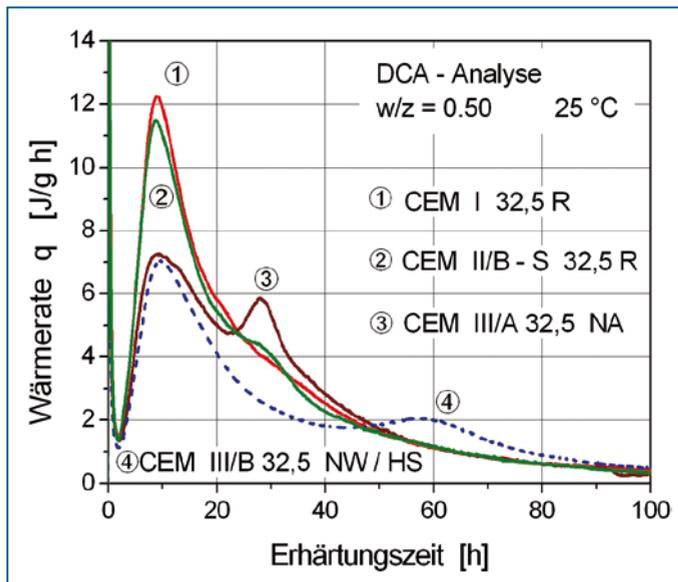


Bild 1.92 Typische Wärmeentwicklungsraten für die hauptsächlichsten Zementarten (DCA-Analysen) (aus [1.129])

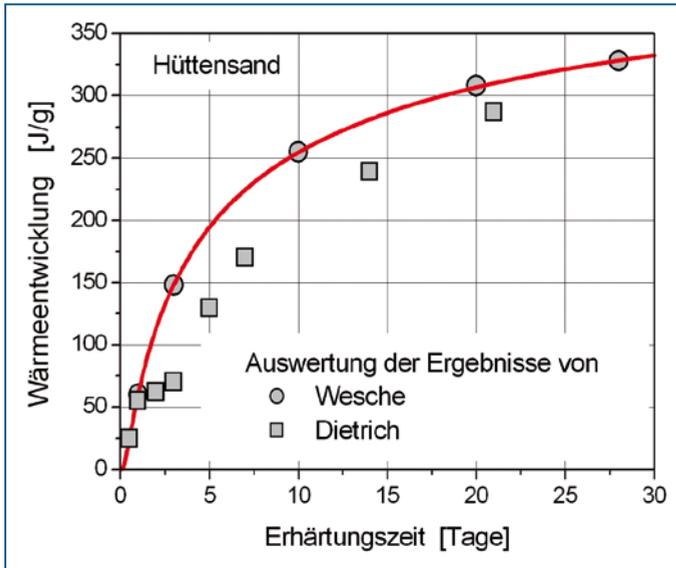


Bild 1.93 Wärmeentwicklung von Hüttensand unter adiabatischen Bedingungen (25°C) nach [1.29] und [1.30]

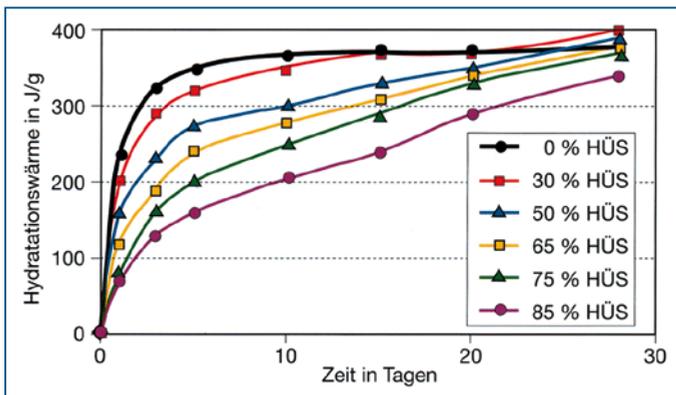


Bild 1.94 Hydratationswärmeentwicklung eines Zementes in Abhängigkeit vom Hüttensandgehalt unter adiabatischen Bedingungen (aus [1.29])

aufgehoben wird, bis kein Unterschied gegenüber Portlandzement mehr feststellbar ist. Im Massenbetonbau ist dieses veränderte reaktionskinetische Verhalten besonders zu beachten.

Die Geschwindigkeit der Wärmefreisetzung von **Hüttensand** bei Normtemperaturen ist vom Aufmahlungsgrad und Anteil im Zement abhängig, die entwickelte Gesamtwärme von der chemischen Zusammensetzung. Höhere Hüttensandgehalte führen zu einer Verlangsamung der Kinetik (Bild 1.92). Werden Mittelwerte zugrunde gelegt, ergibt sich eine Entwicklung der Hydratationswärme unter adiabatischen Verhältnissen nach

Bild 1.93. Damit in Übereinstimmung ergaben andere Untersuchungen nach weitgehender Hydratation Werte bis zu etwa 450 J/g. In der Frühphase der Erhärtung liegt die Wärmeentwicklung der hüttensandhaltigen Zemente unter der von Portlandzement, bei längerer Hydratation werden dessen Werte jedoch übertroffen (Bild 1.94).

Der Temperatureinfluss geht aus Bild 1.95 hervor. Höhere Temperaturen regen die Hydratation so sehr an, dass bereits nach relativ kurzer Erhärtungszeit die mit Portlandzementklinker vergleichbare Wärmemenge freigesetzt wird.

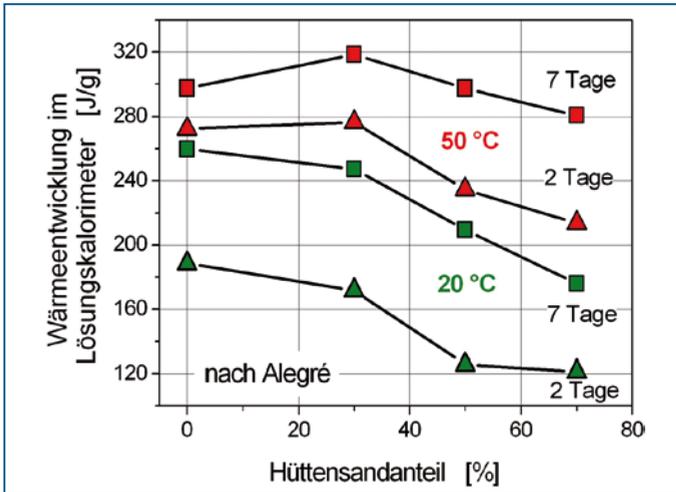


Bild 1.95 Wärmeentwicklung von Zement bei 20 °C und 50 °C mit unterschiedlichem Anteil an Hüttensand [1.123]

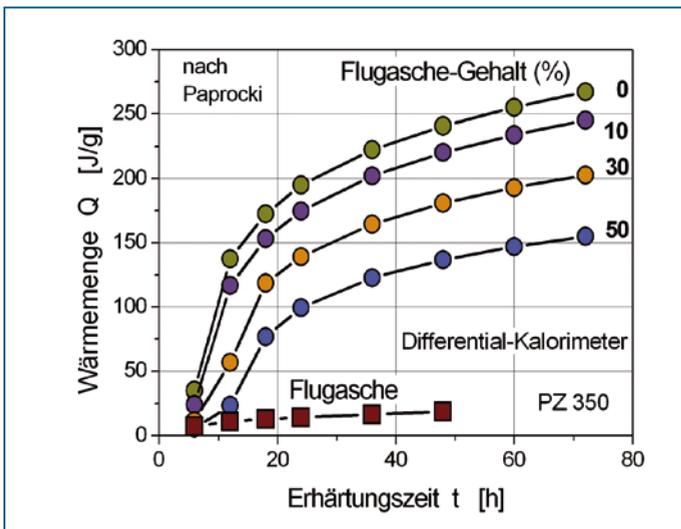


Bild 1.96 Wärmeentwicklung von Flugasche und Zementen mit unterschiedlichem Flugaschegehalt [1.124]

Der Reaktionsgrad der **Flugasche** ist ebenfalls wie bei Hüttensand an den Anteil im Zement oder dem Klinkeranteil im Beton gebunden, erreicht aber selbst bei sehr langer Erhärtungszeit nur sehr niedrige Werte (Bild 1.16 bis Bild 1.18). Die Wärmewirkung ist sehr gering (lediglich etwa 20–35 J/g, d. h. etwa 5–10 % der Wärmetönung des Portlandzementes (Bild 1.96) und kann bei Berechnungen der Bauteiltemperatur in der Frühphase der Erhärtung durchaus vernachlässigt werden. Tatsächlich ist das gesamte Wärmepotenzial höher (Tabelle 1.7), spielt jedoch praktisch keine Rolle.

Silikastaub entwickelt eine Wärmemenge, die bis zu etwa 200 % der von Portlandzementklinker entsprechen kann. Die Wärmeentwicklung entspricht dann der wie bei Portlandzementen höherer Festigkeitsklassen. Bei hochfesten Betonen mit w/z-Werten um 0,30 kann der adiabatische Temperaturanstieg 70–80 K betragen.

Metakaolin hebt selbst bei kleinen Zugabemengen (3–5 %) die Rate der Wärmeentwicklung und die insgesamt freigesetzte Hydrationswärme an. Dadurch wird die Reduzierung der Wärmemenge durch die Zugabe von Flugasche zum Teil aufgehoben.

Heute gebräuchliche **Zusatzmittel**, wie Fließmittel und Verflüssiger oder Erhärtungsbeschleuniger und -verzögerer, greifen in den Hydrationsmechanismus ein und verändern den Ablauf der Reaktion und damit auch der Wärmeentwicklung. Grundsätzlich kann davon ausgegangen werden, dass durch die Zusatzmittel die insgesamt freisetzbare Wärmemenge nicht verändert wird, sondern lediglich der zeitliche Verlauf der Wärmeentwicklung.

Auf die grundsätzliche Wirkung des **Wassermengenswertes** wurde in Abschnitt 1.2.3 eingegangen. Eine Steigerung des w/z-Wertes führt zu einem höheren Hydrationsgrad und demzufolge zu einer größeren insgesamt entwickelten Wärmemenge (Bild 1.97). Die Wärmefreisetzung ist am Anfang nicht so stark und verläuft insgesamt ausgeglichener; die Bauteiltemperaturen sind höher. Der Sachverhalt ist durch mehrere Untersuchungen mit adiabatischen und isothermischen Kalorimetern nachgewiesen worden und ist für Massenbeton bedeutsam.

Bei hochfesten Betonen ist eine gegensätzliche Tendenz festzustellen. Die Wärmeentwicklung steigt sehr schnell und steil an, bricht aber infolge Wassermangels nach relativ kurzer Zeit ab. Je niedriger der w/z-Wert ist, desto ausgeprägter ist dieses Verhalten (Bild 1.98). In Verbindung mit den hohen Zementgehalten findet eine starke Aufheizung selbst in Bauteilen mit kleineren Abmessungen statt. Hochfeste Betone setzen innerhalb weniger Stunden den Hauptteil der Wärmeenergie frei.

Die Einwirkung der **Temperatur** auf den Hydrationsablauf ist vor allem in der Anfangsphase feststellbar und nimmt im Zuge der Erhärtung kontinuierlich ab.

Auf die Temperatur können besonders Zusatzstoffe im Zement oder Beton durch beschleunigte Hydratation reagieren. Im Massenbetonbau ist dieses veränderte reaktionskinetische Verhalten besonders zu beachten.

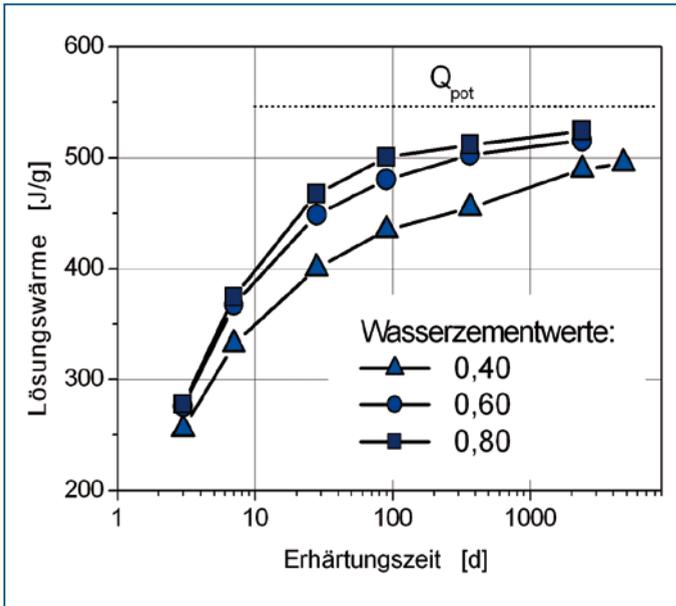


Bild 1.97 Wärmeentwicklung in Abhängigkeit vom Wasserzementwert (aus [1.125])

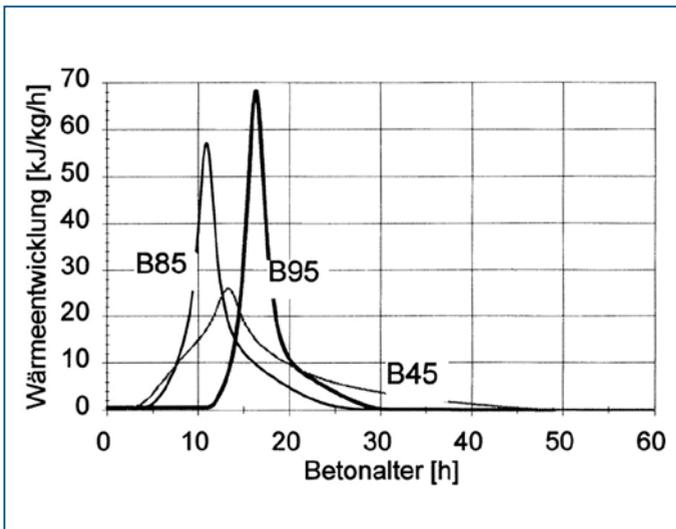


Bild 1.98 Wärmeentwicklung in Abhängigkeit von der Festigkeitsklasse hochfester Betone [1.126]

1.8.2 Ermittlung der Hydratationswärme aus der Zusammensetzung des Zementes

Die Gesamtwärmeentwicklung eines Zementes ergibt sich durch Summierung der Anteile für die einzelnen Klinkerphasen und weiterer Bestandteile des Zementes oder Betons (Tabelle 1.7). Die Angaben in der Literatur, die für vollständige Hydratation gelten, unterscheiden sich dabei teilweise erheblich. Besonders auffällig sind die Differenzen bei der Aluminat- und Ferritphase, die auf die Abhängigkeit der Hydratation vom Sulfat- und Alkaligehalt sowie auf den pH-Wert zurückzuführen sind.

Da die Tendenzen bei den silikatischen und aluminatischen Bestandteilen gegenläufig sind, wirken sich die voneinander abweichenden Daten nicht so gravierend aus, wie zunächst zu vermuten ist. Für verschiedene Zusammensetzungen und unterschiedlichen Angaben für die Enthalpien wurden lediglich Differenzen zwischen den Ergebnissen von etwa 5 % ermittelt.

Außerhalb der üblichen Streuungen liegen die Angaben für SFA zwischen beispielsweise 210 J/g und 570 J/g [1.17]. Die Abweichungen sind auf den CaO-Gehalt der Flugasche zurückzuführen, der einen Indikator für den mit Zement vergleichbaren Charakter des Zumahlstoffes darstellt. Nach [1.48] kann gesetzt werden:

$$Q_{FA} = 1800 p_{FA-CaO} \quad [J/g]$$

p_{FA-CaO} = Masseanteile CaO in der Flugasche

Dadurch erklären sich die oft genannten unterschiedlichen Werte für die Flugaschen. Wenn beispielsweise der Gehalt CaO = 8 % beträgt, ergibt sich daraus eine Wärmemenge $Q_{FA} = 144$ J/g, bei CaO = 24,3 % eine solche von $Q_{FA} = 437$ J/g.

Diese Wärmemenge ist jedoch nur sehr vermindert wirksam, da der Hydratationsgrad im technisch bedeutsamen Bereich niedrig ist. Bei Substitution von Zementklinker tritt tatsächlich eine entsprechende Reduzierung der Hydratationswärme auf (Bild 1.96).

Wenn von der Tri- und Monosulfatbildung zu Beginn des Hydratationsprozesses und der damit verbundenen proportional größeren Wärmeentwicklung abgesehen wird, liegt eine nahezu lineare Beziehung zwischen der Menge des chemisch gebundenen Wassers und der freigesetzten Hydratationswärme vor (Bild 1.30).

Die theoretische Gesamtwärmeentwicklung eines Zementes Q_{tot} wird im Allgemeinen durch die Summe der Beiträge der Teilwärme der einzelnen Klinkerphasen Q_i und deren Masseanteile m_i ermittelt:

$$Q_{tot} = Q_{C3S} \cdot m_{C3S} + Q_{C2S} \cdot m_{C2S} + Q_{C3A + Gips} \cdot m_{C3A} + Q_{C3A} \cdot (m_{Rest-C3A}) + Q_{C4AF} \cdot m_{C4AF} + Q_{MgO} \cdot m_{MgO} \quad \text{usw.} \quad (1.19)$$

Zu addieren sind weiterhin die Massenanteile des Hüttensandes mit der spezifischen Wärmeentwicklung sowie die Beiträge der Flugasche und des Silikas entsprechend der Zusammensetzung des Betons.

Bei einem von $\alpha = 1$ abweichenden Hydratationsgrad und damit unvollständiger Hydratation kann demnach gesetzt werden:

$$Q_H(\alpha) = \alpha \cdot Q_{tot}(\infty) \quad (1.20)$$

Beispiel:

Ein Zement mit 64 % C₃S, 10 % C₂S, 8 % C₃A, 10 % C₄AF, 3 % MgO, 1 % CaO (frei) und 4 % Gips würde nach Tabelle 5.7 bis zur vollständigen Hydratation freisetzen (1 Masse-% C₅H₂ bindet 1,56 g C₃A im Monosulfat):

$$Q_H(\infty) = 0,64 \cdot 530 + 0,10 \cdot 250 + (0,04 \cdot 1,56) \cdot 1050 + (0,08 - 0,04 \cdot 1,56) \cdot 1100 + 0,10 \cdot 350 + 0,03 \cdot 850 + 0,01 \cdot 1170 = \mathbf{570,6 \text{ J/g}}$$

Für einen Wasserzementwert w/z-Wert = 0,5 würde sich ein maximaler Hydratationsgrad von etwa $\alpha = 0,85$ einstellen, der dann eine freisetzbare Wärmemenge von

$$Q_H(\alpha) = 0,85 \cdot 570,6 = \mathbf{485,0 \text{ J/g}}$$

ergeben würde.

Die Wärmefreisetzung des Portlandzementklinkers liegt bei vollständiger Reaktion bei etwa 500–575 kJ/kg Zement. Mit den Angaben aus Tabelle 1.7 kann abgeschätzt werden, wie über den teilweisen Ersatz des Klinkers durch Flugasche oder Hüttensand die Hydrationswärme gesenkt werden kann.

Ausgangssubstanz	Hydrationswärme [J/g Ausgangssubstanz]	
	Literaturangaben	Mittelwerte bei gemeinsamer Reaktion (Klinker)
C ₃ S	490–570	530
β-C ₂ S	225–270	250
C ₃ A	840–1340	1100
C ₃ A + Gips (Trisulfatbildung)		1050 ¹⁾
C ₃ A + Gips (Monosulfatbildung)	1040–1340	1050 ¹⁾
C ₄ AF	125–725	350
MgO	850	850
Na ₂ O	800–1000	2170
K ₂ O		2450
CaO (frei)	1165–1190	1170
Flugasche	210 ²⁾ –570 ³⁾	50
Hüttensand	250–465	400
Silika	500–880	850
Metakaolin	500–600	550

1) bezogen auf C₃A

2) 8,8 % CaO [1.24] 3) [1.17]

Tabelle 1.7 Hydrationswärme nach der vollständigen Umsetzung der Klinkerminerale und der Zusatzstoffe

1.8.3 Experimentelle Bestimmung der Hydratationswärme

Zuverlässige Angaben zur Wärmefreisetzung des Zementes im Beton können nur experimentell durch Kalorimetrie erhalten werden. Die zur Verfügung stehenden Methoden unterscheiden sich im Messprinzip, der Betriebsart und Bauart sowie im Anwendungsbereich und in den Prüfbedingungen. Dies begründet auch voneinander abweichende Messergebnisse. Die Hydratationswärme kann mit folgenden Methoden bestimmt werden:

- Lösungskalorimeter
- isothermische Kalorimeter
- adiabatische Kalorimeter
- teiladiabatische Kalorimeter.

Mit isothermisch werden die Vorgänge bezeichnet, bei denen chemische und physikalische Änderungen des Zustandes bei konstanten Temperaturen stattfinden. Wenn durch die Reaktionen Wärme entsteht, sind isothermische Bedingungen nur dann gegeben, wenn die entstehende Wärme vollständig abgeführt wird (Bild 1.99).

Bei adiabatischen Bedingungen dagegen findet kein Wärmeaustausch zwischen der Probe und der Umgebung statt, so dass die bei chemischen und physikalischen Reaktionen frei werdende Wärme zur Temperaturerhöhung der Probe führt. Teiladiabatische Bedingungen liegen zwischen den beiden Grenzfällen und sind dadurch gekennzeichnet, dass aufgrund einer verzögerten Wärmeübertragung an die Umgebung ein Temperaturanstieg stattfindet und ein Temperaturmaximum erreicht wird (Bild 1.99). Eine Übersicht zu den einzelnen Messmethoden, deren Handhabung und Genauigkeit ist beispielsweise in [1.125] und [1.127] zu finden.

Mit den zur Verfügung stehenden Messmethoden kann nicht das Ziel verfolgt werden, den Verlauf und die Geschwindigkeit der Wärmefreisetzung im gesamten Erhärtungszeitraum direkt festzustellen, sondern nur, wie nachstehend beschrieben, eine Teilaufgabe behandelt werden. Mit den einzelnen Methoden werden unterschiedliche physikalische Größen (T [°C], q [J/g h], Q [J/g]) festgestellt; die unter adiabatischen Bedingungen ermit-

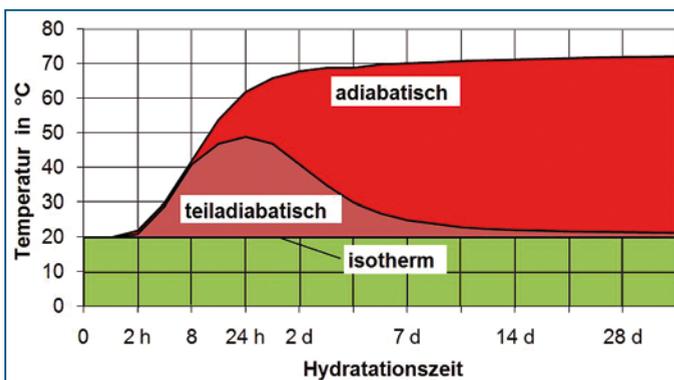


Bild 1.99 Charakteristischer Temperaturverlauf in der Probe bei den Messverfahren zur Ermittlung der Hydratationswärme

telten Temperaturen müssen auf die Einheit [J/g] umgerechnet werden. Der Temperaturverlauf im Prüfkörper unterscheidet sich charakteristisch bei den einzelnen Messverfahren (Bild 1.99). Weiterhin müssen Messwerte, die unter nichtisothermen, z. B. adiabatischen Verhältnissen ermittelt worden sind, auf die Hydratationsbedingungen bei 20°C transformiert werden. Die einzelnen Methoden zur Bestimmung der Hydratationswärme unterscheiden sich wie nachfolgend erläutert.

1.8.3.1 Lösungskalorimeter

Gemessen wird mit dem Lösungsverfahren nach DIN EN 196-8 die Wärmemenge, die beim Lösen einer Zementsteinprobe in einer Mischung aus Salpeter- und Flusssäure entwickelt wird. Die Differenz zwischen den Lösungswärmen der nicht hydratisierten und einer bei 20°C hydratisierten Zementprobe, die aus 150 g Zement und 60 g destilliertem Wasser (w/z-Wert = 0,40) hergestellt worden ist, ergibt die bis zum Zeitpunkt freigesetzte Hydratationswärme. Die Probe erhärtet unter isothermischen und konservierenden Lagerungsbedingungen, normgemäß bei 20°C.

Da der Zeitpunkt der Untersuchung keine Rolle spielt, können auch Werte für längere Hydratationszeiten ermittelt werden, die dann Ergebnisse aus der kurzzeitigen Messung mit der Wärmeflusskalorimetrie in der Anfangsphase der Erhärtung ergänzen können. Jede Messung ergibt nur ein Ergebnis.

Die Anwendung der Lösungskalorimetrie ist auf Zementproben beschränkt und aufwändig, aber als Referenzverfahren vorgesehen. Im Rahmen der Eigen- und Fremdüberwachung der Zementwerke werden die Proben sieben Tage unter genormten Bedingungen hydratisiert.

1.8.3.2 Adiabatische Kalorimeter

Bei der vollständigen Isolierung eines Probengefäßes würde unter den dann vollkommen adiabatischen Bedingungen die gesamte Hydratationswärme als Temperaturerhöhung erfasst. Mithilfe der spezifischen Wärme der Probe und des bekannten Zementgehaltes kann dann die Hydratationswärme errechnet werden.

Da selbst bei sorgfältiger Isolierung des Gerätes Wärmeverluste auftreten, wird das die Probe umgebende Medium (Wasser, Luft oder Rohrwendel mit Wasserfüllung) über ein Mess- und Regelsystem auf die in der Probe herrschende Temperatur aufgeheizt und dadurch der Wärmeübergang verhindert.

Voraussetzung für zuverlässige Messergebnisse ist eine ständige weitestgehende Übereinstimmung der Temperaturen der Probe mit denen des umgebenden Mediums. Die Schwierigkeit bei diesem Messprinzip besteht darin, dass immer erst ein Temperaturunterschied vorhanden sein muss, um eine Temperaturregelung auszulösen und dadurch bedingt geringe Wärmeverluste nicht verhindert werden können. Die heutigen leistungsfähigen und aufwändigen Kalorimeter besitzen Schaltunkte bei Temperaturdifferenzen zwischen Mantel und Probe von 0,01 K und weisen Wärmeverluste auf, die zu einem Temperaturabfall von 0,01°C/h führen. Trotz dieser niedrigen Werte werden bei langen Messzeiten doch geringere Hydratationswärmemengen festgestellt (Bild 1.100).

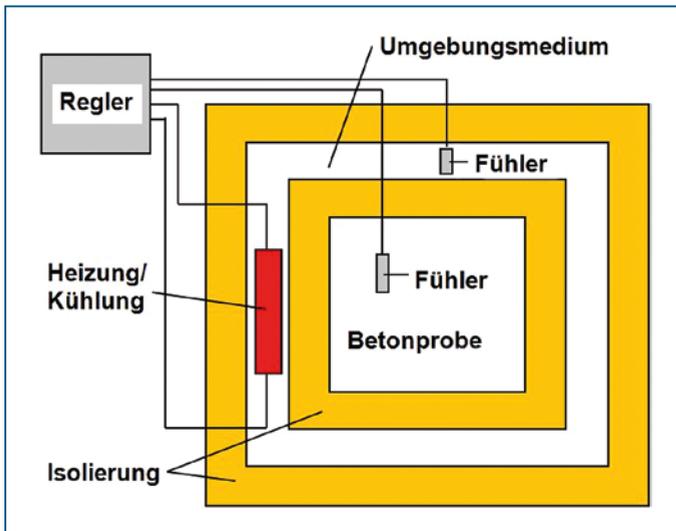


Bild 1.100 Adiabatisches Kalorimeter (schematisch) zur Bestimmung der Wärmeentwicklung in Betonproben

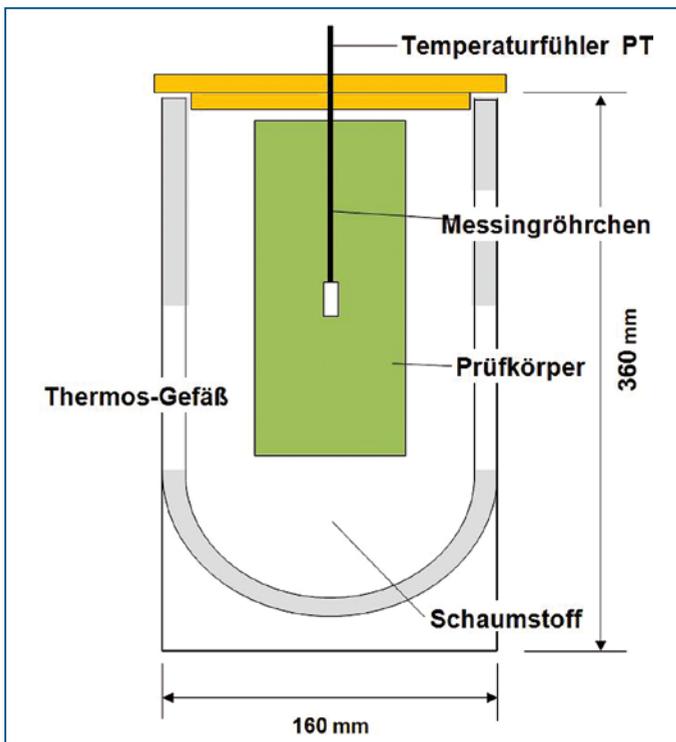


Bild 1.101 Aufbau des teiladiabatischen Kalorimeters zur Bestimmung der Wärmeentwicklung in Betonproben nach [1.127]

Die hauptsächlich als Großkalorimeter gebauten Geräte können Proben bis 200 l Volumen aufnehmen und sind damit für die Untersuchung der Wärmeentwicklung im Beton geeignet. Der Vorteil der adiabatischen Kalorimetrie besteht weiterhin in den grundsätzlich möglichen langen Messzeiten, die 30 Tage und mehr betragen können. Weiterhin entspricht der adiabatische Verlauf den Bedingungen in dickeren Bauteilen am Anfang der Erhärtung. Der Nachteil besteht darin, dass der Temperaturverlauf auf isotherme Verhältnisse bei einer Lagerung von 20 °C umgerechnet werden muss und dazu neben einer zutreffenden Temperatur-Zeit-Beziehung (Abschnitt 1.9.3) auch die Wärmespeicherkapazität $C_b (= c_b \cdot \rho_b$ in J/kg · K) der Probe in Abhängigkeit vom Erhärtungszustand benötigt wird.

Verfälschungen der Messwerte treten weiterhin in den ersten Stunden auf, wenn beim Anfahren des Kalorimeters und Einbringen der Probe noch Temperaturdifferenzen bestehen und damit ein Wärmeausgleich stattfinden kann.

1.8.3.3 Teiladiabatische Kalorimeter

Mit Thermosflaschen oder semiadiabatischen Kalorimetern (auch Dewar-Gefäße oder Verfahren nach Langavant genannt) wird das Ziel verfolgt, die Verhältnisse in meist dickeren Bauteilen, zumindest in der Anfangsphase, zu simulieren und dabei die freigesetzte Hydrationswärme zu erfassen (Bild 1.101). Tatsächlich ähneln die Temperaturverläufe in vielen Bauteilen unterschiedlicher Abmessungen und bei verschiedenen Umgebungsbedingungen den durch teiladiabatische Untersuchungen erhaltenen Messkurven. Die Geräte haben im Vergleich zu den adiabatischen Kalorimetern eine geringe Dämmung gegen Wärmeverluste und verfügen über keine Mess- und Regeleinrichtung zum Nachführen der Temperatur in der umgebenden Wandung.

Die Geräte stellen eine wirtschaftliche Lösung zur Bestimmung der Hydrationswärme dar. Eine wesentliche Weiterentwicklung mit dem Ziel der Anwendung in der Baupraxis ist in [1.127] dargestellt.

Die Beurteilung der Messwerte ist zunächst nur qualitativ möglich. Durch Eichung des Gerätes, bei der die Abkühlkurve der erwärmten hydratisierten Probe ermittelt wird, kann der Abkühlungsfaktor bestimmt werden und damit der Temperaturverlust aufgrund der Temperaturdifferenz zwischen dem Probenraum im Kalorimeter und der umgebenden Luft im Raum. Daraus wird der wärmeverlustfreie Temperaturanstieg unter teiladiabatischen Bedingungen ermittelt. Die Transformation dieser Kurve in eine solche unter adiabatischen Bedingungen kann durch Verwendung einer Temperatur-Zeit-Funktion (Abschnitt 1.9.3) schrittweise vorgenommen werden.

Das teiladiabatische Verfahren nach DIN EN 196-9 ist in das europäische Normenwerk als Referenzverfahren aufgenommen worden.

1.8.3.4 Wärmeflusskalorimeter

Die Probe hydratisiert unter isothermischen Bedingungen, die auch für unterschiedliche Temperaturen realisiert werden können. Die abfließende Hydrationswärme wird über die Temperaturdifferenz zwischen Probe und dem wärmeleitenden Medium erfasst. Da die Messung der Temperaturerhöhung direkt im Leitungsmedium erfolgt, muss im Gegen-

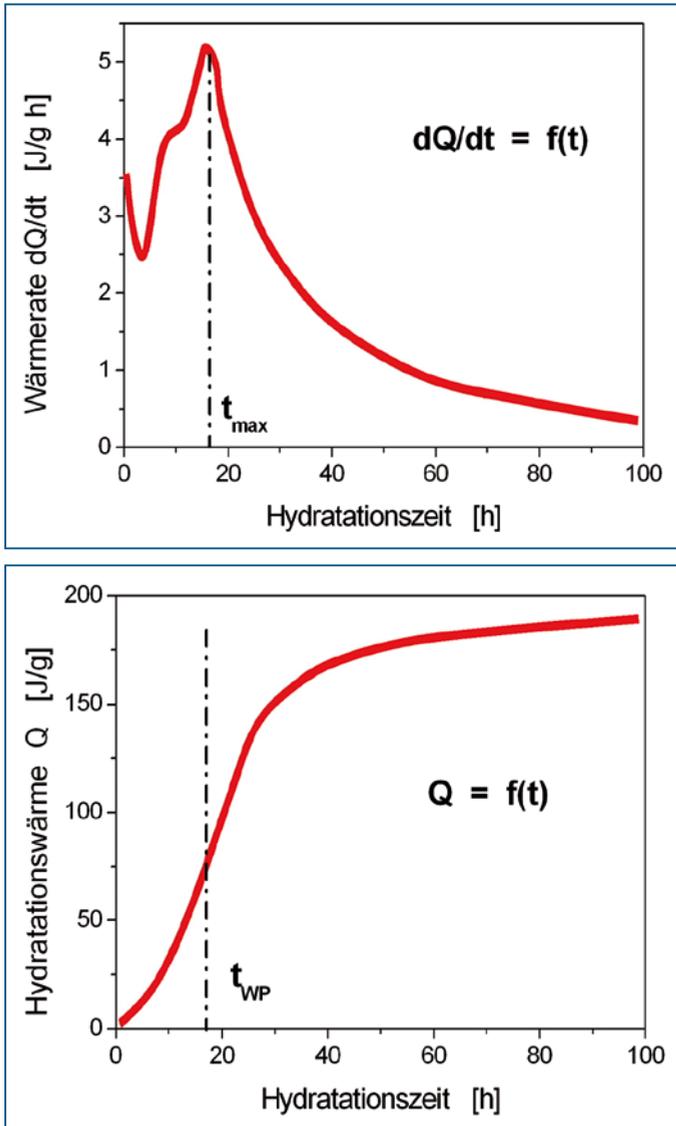


Bild 1.102 Differenzialthermoanalytische Bestimmung der Hydrationswärme am Zementleim
 oben – Wärmerate dQ/dt
 unten – kumulative Erfassung der Wärmemenge Q
 (CEM III/B 32,5, $T = 25^\circ\text{C}$)

t_{\max} , t_{WP} -Zeit bis zum Erreichen des Maximalwertes der Wärmerate bzw. des Wendepunktes in der Kurve der Wärmeentwicklung)

satz zu den adiabatischen Kalorimetern die Wärmespeicherkapazität der Probe nicht bekannt sein.

Heute hat sich die so genannte Differenzialkalorimetrie durchgesetzt. Hier wird laufend die Temperaturdifferenz zwischen der aktiven und einer passiven Probe gemessen.

Im Ergebnis der Messungen liegen zum jeweiligen Zeitpunkt Angaben zur bis dahin freigesetzten Wärmemenge und der aktuellen Hydratationswärmerate dQ/dt vor (Bild 1.102). Vorteilhaft ist die sehr genaue Erfassung der Vorgänge in der Anfangsphase der Hydratation. Dadurch können auch die Auswirkungen von Zusatzmitteln oder bestimmten Zementbestandteilen (wie beispielsweise Hüttensand) auf die Anfangsreaktionen erfasst werden.

Nachteilig ist, dass nach dem Messprinzip sehr geringe Temperaturdifferenzen erfasst werden müssen und selbst bei sehr großer Messempfindlichkeit die Genauigkeit nicht mehr gegeben ist, wenn die Wärmeleistung niedrig ist. Damit sind Wärmeflusskalorimeter nur für die Frühphase der Erhärtung geeignet. Nach dem Merkblatt des Cembureau beträgt die Messdauer höchstens 3 Tage. Eine rechnergestützte Extrapolation und Bestimmung der Gesamtwärmeentwicklung nach vollständiger Hydratation ist problematisch.

Die Anwendung ist auf Zementleim beschränkt. Isotherme Betonkalorimeter stehen noch nicht zur Verfügung. Die Übereinstimmung mit nach dem Lösungskalorimeter bestimmten Daten kann nach verschiedenen vergleichenden Untersuchungen als gut beurteilt werden.

1.8.3.5 Transformation von adiabatisch ermittelten Temperaturverläufen auf isothermische Verhältnisse

Vielfach sind adiabatisch ermittelte Wärmeentwicklungskurven in isothermische Verläufe zu transformieren und umgekehrt. Dazu werden Temperatur-Zeit-Beziehungen verwendet, die den Einfluss der Temperatur auf die Hydratationsgeschwindigkeit beschreiben (Abschnitt 1.9.3). Der dabei auftretende Fehler kann weitgehend kompensiert werden, wenn bei der Temperaturfeldberechnung die gleiche Temperatur-Zeit-Beziehung verwendet wird.

Die Transformation der Kalorimeterkurve muss schrittweise vorgenommen werden (Bild 1.103). Die Wärmemenge ΔQ_i innerhalb des Zeitintervalls Δt_i , die in der adiabatischen Kalorimetrie als Temperaturerhöhung ΔT_i festgestellt und aus $\Delta Q_i = c_b \cdot \rho_b \cdot \Delta T$ berechnet wird, würde unter isothermen Bedingungen in der Zeitspanne $\Delta t_e = k_T \cdot \Delta t_i$ entstehen. Der Temperaturfaktor k_T ist aus der mittleren Temperatur im Intervall Δt_i zu bestimmen.

Auf gleichem Weg können adiabatische Temperaturverläufe aus isothermen berechnet werden. Der erhaltene unterschiedliche Verlauf der Wärmeentwicklung ist als Beispiel in Bild 1.104 dargestellt.

Teiladiabatisch ermittelte Temperaturentwicklungen können ebenfalls transformiert werden. Dazu müssen die Kalorimeterdaten, vor allem der Wärmeverlustfaktor, bekannt sein. Die Vorgehensweise ist in [1.125] ausführlich dargelegt.

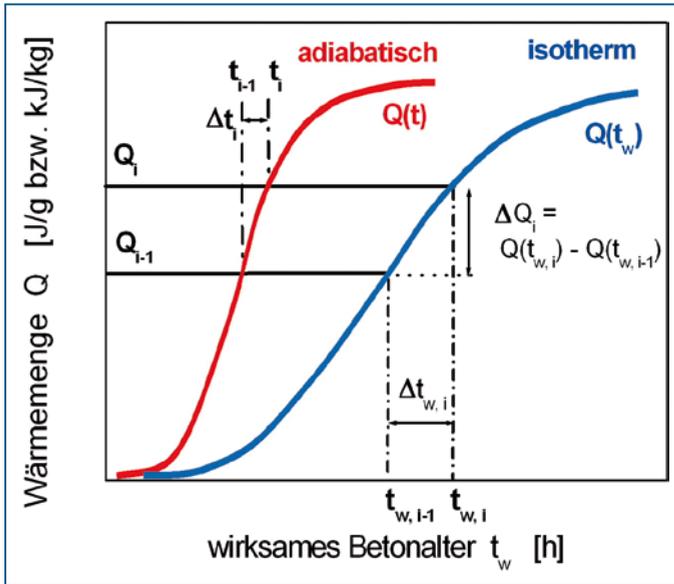


Bild 1.103 Transformation von adiabatischen und isothermen Wärmeentwicklungskurven

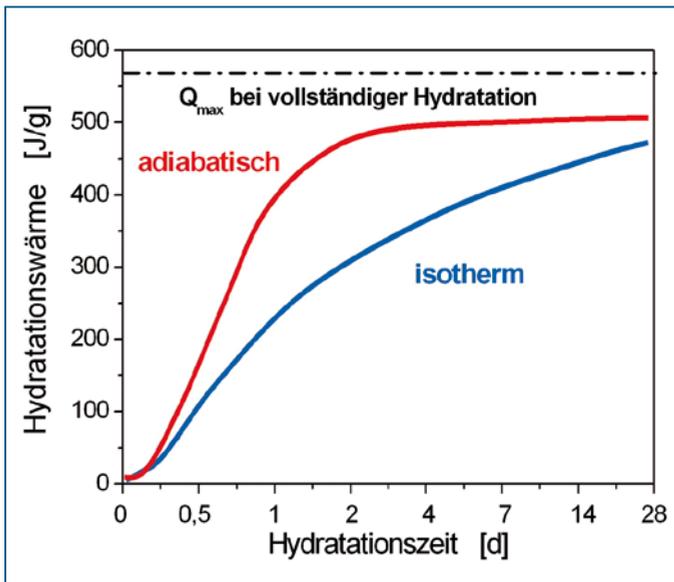


Bild 1.104 Vergleich der Wärmeentwicklung bei adiabatischen und isothermen Erhärtungsbedingungen. Ergebnis der Transformation nach Bild 1.42

1.8.4 Beziehungen zwischen Hydratationswärme und Festigkeit

Da ein eindeutiger Zusammenhang zwischen dem Hydratationsgrad und der Festigkeit (Abschnitt 1.4.2) und der Hydratationswärme besteht, muss es eine solche Beziehung auch zwischen den letztgenannten Größen geben. In Bild 1.105 ist diese Beziehung aus experimentellen Untersuchungen an einer Vielzahl von Zementen dargestellt.

Festigkeits- und Wärmeentwicklung sind untrennbar miteinander gekoppelt und nur in einem begrenzten Rahmen getrennt steuerbar. Die bestehenden Gesetzmäßigkeiten bilden die Grundlage einer mathematischen Beschreibung und Prognose des zeitlichen Ablaufes der Entwicklung der einzelnen Phänomene und deren Beziehungen untereinander.

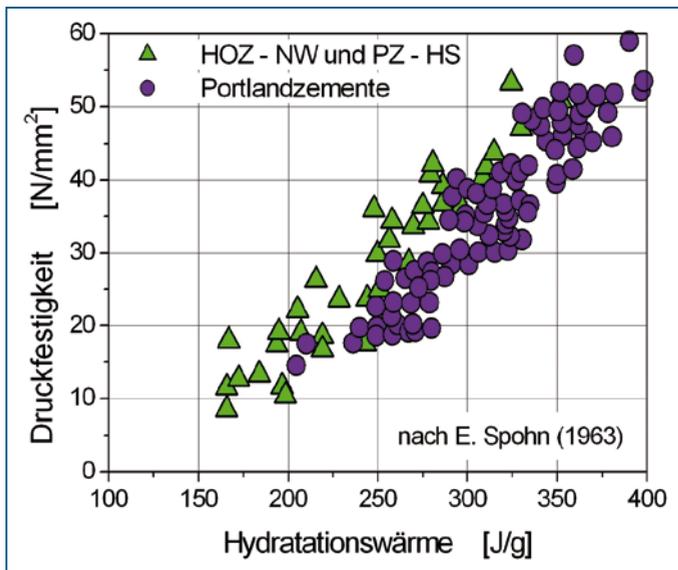


Bild 1.105 Druckfestigkeit und Hydratationswärme nach den Untersuchungen von [1.128] (Bedingung: übereinstimmende Wasserzementwerte)

1.9 Mathematische Beschreibung des Hydratationsverlaufes als Grundlage der Wärme- und Festigkeitsentwicklung

Die zeitliche Entwicklung der mit dem Hydratationsprozess verbundenen Phänomene, wie Hydratationswärme und Festigkeitsentwicklung ist unter konstanten Bedingungen, wie sie bei isothermer oder isohygrischer Erhärtung vorliegen, mathematisch mit geeigneten Funktionen relativ einfach nachzuvollziehen. Die jeweiligen Funktionen werden durch Regression an die experimentellen Ergebnisse angepasst und bei breiterer Daten-

basis oft als allgemeingültig angewandt. Wenn sich verändernde Hydratationsbedingungen vorliegen, wie wechselnde und von den Normbedingungen abweichende Erhärtungstemperaturen, abnehmende Feuchte in der Zementsteinmatrix u. dgl., kann die mathematische Charakterisierung der Auswirkungen nur über eine reaktionskinetische Analyse vorgenommen werden. Dabei wird untersucht, wie die einzelnen Hydratationsbedingungen die Zustandsänderung (z. B. dQ_i/dt), die immer auf den erreichten Zustand (z. B. Q_i) bezogen ist, beeinflussen.

Die Formulierung dieser Abhängigkeiten kann dann dazu verwendet werden, die zeitliche Entwicklung in Zeitschritten zu korrigieren.

Entsprechend dem Aufbau der jeweiligen Computerprogramme zur Berechnung von beispielsweise Bauteiltemperaturen werden der Hydratationsgrad bzw. die Wärmeentwicklung in Abhängigkeit von der Erhärtungszeit oder deren jeweilige Rate in Relation zum Hydratationsfortschritt benötigt. Steht ein Endwert für die Kenngröße (Hydrationswärme, chemische Wasserbindung usw.) nicht zur Verfügung, kann die Bildung der Basisgröße Hydratationsgrad problematisch werden. Es ist dann zweckmäßig, die Messwerte selbst zugrunde zu legen. Eine oft vorhandene Programmerweiterung ermittelt dann aus dem Verlauf des Hydratationsgrades oder der -wärme die Entwicklung der Druck- oder Zugfestigkeit, des autogenen Schwindens, der Porosität usw.

1.9.1 Beschreibung der zeitlichen Entwicklung unter konstanten Erhärtungsbedingungen

Zur durchgängigen Beschreibung der Hydratationsvorgänge und der Entwicklung der Eigenschaften in Abhängigkeit von der Zeit sind Funktionen geeignet, die den charakteristischen S-förmigen Verlauf der Evolution der einzelnen Phänomene in der Akzelerations- und Dezelerationsperiode (Bild 1.102) widerspiegeln. Besonders geeignet sind Exponentialfunktionen, wie z. B.

$$P = P_{\max} \cdot \exp \left[A \cdot \left(\frac{t}{t_k} \right)^B \right] \quad (1.21)$$

Soll die Hydratationsrate approximiert werden, ist die 1. Ableitung der Funktion (1.21) zu bilden. Beispiele für weitere Funktionen und deren Ableitungen sind in [1.129] zu finden.

Liegt eine ausgeprägte Ruheperiode (Dormante Periode) vor oder werden Verzögerer eingesetzt, kann eine bessere Anpassung erreicht werden, wenn die Zeit t durch den Ausdruck $(t-t_0)$ ersetzt wird. t_0 bezeichnet dann den zeitlichen Beginn der Wärmeentwicklung.

Die unmittelbar nach dem Anmachen entstehende intensive, aber nur kurze Wärmeentwicklung kann bei der mathematischen Formulierung der DCA-Kurven zu einer unbefriedigenden Anpassung führen. Eine Verbesserung wird erreicht, wenn bei der Regressionsanalyse der Ausdruck um eine Variable Q_0 additiv ergänzt wird:

$$Q(t) = Q_0 + Q_{\max} \cdot \exp \left[A \cdot \left(\frac{t}{t_k} \right)^B \right] \quad (1.22)$$

Anhand von Versuchsergebnissen werden die Koeffizienten A, B und t_k durch Regression bestimmt. Ein Beispiel ist in Bild 1.106 dargestellt. Bei Zementen mit Zusatzstoffen ist nur eine angenäherte Anpassung möglich, wie z. B. in Bild 1.107 angegeben.

Wenn keine experimentellen Angaben über die Entwicklung des Hydratationsgrades oder der Wärmefreisetzung zur Verfügung stehen, werden plausible Mittelwerte in Abhän-

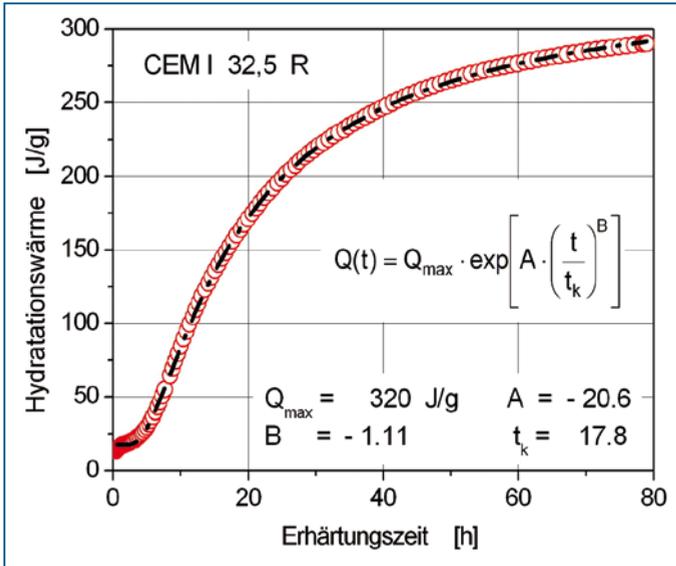


Bild 1.106 Mathematische Beschreibung der Wärmeentwicklung in Abhängigkeit von der Zeit [1.129]

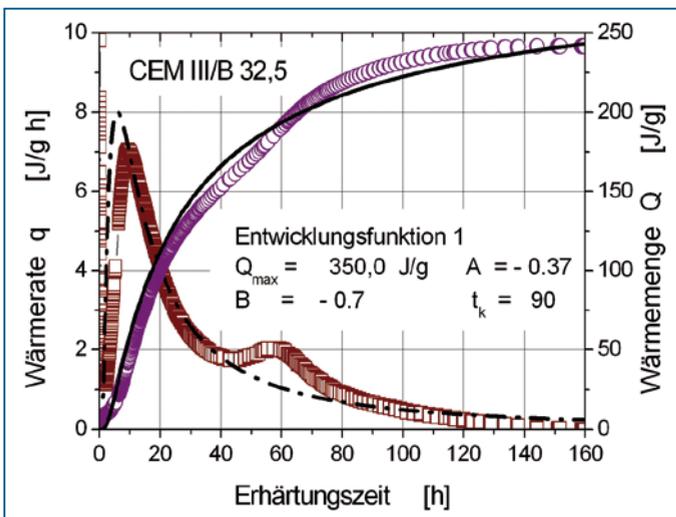


Bild 1.107 Anwendung der Entwicklungsfunktion aus Bild 1.106 zur Beschreibung der Wärmeentwicklung $Q(t)$ und der Wärmerate $q(t)$

gigkeit von der Erhärtungszeit benötigt. Aus Messergebnissen unter isothermischen Erhärtungsbedingungen wurden die durch Regression ermittelten Parameter der Entwicklungsfunktionen 1.21 und 1.22 für gebräuchliche Zementsorten in Tabelle 1.8 zusammengestellt. Die angegebenen Parameter repräsentieren einen mittleren Verlauf im technisch interessierenden Zeitabschnitt. Die Endwerte sind dabei nur als Regressionsparameter relevant. Selbstverständlich ist eine solche Gruppierung nur mit Kompromissen möglich, da die Streuungen in Abhängigkeit vom Lieferwerk erheblich sind. Die hüttensandhaltigen Zemente weichen entsprechend Zusammensetzung voneinander ab.

Zement	Q_{\max} [J/g]	A	B	t_k [h]	E_A / R [K]
CEM I 42,5 R	450	- 1,60	- 0,73	11,0	4000
CEM I 32,5 R	450	- 1,83	- 0,70	13,0	4000
CEM II/A 42,5 R	420	- 1,78	- 0,78	12,0	4200
CEM II/A 32,5 R	420	- 2,10	- 0,75	15,0	4200
CEM II/B-S 32,5 R (30 % Hüttensand)	400	- 1,55	- 0,70	8,9	4400
CEM III/A 42,5 N	380	- 1,90	- 0,85	13,0	4800
CEM III/A 32,5 N (55–60 % Hüttensand)	380	- 2,30	- 0,80	13,0	4800
CEM III/B 42,5 N	360	- 1,68	- 0,86	16,0	5600
CEM III/B 32,5 N	360	- 1,82	- 0,75	18,0	5600
CEM III/B 42,5 – LH/HS/NA	360	- 2,20	- 0,78	13,0	5700
CEM III/B 32,5 – LH/HS/NA	360	- 2,20	- 0,72	14,0	5700

Tabelle 1.8 Angaben zur Beschreibung der Wärmeentwicklung von einzelnen Zementarten und -sorten nach Gleichung 1.21 bzw. 122 (isothermische Bedingungen), aus [1.129]

Basis der Tabelle 1.8 ist ein Wasserzementwert von 0,50 und der damit praktisch erreichbare maximale Hydratationsgrad $\alpha_{\max} = 0,85$. Liegt eine andere Zusammensetzung vor, ist der Wert Q_{\max} im Verhältnis $\alpha_{\max}(w/z) / \alpha_{\max}(w/z=0,50)$ zu modifizieren. Die Werte für α_{\max} sind nach Abschnitt 1.2.4 zu bestimmen.

1.9.2 Reaktionskinetische Formulierung

Zur Modellierung der Hydratationskinetik wird in der Regel von idealisierten Zementpartikeln mit kugelförmiger Gestalt ausgegangen, deren ursprüngliche Radien durch den Hydratationsvorgang verringert und deren Volumen durch neues Gefüge vergrößert werden. Einzelne Ansätze berücksichtigen die Partikelradienverteilung, den Chemismus der Reaktion, die Durchdringung des äußeren Hydratationsproduktes u. a. Unterschiede beste-

hen in den rechnerischen Annahmen zur Charakterisierung der Diffusion der Wassermoleküle durch die gebildeten Hydrathüllen sowie in der Berücksichtigung der topochemischen Reaktion. Temperatur, Feuchte und andere Parameter wirken auf die Diffusionsgeschwindigkeit ein. Im Ergebnis der schrittweisen Berechnung, auch auf Pixel-Ebene und mit FEM, entstehen zeitabhängige Hydratationsverläufe. Aus der Vielzahl der Beispiele soll nur [1.32], [1.57] und [1.59] erwähnt werden. Die Vorgehensweisen sind gegenübergestellt in [1.33].

Aufgrund der Komplexität des Hydratationsvorganges sind die üblichen Modelle zuverlässig nur in bestimmten Zeitabschnitten bzw. Hydratationsstufen anwendbar. Aussichtsreiche Weiterentwicklungen stellen die Programme [1.33] und [1.59] dar. Übereinstimmend gilt für alle Modelle, dass die Parameter durch Versuche bestimmt werden. Dieser Umstand legt nahe, auf eine partikelspezifische Berechnung zu verzichten und die Versuchsdaten direkt in Funktionen weiterzuverwenden, die den Hydratationsvorgang pauschal, d. h. nur für den verwendeten Zement (Körnungsband, mineralogischer Bestand) zutreffend, beschreiben.

Zur Charakterisierung des Hydratationsverhaltens eines Zementes unter der Wirkung von Temperatur, Feuchte u. a. Faktoren ist die reaktionskinetische Formulierung, d. h. die Darstellung der Hydratationsrate oder der Wärmerate in Abhängigkeit vom Stand der Umsetzung des Zementes ($d\alpha/dt = f(\alpha)$ bzw. $dQ/dt = f(Q)$), besonders geeignet. Beispiele sind Bild 1.26 und Bild 1.107. Die Anwendung wird nachstehend erläutert.

Hydratation als Evolutionsprozess

Der Hydratationsvorgang kann als Evolutionsprozess verstanden und mit dessen Gesetzmäßigkeiten beschrieben werden. Der für Wachstumsprozesse typische S-förmige Verlauf in der Entwicklung der Umsetzung des Zementes entlang der Zeitachse gibt zu jedem Zeitpunkt den Zustand (Hydratationsgrad) x und dessen Zustandsänderung (Hydratations- oder Wärmerate) $\dot{x} = \frac{dx}{dt}$ an (siehe Bild 1.108). Die Evolutionsfunktionen charakterisieren die Abhängigkeit und besitzen ein Maximum \dot{x}_W , das am Wendepunkt im zeitlichen Ablauf x_W auftritt. Der Wendepunkt, der die Beschleunigungsphase (Akzeleration, Bild 1.13) mit dem Term x^m von der anschließenden Sättigungs- oder Dämpfungsphase (Dezeleration, Bild 1.13) mit dem Term $(b-x)^n$ trennt. Ab diesem Wendepunkt nimmt die Prozessgeschwindigkeit im Zuge der diffusionskontrollierten Reaktion ständig (hyperbolisch) ab und läuft asymptotisch aus. Nach [1.137] kann die Zustandsänderung \dot{x} damit für diesen Prozesstyp formuliert werden mit

$$\dot{x} = \dot{x}_W \cdot x^m \cdot (b - x)^n \quad (1.23)$$

Das mathematische Modell beschreibt Wachstumsprozesse, die zwischen zwei stationären Zuständen verlaufen, und für die Zementhydratation zutreffen.

In [1.47] ist dieser Ansatz durch Einführung von dimensionslosen Zustandsvariablen weiterentwickelt worden. Die für umfangreiche Auswertungen der Hydratationsgrad-, Wärme- und Festigkeitsentwicklung der Betone verwendete sog. Potenz-Triebkraft-Funktion besitzt den Ausdruck

$$\dot{x} = \dot{x}_W \cdot \left(\frac{x - x_U}{x_W - x_U} \right)^m \cdot \left(\frac{x_0 - x}{x_0 - x_W} \right)^n \quad (1.24)$$

x_0, x_U = oberer bzw. unterer stationärer Zustand. Dabei entspricht $x_0 = \alpha_{\max}$ und $x_U = 0$ oder dem Ende der dormanten Periode mit $x_U = \varepsilon$.

n, m = Koeffizienten, die experimentell zu bestimmen sind.

Eingesetzt in Gleichung (1.24) folgt dann für den Hydratationsgrad

$$\dot{\alpha} = \dot{\alpha}_W \cdot \left(\frac{\alpha - \varepsilon}{\alpha_W - \varepsilon} \right)^m \cdot \left(\frac{\alpha_{\max} - \alpha}{\alpha_{\max} - \alpha_W} \right)^n \quad (1.25)$$

Experimentelle Untersuchungen haben für den Wendepunkt Werte $\alpha_W = 0,15 \dots 0,20$ ergeben.

Die Verwendung der Gleichung (1.25) ist vorteilhaft, wenn nur Daten aus der Frühphase der Hydratation vorliegen, wenn z. B. isothermisch nur eine zuverlässige Messung der Wärmeentwicklung in den ersten 3 Tagen möglich ist.

Ableitung der Hydratationsrate aus dem Hydratationsverlauf

Soll die Hydratationsrate approximiert werden, ist die 1. Ableitung der Funktion (1.21) zu bilden, mit Ansatz von $P = \alpha$ und $P_{\max} = \alpha_{\infty}$ ergibt sich:

$$\frac{d\alpha}{dt} = \frac{A \cdot B}{t_k} \cdot \alpha \cdot \left\{ \left[(1/A) \cdot \ln(\alpha / \alpha_{\infty}) \right]^{[(B-1)/B]} \right\} \quad (1.26)$$

Beispiele der Anwendung von Gleichung (1.26) sind in Bild 1.15 und Bild 1.26 dargestellt. Weitere Funktionen und deren Ableitungen sind in [1.129] zu finden.

Wie Bild 1.107 zeigt, kann der Verlauf bei aufeinanderfolgenden unterschiedlichen Reaktionsmechanismen, wie bei der Verwendung von Hüttensand oder Flugasche, nicht vollständig erfasst werden. Durch Überlagerung von Funktionen für den Portlandzementklinker und die weiteren Hauptbestandteile des Zementes kann eine bessere Annäherung erreicht werden [1.130].

Berücksichtigung der Einwirkungen auf die Hydratationsrate

Einwirkungen auf die Hydratation können, nach allgemeiner Auffassung hinreichend genau, direkt multiplikativ mit der Hydratationsrate oder Wärmerate verknüpft werden. Experimentelle Untersuchungen haben diese Vorgehensweise bestätigt. Unter diesen Voraussetzungen folgen beispielsweise für die Hydratationsrate $\dot{\alpha} = d\alpha/dt$ bzw. die Wärmerate $q = dQ/dt$ zu:

$$\dot{\alpha}(\alpha, T, \phi) = f(\alpha) \cdot g(T) \cdot h(\phi) \quad (1.27a)$$

$$q(Q, T, \phi) = f(Q) \cdot g(T) \cdot h(\phi) \quad (1.27b)$$

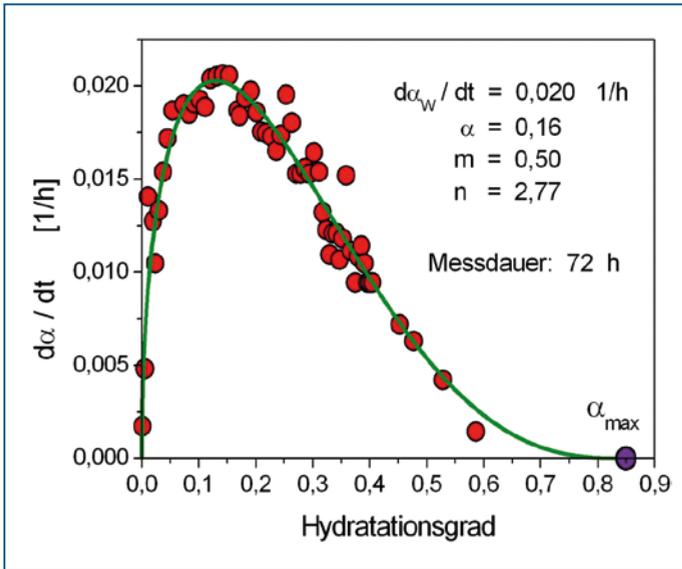


Bild 1.108 Ableitung der Formparameter der Funktion (1.24) bzw. (1.25) aus isothermischen Messdaten über eine Dauer von 3 Tagen.

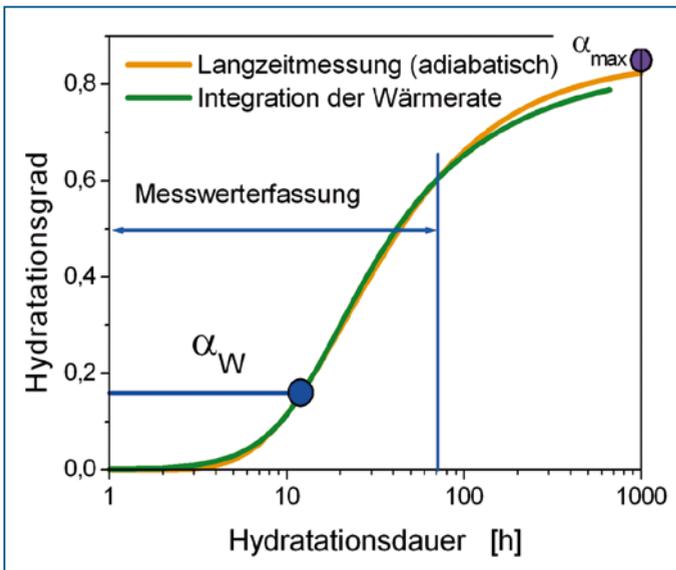


Bild 1.109 Integration der Funktion aus Bild 1.108 über den Zeitraum der Messwernerfassung hinaus. Angegeben ist der Wendepunkt und der maximale Hydratationsgrad

Der Term $f(\alpha)$ bzw. $f(Q)$ gibt die Änderung (bzw. die Geschwindigkeit der Entwicklung) der Prozesskenngröße $d\alpha/dt$ bzw. $q = dQ/dt$ in Abhängigkeit von dem jeweils erreichten Stand der Reaktion unter normierten (isothermen und isohygrischen) Bedingungen an und bildet die Formfunktion für die reaktionskinetische Verlaufskurve $g(T)$ berücksichtigt den Einfluss der Prozesstemperatur und $h(\phi)$ die Wirkung der Feuchte im Zementstein bzw. Beton; beide stellen die Geschwindigkeitsfunktionen dar.

Voraussetzung für eine multiplikative Verknüpfung der Einwirkungen auf den Hydratationsvorgang ist, dass die Maxima der Raten, unabhängig von der Temperatur und Feuchte, bei einem übereinstimmenden Hydratationsgrad auftreten. Wie experimentelle Untersuchungen zeigen, ist das weitgehend der Fall (siehe Bild 1.26).

Diese Vorgehensweise ist prinzipiell auch anwendbar, wenn die zeitabhängige Entwicklung, wie beispielsweise in Bild 1.107 dargestellt, schrittweise bearbeitet wird. Auf diese Möglichkeit wird die weitere Darlegung beschränkt, ausführlichere Erläuterungen sind in [1.129] zu finden. In Rechnerprogrammen werden beide Vorgehensweisen angewandt.

1.9.3 Wirkung der Temperatur auf den Hydratationsvorgang

Die Geschwindigkeitsänderung der Reaktion wird gegenüber dem Ablauf bei der Standardtemperatur von $T = 20^\circ\text{C}$ mit Hilfe der Temperaturfunktion $g(T_i)$ vorgenommen. Beispielsweise wird die Wärmerate bei abweichenden Temperaturen T_i (wie in Bild 1.26 dargestellt) entsprechend Bild 1.103 verändert zu

$$(dQ_{20}/dt_{20}) \cdot g(T_{20}) = (dQ/dt_i) \cdot g(T_i) \quad (1.28)$$

Wenn davon ausgegangen wird, dass in den beiden Zeitschritten dt_{20} und dt_i die übereinstimmende Wärmemenge auftritt, d. h. $dQ_{20} = dQ_i$ (vgl. dazu Bild 1.103), lautet die Bedingung

$$dt_{20} \cdot g(T_{20}) = dt_i \cdot g(T_i) \quad (1.29)$$

Daraus folgt der Faktor zur temperaturbedingten Zeitkorrektur $k(T)$ zu

$$k(T_i) = g(T_i) / g(T_{20}) \quad (1.30)$$

Die so genannte äquivalente Erhärtungsdauer t_e , die einer Hydratation bei 20°C entspricht, ergibt sich dann zu

$$dt_e = dt_i \cdot k(T_i) \quad \text{bzw.} \quad t_e = \int dt_i \cdot k(T_i) \quad (1.31)$$

Die mathematische Beschreibung der Beziehungen zwischen der Temperatur und der wirksamen Erhärtungszeit durch eine Temperaturfunktion hat eine lange Tradition. Üblich geworden ist die Anwendung des von Arrhenius gefundenen Zusammenhanges, der bezogen auf die Standardtemperatur von 293 K den Ausdruck besitzt:

$$k(T) = \exp \left[\frac{E_A}{R} \left(\frac{1}{293} - \frac{1}{273 + T} \right) \right] \quad (1.32)$$

E_A = Aktivierungsenergie [kJ/mol]

R = Universelle Gaskonstante [0,008314 kJ/(mol K)]

T = Temperatur [°C]

Die Verbindung zwischen der Temperatur und der Geschwindigkeit der Reaktion im erhärtenden Zementstein wird über die Aktivierungsenergie E_A hergestellt, die auch als »scheinbar« bezeichnet wird, da der Einfluss der Temperatur auf die verschiedenen Reaktionsmechanismen durch einen Wert integral erfasst wird. Die Aktivierungsenergie ist abhängig vom mineralischen Bestand des Zementklinkers, der Mahlfineinheit, weiteren Zementbestandteilen und wie neuere Untersuchungen zeigen, von der Temperatur selbst. In der praktischen Betontechnologie werden diese einzelnen Faktoren in der Regel nicht berücksichtigt und ein Mittelwert verwendet. Die Auswirkungen, z. B. bei der Berechnung von Temperaturfeldern, sind nicht so gravierend, wie zunächst angenommen werden könnte (Abschnitt 3.1).

Für den Ausdruck E_A/R ist auch die Bezeichnung »Aktivierungstemperatur« T_A gebräuchlich.

Eine höhere Aktivierungsenergie bzw. -temperatur bedeutet prinzipiell eine größere Sensibilität der Reaktion bei Temperatureinwirkung (Bild 1.110). Diese Tatsache ist bei

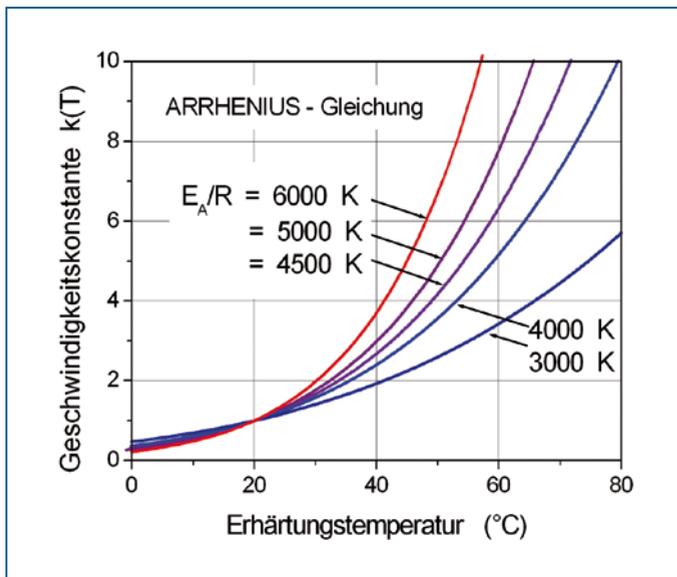


Bild 1.110 Geschwindigkeitskonstante der Hydratationsreaktionen nach der Arrhenius-Gleichung in Abhängigkeit von der Aktivierungstemperatur E_A/R

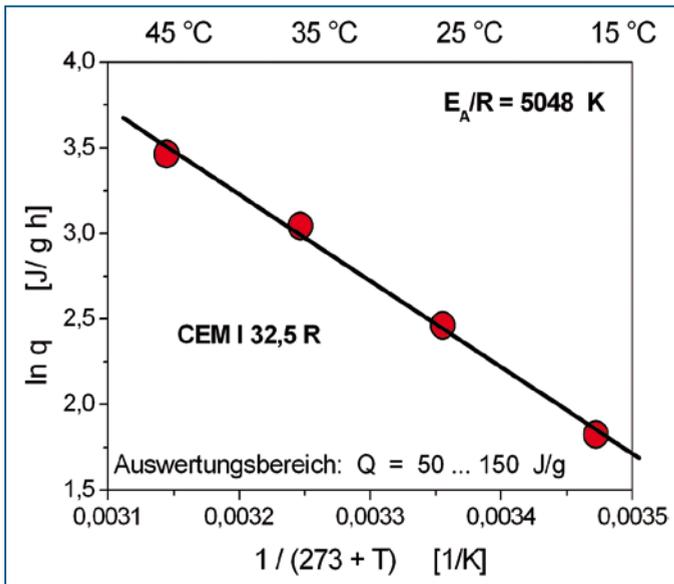


Bild 1.111 Bestimmung der Aktivierungstemperatur der Arrhenius-Gleichung aus Versuchsdaten (DCA-Analyse, CEM I 32,5 R, siehe auch [1.129])

Zusatzstoffen zu beachten. Andererseits zeigt Bild 1.110 auch, dass sich unterschiedliche Werte für die Aktivierungstemperatur unterhalb 20 °C nur geringfügig auswirken. Eine Übersicht mit einigen Angaben zur Aktivierungstemperatur ist in Tabelle 1.9 zu finden.

Klinkerphasen Zusatzstoffe	Aktivierungs-temperatur E_A/R [K]	Zementart und -sorte	Aktivierungs-temperatur E_A/R [K]
C_3S	6000	CEM I 52,5	5500
C_2S	3000		
C_3A	6500	CEM I 42,5 R	3800–4650
C_4AF	3000		
Hüttensand	5000–5700	Zement mit Klinkergehalt > 65 M.-%	3600
Flugasche	5000	50 ... 64 M.-%	4200
Silikastaub	9500–10000	35 ... 49 M.-%	4700
		20 ... 34 M.-%	5200

Tabelle 1.9 Angaben zur Aktivierungstemperatur für Klinkerphasen und weiteren Bestandteilen des Zementes (nach verschiedenen Quellen)

Beispiel:

Für einen Zement mit $E_A = 35,0$ kJ/mol, der bei 40°C erhärtet, ist die Reaktionsgeschwindigkeit gegenüber der Normlagerung bei 20°C um den Faktor

$$k(T) = \exp\left[\frac{35,0}{0,008314} \left(\frac{1}{293} - \frac{1}{273 + 40}\right)\right] = 2,50$$

höher. Der gewünschte Hydratationsgrad liegt dann in der entsprechend kürzeren Zeit, d. h. nach $1/2,50 = 0,40$ und damit nach 40 % der ansonsten erforderlichen Erhärtungszeit vor.

Die Aktivierungsenergie wird bestimmt, indem die Reaktionsgeschwindigkeiten, z. B. da/dt oder dQ/dt , für verschiedene, aber mindestens zwei Temperaturen bei gleichen Reaktionsgraden, charakterisiert durch a oder q ermittelt werden. Bei zwei isothermen Temperaturen T_1 und T_2 ergibt sich:

$$\frac{E_A}{R} = \ln\left(\frac{\frac{dQ_1}{dt}}{\frac{dQ_2}{dt}}\right) \cdot \frac{T_1^* \cdot T_2^*}{T_1^* - T_2^*} = \ln\left(\frac{\frac{dQ_1}{dt}}{\frac{dQ_2}{dt}}\right) \cdot \frac{(T_1 + 273) \cdot (T_2 + 273)}{T_1 - T_2} \quad (1.33)$$

Wenn die Werte in ein Diagramm wie in Bild 1.111 eingetragen werden, ergibt der Anstieg der Geradengleichung den zutreffenden Wert für E_A oder E_A/R . In diesem Beispiel wurde der Zement isothermisch am Maximum der Wärmerate untersucht und der Wert $E_A/R = 5\,048$ K erhalten.

Bei der Anwendung des Temperatur-Zeit-Konzeptes sind einige einschränkende Bedingungen zu beachten, die sich aus der Spezifik der Zementhydratation ergeben:

- Die Bestandteile des Zementes weisen unterschiedliche Aktivierungstemperaturen auf, so dass Abweichungen zwischen Zementarten und -sorten auftreten.
- Die Reaktionsmechanismen wechseln während der Erhärtung und werden durch die Temperatur unterschiedlich beeinflusst; in Abhängigkeit vom Partikeldurchmesser überdecken sich die Mechanismen über einen gewissen Zeitraum.
- Das Maximum der Reaktionsgeschwindigkeit und der Temperaturwirkung findet am Übergang von der topochemischen zur diffusionskontrollierten Reaktion statt. Insofern ist die Aktivierungsenergie vom Hydratationsgrad abhängig, wie Bild 1.112 zeigt.

In der Endphase der Hydratation wirkt sich die Temperatur nur noch sehr geringfügig aus (vgl. Bild 1.113).

Mit dem Konzept äquivalenter Erhärtungszeiten sind verlässliche Aussagen nur bis zu einem Hydratationsgrad von etwa $\alpha = 0,65$ zu erwarten. Bei hohen Temperaturen wird die Steigerung der Reaktionsgeschwindigkeit, unabhängig vom Erhärtungszustand, immer weniger durch die Arrhenius-Gleichung bestimmt und nähert sich asymptotisch einem Grenzwert an (punktierte Linie für $E_A/R = 4500$ K in Bild 1.114). Die Gültigkeit von Bild 1.110 ist danach auf Temperaturen bis etwa 60°C begrenzt.

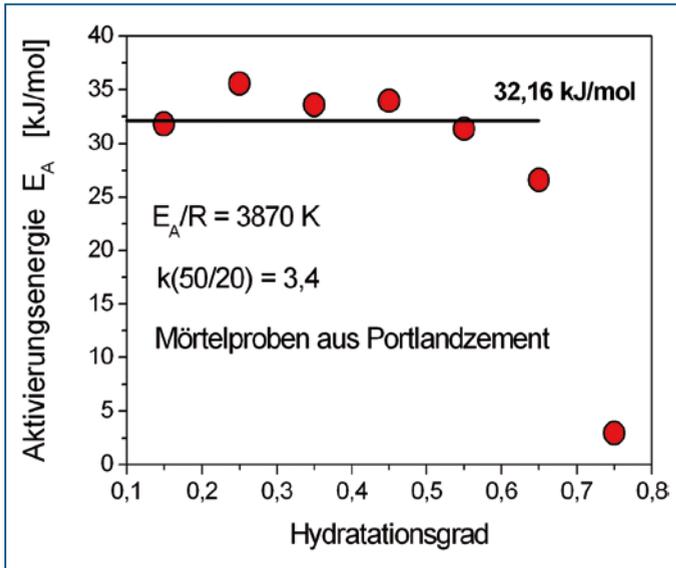


Bild 1.112 Aktivierungstemperatur E_A [kJ/mol] in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad nach Versuchsergebnissen an Mörtelproben von [1.52]. Die Daten sind Mittelwerte im Temperaturbereich von 5 bis 50 °C

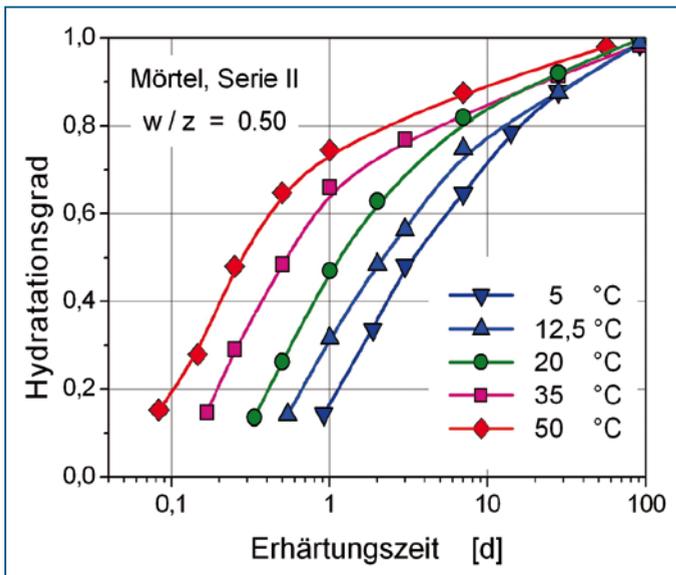


Bild 1.113 Entwicklung des Hydratationsgrades in Abhängigkeit von der isothermen Erhärtungstemperatur (nach [1.52]). Bezugsbasis: Maximaler (wirksamer) Hydratationsgrad in Abhängigkeit vom w/z -Wert

Die Struktur der Hydrate und der Porenraum sind von der Erhärtungstemperatur abhängig; bei höheren Temperaturen treten Vergrößerungen und eine ungleichmäßige Verteilung der Hydrate im Anmachwasserraum auf. Die Hydratation wird erschwert, der erreichbare Hydratationsgrad ist niedriger. Dieser Effekt ist besonders bei höheren Hydratationsgraden nachteilig, wenn die temperaturbedingte Festigkeitsentwicklung abgeschätzt werden soll.

Die kritische Einschätzung verhindert eine Anwendung innerhalb der zu beachtenden Grenzen nicht. Die praktische Handhabung von Temperaturfunktionen ist in Abschnitt 2.6.3.2 dargestellt.

1.9.4 Wirkung der Feuchte im Zementstein auf die Hydratation

Die im Kapillarporensystem vorhandene Wassermenge beeinflusst den Ablauf der Hydratation, das Gelwasser steht dafür nicht zur Verfügung. Der Wasserzementwert wirkt sich zu Beginn des Hydratationsprozesses zunächst nicht merklich aus. Nach etwa 24 Stunden weisen der Hydratationsablauf und beispielsweise die Wärmefreisetzung immer größere Unterschiede auf. Je weiter die Konzentration des freien Wassers abnimmt, desto mehr werden die Transportvorgänge im Porensystem behindert und die Hydratation verlangsamt.

Wenn eine Austrocknung durch Feuchteabgabe an die Umgebung nicht stattfindet, kann vereinfacht davon ausgegangen werden, dass die Entwicklung sich proportional zum maximal möglichen Hydratationsgrad α_{\max} vollzieht, d. h.

$$d\alpha(w/z)/dt = d\alpha(w/z = 0.50)/dt \cdot \frac{\alpha_{\max}(w/z)}{\alpha_{\max}(w/z = 0.50)} \quad (1.34)$$

Findet zusätzlich eine Austrocknung statt, ist die relative Ausgleichsfeuchte maßgebend. Mehrfach wurde die Abhängigkeit der Hydratationsgeschwindigkeit von der Feuchte im Zementstein experimentell nachgewiesen. Aus den Versuchsdaten in Bild 1.25 kann die Beziehung

$$h(\phi) = \frac{1}{1 + [100 \cdot (1 - p/p_s)^{2,25}]} \quad (1.35)$$

abgeleitet werden). Bereits eine relativ geringfügige Verringerung der Feuchte hat eine nachteilige Auswirkung auf die Geschwindigkeit der Hydratationsreaktionen zur Folge. Die Störung ist umso größer, je früher die Austrocknung beginnen und je niedriger der Hydratationsgrad bei Trocknungsbeginn war. Wichtig ist weiterhin, dass der Unterschied zur ungestörten Hydratation aufgehoben wird, wenn später wieder ein Anheben der Feuchte stattfindet.

Allgemein wird angenommen, dass nur bis zu relativen Feuchte von $p/p_s = 0,90$ die Hydratation unbeeinflusst verläuft. In vielen baupraktischen Fällen wird diese Feuchte tatsächlich nicht darunter absinken bis eine Zielfestigkeit erreicht ist. Dazu zählen massive Bauteile und vor Austrocknung geschützte Bauteile. Gleichzeitig wird deutlich, welche

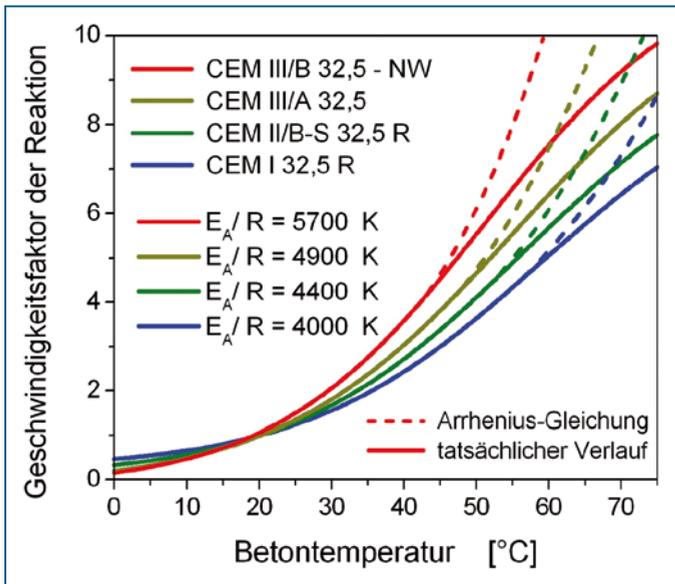


Bild 1.114 Geschwindigkeitskonstante $k(T)$ in Abhängigkeit von der Betonerhärtungs- und der Aktivierungstemperatur (Korrektur der Arrhenius-Beziehung 1.32 nach [1.47])

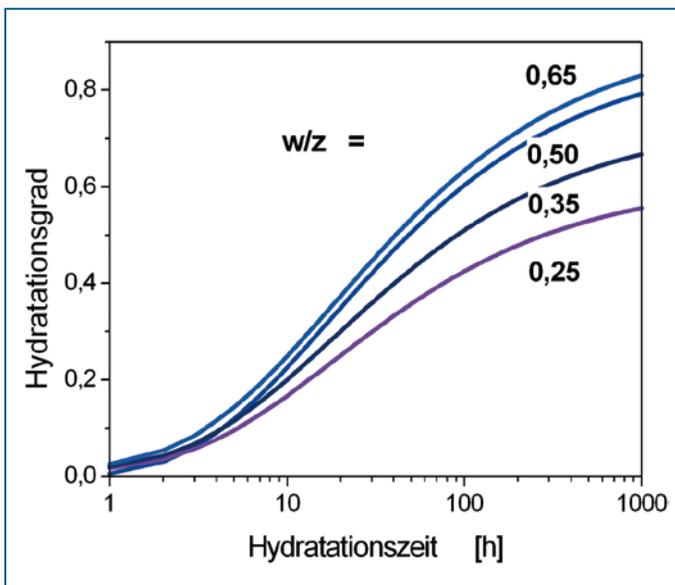


Bild 1.115 Entwicklung des Hydratationsgrades in Abhängigkeit vom Wasserzementwert (Berechnung nach Gleichung 1.34 und 1.35).

große Bedeutung die Nachbehandlung besitzt und dass vor allem die Randzone gefährdet ist.

Bei einer rel. Feuchte von 80 % war der Hydratationsfortschritt deutlich verringert. Insofern ist die Festlegung in 1045-3, dass bei 85 % r. LF keine Nachbehandlung erfolgen muss, zumindest bedenklich.

Ab einem Verhältnis $p/p_s = 0,60$ muss davon ausgegangen werden, dass keine nennenswerte Hydratation mehr stattfindet. Für die puzzolanische Reaktion der Flugasche wird dieser Grenzwert mit $p/p_s = 0,70$ angenommen.

1.10 Literatur

- [1.1] Stark, J.; Wicht, B.: Zement und Kalk. Birkhäuser Verlag, Basel, 2000.
- [1.2] Westphal, T.: Quantitative Rietveld-Analyse von amorphen Materialien am Beispiel von Hochofenschlacken und Flugaschen. Dissertation, Martin-Luther-Universität Halle-Wittenberg, 2007.
- [1.3] Hesse, C.: Der Reaktionsverlauf der frühen Hydratation von Portlandzement in Relation zur Temperatur. Dissertation, Universität Erlangen – Nürnberg, 2009.
- [1.4] Enders, M.; Berger, M.: Quantitative Röntgenbeugungsanalyse (RBA, Rietveld-Analyse) in Zementwerken: Qualitätskontrolle bei der Klinkerproduktion. ZKG International 60 (2007) H. 5, S. 50–59.
- [1.5] Stutzman, P.E.; Leigh, S.: Compositional Analysis of NIST Reference Material Clinker 8486. National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, 2001.
- [1.6] Ehrenberg, A.: Hüttensand – Ein leistungsfähiger Baustoff mit Tradition und Zukunft. Beton-Informationen (2006), H. 4, S. 35–63; H. 5, S. 67–95.
- [1.7] Locher, F.W.: Zement. Verlag Bau + Technik, Düsseldorf, 2000.
- [1.8] Chen, W.: Hydration of Slag Cement. Theory, Modeling and Application. Dissertation, Univ. of Twente, 2006.
- [1.9] Hüttl, R.: Der Wirkungsmechanismus von Steinkohlenflugasche als Betonzusatzstoff. Dissertation, TU Berlin, 2000.
- [1.10] Sybertz, F.: Beurteilung der Wirksamkeit von Steinkohlenflugaschen als Betonzusatzstoff. DAfStb Heft 434, Beuth Verlag, Berlin, 1993.
- [1.11] Ehrhardt, D.; Pfeifer, C.; Möser, B.: Bildanalyse in der Baustoffforschung. 17. ibausil, Tagungsbericht P2.20. Bauhaus-Universität, Weimar, 2009.
- [1.12] Locher, F.W.; Richartz, W.; Sprung, S.: Erstarren von Zement. Teil I – Reaktion und Gefügeentwicklung. Zement-Kalk-Gips 29 (1976) H. 10, S. 435–442.
- [1.13] Parrot, H.J.; Killoh, D.C.: Prediction of Cement Hydration. In: the Chemistry and Chemically-Related Properties of Cement. British Ceramic Proceedings, No.35, Sept. 1984.
- [1.14] Henning, O.; Knöfel, D.: Baustoffchemie. 5. aktualisierte Auflage. Verlag für Bauwesen, Berlin und Bauverlag, Wiesbaden, 1997.
- [1.15] Bild-Archiv des F.A. Finger-Institutes an der Bauhaus-Universität Weimar (Dr. B. Möser).
- [1.16] Brouwers, H.J.H.: The work of Powers and Brownyard revisited
Part 1 – Cement and Concrete Research 34 (2004), pp. 1697–1716.
Part 2 – Cement and Concrete Research 35 (2005), pp. 1922–1936.
Part 3 – In: 12th International Congress on the Chemistry of Cement, Montreal July 2007.

- [1.17] König, H.: Untersuchungen zur Kinetik grundlegender Reaktionsschritte bei der Hydratation von Portland- und Hochfenzementen. Dissertation, TU München, 2010.
- [1.18] Schneider, C.: Zur Konstitution von Hüttenand, seiner quantitativen Bestimmung und seinem Festigkeitsbeitrag im Zement. Dissertation, TU Clausthal, 2007.
- [1.19] Hinrichs, W.: Untersuchungen zur Hydratation von Schlackenportlandzementen. Dissertation, TU Clausthal, 1987.
- [1.20] Hårdtl, R.: Veränderung des Betongefüges durch die Wirkung von Steinkohlenflugasche und ihr Einfluss auf die Betoneigenschaften. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 448, Beuth Verlag, Berlin, 1995.
- [1.21] Hüttl, R.: Der direkte Nachweis des Reaktionsmechanismus von Steinkohlenflugasche. Beton-Informationen 40 (2000), H. 5, S. 63–75, Verlag Bau + Technik, Düsseldorf.
- [1.22] Bentz, D.P.; Remond, S.: Incorporation of Fly Ash into a 3-D Cement Hydration Model. National Institute of Standards and Technology (NIST). Publication NISTIR 6050, August 1997.
- [1.23] Persson, B.: Silica fume concrete after 155 months. Lund Institute of Technology, 2005.
- [1.24] Kustermann, A.: Einflüsse auf die Bildung von Mikrorissen im Betongefüge. Dissertation, Univ. d. Bundeswehr, München, 2005.
- [1.25] Lea's Chemistry of Cement and Concrete. 4th Ed. Elsevier Science & Technology Books, Butterworth-Heinemann, Burlington, 2004.
- [1.26] Meng, B.; Wiens, U.: Wirkung von Puzzolanen bei extrem hoher Dosierung – Grenzen der Anwendbarkeit. 13. Int. Baustofftagung (ibausil), Weimar 1997. Tagungsbeitrag 1-0175-1-0186.
- [1.27] Bakharev, T.: Resistance of geopolymer material to acid attack. Cement and Concrete Research 35 (2005) No. 4, pp. 658–670.
- [1.28] Weil, M.; Buchwald, A.; Dombrowski, K.: Development of geopolymers supported by system analysis. Proc. of the 2nd Int. Symposium of Non-Traditional Cement and Concrete, 2005.
- [1.29] Wallah, S.E.; Rangan, B.V.: Low-calcium fly ash-based geopolymer concrete: Long-term properties. Research Report GC 2. Curtin Univ. of Technology, Perth, 2006.
- [1.30] Keienburg, R.-R.: Kornverteilung und Normfestigkeit von Portlandzement. Schriftenreihe der Zementindustrie, Heft 42. Beton-Verlag, Düsseldorf, 1976.
- [1.31] Krogbeumker, G.: Beitrag zur Beurteilung des Zementsteingefüges in Abhängigkeit von der Mahlfineinheit, dem Wasserzementwert und der Hydratationstemperatur. Dissertation, TH Aachen, 1971.
- [1.32] HYMOSTRUC: Simulation model for cement hydration and virtual microstructures (Version 2010). Delft University of Technology, Faculty Civil Engineering & Geosciences, 2010.
- [1.33] Breugel, K. van: Simulation and formation of structure in hardening cement-based materials (HYMOSTRUC). 2nd Edition, Delft University Press, 1997.
- [1.34] Hinrichs, W.; Odler, I.: Investigations on the hydration of Portland blast furnace slag cement. Advances of Cement Research 2 (1989) No. 5, pp. 9–13.
- [1.35] Soerensen, E.V.: Properties of concrete with fly-ash cement or fly-ash addition. Int. Conference on Slags and Blended Cements. Mons (Belgien), September 1981.
- [1.36] Taplin, J. H.: A Method for Following the Hydration Reaction in Portland Cement Paste, Australian Journal of Applied Sciences 10(1959)p. 329–345.
- [1.37] Spears, R. E.: The 80 Percent Solution to Inadequate Curing Problems. Concrete International 1983, April, pp. 15–18.

- [1.38] Jensen, O.M.; Hansen, P.F.: Autogenous Deformation and Change of the Relative Humidity in Silica Fume-Modified Cement Paste. *ACI Materials Journal* 93 (1996), H. 6, S. 539–543.
- [1.39] Peng, Y. et al.: Thermo-kinetics of Cement Hydration: Temperature Effect and Activation Energy. *Advances in Concrete through Science and Engineering*. Evanston 2004. RILEM-Proceeding 048.
- [1.40] Kjellsen, K.O.: Physical and mathematical modelling of hydration and hardening of Portland cement concrete as a function of time and curing temperature. Dissertation, Norwegian Institute of Technology, Trondheim, 1990.
- [1.41] Abdel-Jawad, Y.; Haddad, R.: Effect of Early Overloading of Concrete on Strength at Later Ages. *Cement and Concrete Research* (1992), No. 5, pp. 927–936.
- [1.42] Röhling, S.; Glebow, W.: Untersuchungen zur Entwicklung der Betondruckfestigkeit bei Belastungen während der Erhärtung. Forschungsbericht, Technische Hochschule Leipzig, Sektion Bauingenieurwesen, September 1986.
- [1.43] Rostasy, F.S.; Gutsch, A.-W.: Der Hydratationsgrad – Universeller Zustandsparameter der Erhärtung des jungen Betons. In: *Betonbau in Forschung und Praxis*, S. 65–72. Verlag Bau + Technik, Düsseldorf 1995.
- [1.44] Huckfeldt, J.: Thermomechanik hydratisierenden Betons – Theorie, Numerik und Anwendungen. Dissertation, TU Braunschweig, 1993.
- [1.45] Catharin, P.: Hydratationswärme und Festigkeitsentwicklung. *Mitteilungen aus dem Forschungsinstitut der österreichischen Zementfabrikanten*, Heft 31, Wien, 1978.
- [1.46] Paulini, P.: Chemical shrinkage as indicator for hydraulic bond strength. *Proc. of the 10th Int. Congress on Chemistry of Cement*, Gothenburg, Sweden, Vol. 2, Paper 2ii 072, 1997.
- [1.47] Schlüßler, K.H.: *Der Baustoff Beton. Grundlagen der Strukturbildung und der Technologie*. Verlag für Bauwesen, Berlin, 1990.
- [1.48] Schindler, A.K.; Folliard, K.J.: Influence of supplementary cementing materials on the heat of hydration of concrete. *Conference Advances in Cement and Concrete*, Colorado, Aug. 2003.
- [1.49] Waller, V.: Relations entre composition, exothermic en cours de prise et resistance en compression des betons. Dissertation, LCPC, Paris, 1998.
Angaben in: De Larrard, F.: *Concrete Mixture Proportioning – A Scientific Approach*. Brunner-Routledge, Oxford, 1999.
- [1.50] Mills, R.H.: Factors Influencing Cessation of Hydration in Water-Cured Cement Pastes. *Special Report No. 90*. Highway Research Board, pp. 406–424, Washington, 1966.
- [1.51] Schindler, A.K.; Folliard, K.J.: Heat of Hydration Models for Cementitious Materials. *ACI Materials Journal* 102 (2005) Jan.-Febr., pp. 24–33.
- [1.52] Kjellsen, K.O.; Detwiler, R.J.: Reaction kinetics of Portland Cement mortars hydrated at different temperatures. *Cement and Concrete Research* 22 (1992), pp. 112–120.
- [1.53] Copeland, L.E.; Kantro, D.L.; Verbeck, G.: Chemistry of Hydration of Portland Cement. In: *4th Int. Symp. on the Chemistry of Cement*. Vol. 1, pp. 429–465, Washington D. C., 1960.
- [1.54] Nokken, M.R.: Development of Capillary Discontinuity in Concrete and its Influence on Durability. *Portland Cement Ass., R & D Serial No. 2861*, Skokie, 2004.
- [1.55] Fagerlund, G.: Chemically bound water as measure of degree of hydration. Method and potential errors. *Lund Institute of Technology, TVBM-3150*, Lund, 2009.
- [1.56] Brouwers, H.J.H.: Chemical reactions in hydrated Ordinary Portland Cement based on the work by Powers and Brownyard. In: *15. Internationale Baustofftagung (Ibausil) Weimar 2003*. Proceedings, S. 1-0553-1-0566.

- [1.57] Nothnagel, R.: Hydratations- und Strukturmodell für Zementstein. Dissertation, TU Braunschweig, 2007.
- [1.58] Pipat, T.: Study on Hydration, Microstructure and Performance of Fly Ash-Cement Pastes. Hokkaido University.
- [1.59] CEMHYD3D: A Three-Dimensional Cement Hydration and Microstructure Development Modelling Package (Version 2.0); National Institute of Standards and Technology (NIST).
- [1.60] Mehta, P.K.; Monteiro, P.J.M.: Concrete – Microstructure, properties, and materials. 3rd Ed.; McGraw-Hill, New York, 2006.
- [1.61] Jennings, H.M. et al.: Characterization and Modeling of Pores and Surfaces in Cement Paste: Correlations to Processing and Properties. *Journal of Advanced Concrete Technology* 6 (2008) No. 1, pp. 5–29.
- [1.62] Mabrouk, R.; Ishida, T.; Maekawa, K.: A unified solidification model of hardening concrete composite for predicting the young behavior of concrete. C[1.63] Ye, G.: Experimental Study and Numerical Simulation of the Development of the Microstructure and Permeability of Cementitious Materials. Dissertation, TU Delft, 2003.
- [1.64] Feldman, R.F.: Pore structure, permeability and diffusivity as related to durability. 8th Int. Congress on the Chemistry of Cement. Vol. 1, pp. 336–356, Rio de Janeiro, 1986.
- [1.65] Gaber, K.: Einfluss der Porengrößenverteilung in der Mörtelmatrix auf den Transport von Wasser, Chlorid und Sauerstoff im Beton. Dissertation, TH Darmstadt, 1989.
- [1.66] Ludwig, H.: Wasserbindung und Raumänderung von Zementstein. Dissertation, TU Clausthal, 1985.
- [1.67] Meng, B.: Charakterisierung der Porenstruktur im Hinblick auf die Interpretation von Feuchte-transportvorgängen. Dissertation, RWTH Aachen, 1993.
- [1.68] Schäffel, P.: Zum Einfluss schwindreduzierender Zusatzmittel und Wirkstoffe auf das autogene Schwinden und weiterer Eigenschaften von Zementstein. Dissertation, Bauhaus-Universität Weimar, 2009.
- [1.69] Baroghel-Bouny, V.: Water vapour sorption experiments on hardened cementitious materials. Part I and Part II, *Cement and Concrete Research* 37(2007), pp. 414–454.
- [1.70] Espinosa, R.A.; Franke, L.: Ink-bottle Pore-Method: Prediction of hygroscopic water content in hardened cement paste at variable climatic conditions. *Cement and Concrete Research* 36 (2006), pp. 1954–1968.
- [1.71] Hansen, T.C.: Physical structure of hardened cement paste. A classical approach. *Material and Structure*, 19 (1986), No. 114, pp. 423–436.
- [1.72] Verbeck, G.J.; Helmuth, R.A.: Structures and physical properties of cement pastes. Proc. 4th Int. Symp. on Chemistry of Cement. Tokyo 1968, Session 1, Principal Paper. Vol. III, pp. 1–36.
- [1.73] Norling Mjörnell, K.: Self-desiccation in concrete. Chalmers University of Technology, Dept. of Building Materials. Publ. P-94:2, Göteborg, 1994.
- [1.74] Nilsson, L.-O.: Hygroscopic moisture in concrete – drying, measurements and related properties. Lund Institute of Technology, Report TVBM-1003, Lund, 1980.
- [1.75] Powers, T.C.: Structure and physical properties of hardened Portland cement paste. *Journal of the American Ceramic Society* 41 (1958) No. 1, pp. 1–6.
- [1.76] Wittmann, F.H.: Grundlage eines Modells zur Beschreibung charakteristischer Eigenschaften des Betons. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 290. Verlag Wilh. Ernst & Sohn, Berlin, 1977.

- [1.77] Kreijger, P.C.: The Skin of Concrete – Composition and Properties. *Materiaux et Constructions*, 4 (1971) No. 20, pp. 107–114.
- [1.78] Bentur, A.; Jaegermann, C.: Effect of Curing and Composition on the Properties of the Outer Skin of Concrete, *Journal of Materials in Civil Engineering* (1991) No. 3, pp. 252–262.
- [1.79] Zimbelmann, R.: Zusammenhänge zwischen Mikrogefüge, Mehlkorn und Korrosionswiderstand von Beton am Beispiel des Frost-Tausalz-Widerstandes. In: *Baustoffe. Forschung, Anwendung, Bewährung. Festschrift zum 60. GB Prof. Springenschmid*, S. 484–496. TU München, 1989.
- [1.80] Rehm, G.; Diehm, P.; Zimbelmann, R.: Technische Möglichkeiten zur Erhöhung der Zugfestigkeit des Betons. *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 283*. Ernst & Sohn, Berlin, 1977.
- [1.81] König, G.; Tue, V.T.; Zink, M.: *Hochleistungsbeton – Bemessung, Herstellung, Anwendung*. Ernst & Sohn, Berlin, 2001.
- [1.82] Lenkenhoff, R.: *Mikroskopischer Nachweis der Rißentwicklung im Betongefüge*. Dissertation, Ruhr-Universität Bochum, 1998.
- [1.83] Pratt, P.L.: Relationships between Microstructure and Engineering Properties. *Materials Research, Society* 85 (1987) pp. 145–155.
- [1.84] Odler, I.: Strength of cement (final report). RILEM Technical Committee 68-MMH. *Materials and Structures* 24 (1991) pp. 143–157.
- [1.85] Igarashi, S.: Effects of curing conditions on the evolution of coarse capillary pores in cement pastes. In: *Int. RILEM Symposium on Concrete Science and Engineering, 2004*; pp. 105–116.
- [1.86] Mitsushita, T. et al.: Effect of Curing Temperature and Water to Cement Ration on Hydration of Cement Compounds. *Proc. of 12th Int. Congress on Chemistry of Cement, TH2-07.3*. 2007.
- [1.87] Powers, T.C.: A discussion of cement hydration in relation to the curing of concrete. *Proc. Highway Research Board* 27 (1947), pp. 178–188.
- [1.88] *Concrete Manual*. 8th Edition, U.S. Bureau of Reclamation, 1981 (aus: [1.60]).
- [1.89] Schießl, P.: Wirkung von Steinkohlenflugaschen im Beton. *Beton* 40 (1990) Nr. 12, S. 519–523 (siehe auch: *Flugasche im Beton – Handbuch*. 2. Auflage. Verlag Bau + Technik, Düsseldorf 2008).
- [1.90] Lawrence, C.D.: Measurements of permeability. 8th Int. Congress on »Chemistry of Cement«. Vol. 5, Theme 4, Rio de Janeiro, 1986.
- [1.91] Powers, T.C.; Copeland, L.E.; Hayes, J.C.; Mann, H.M.: Permeability of Portland Cement Paste. *Journal of the American Concrete Institute* 51 (1954) pp. 285–298. *PCA Bulletin* No. 53.
- [1.92] Brandt, A.M.: *Cement-Based Composites. Materials, Mechanical Properties and Performance*. 2nd Ed. Routledge, Taylor & Francis Group, London and New York, 2009.
- [1.93] Powers, T.C.; Brownyard, T.L.: Studies of the Physical Properties of Hardenend Portland Cement Paste. In: *Bulletin* 22, Research Laboratories of the Portland Cement Ass. 43 (1947) pp. 1–9.
- [1.94] Powers, T.C.; Copeland, L.E.; Mann, H.M.: Capillary Continuity or Discontinuity in Cement Pastes. *Portland Cement Ass., Research Dept., Bulletin* 110, Skokie, 1953.
- [1.95] Bentz, D.P.; Garboczi, E.J.: Percolation of phases in a threedimensional cement paste microstructural model. *Cement and Concrete Research* 21 (1991), pp. 325–344.
- [1.96] Garboczi: Microstructure and transport properties of concrete. In: *Performance Criteria for Concrete Durability*, pp. 198–212. RILEM, TC 116-PCD (Ed. by J. Kropp und H.K. Hilsdorf). E & F.N. Spon, London, 1995.
- [1.97] Neville, A.M.: *Properties of Concrete*. 4*th* Edn. Longman Group Ltd., Harlow, 1995.

- [1.98] Schönlin, K. F.: Permeabilität als Kennwert der Dauerhaftigkeit von Beton. Schriftenreihe des Institutes für Massivbau und Baustofftechnologie der TU Karlsruhe, Heft 8, 1989.
- [1.99] Levitt, M.: The ISAT – A Non-Destructive Test for the Durability of Concrete. *British Journal of Non-Destructive Testing* 1971 (July), pp. 106–112.
- [1.100] Steinert, J.: Zerstörungsfreie Ermittlung der Wassereindringtiefe in Kiesbeton am Bauwerk.
- [1.101] Nielsen, E. P.; Geiker, M. R.: Chloride diffusion in partially saturated cementitious material. *Cement and Concrete Research* 33 (2003), pp. 133–138.
- [1.102] Wei, Y.: Modeling of autogenous deformation in cementitious materials, restraining effect from aggregate, and moisture warping in slabs on grade. Dissertation, University of Michigan, 2008.
- [1.103] Powers, T. C.: The properties of fresh concrete. John Wiley & Sons, Inc., New York, 1986.
- [1.104] Schmidt, D.; Slowik, V.; Schmidt, M.; Fritzsche, R.: Auf Kapillardruckmessung basierende Nachbehandlung von Betonoberflächen im plastischen Materialzustand. *Beton- und Stahlbeton* 102 (2007) H. 11, S. 789–796.
- [1.105] Roper, H.: Dimensional change and water sorption studies of cement paste. In: *Symp. on Structure of Portland Cement Paste and Concrete*. Washington, D.C. 1966, pp. 74–83.
- [1.106] Pickett, G.: Effect of aggregate on shrinkage of concrete and hypothesis concerning shrinkage. *Journal of ACI* 52 (1956) No. 5, pp. 581–590.
- [1.107] Breugel, K. van; Guang, Y.: Multi-scale modelling: The Vehicle for Progress in Fundamental and Practice-Oriented Research. 2nd Int. Symp. Nanotechnology in Construction, Bilbao 2005.
- [1.108] Wittmann, F. H.: Specific aspects of durability of strain-hardening cement-based composites. *Int. Journal Restoration of Buildings and Monuments* 12(2006) No. 2, pp. 109–118.
- [1.109] Guse, U.; Hilsdorf, H. K.: Dauerhaftigkeit hochfester Betone. *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton*, Heft 487. Beuth Verlag, Berlin, 1998.
- [1.110] Attiogbe, E. K.; Darwin, D.: Strain due to submicrocracking in Cement Paste and Mortar. *ACI Materials Journal* (1988) Jan.-Feb., pp. 3–11.
- [1.111] Li, V. C.; Yang, E.: Self Healing in Concrete Materials. In: *Self Healing Materials* (Ed. S. van der Zwang). Springer Series in Material Science, No. 100, Dordrecht (NL), 2007.
- [1.112] Tsukamoto, M.: Untersuchung zur Durchlässigkeit von faserfreien und faserverstärkten Betonbauteilen mit Trennrissen. Dissertation, TH Darmstadt, 1991.
- [1.113] Neville, A. M.: Autogenous Healing – A Concrete Miracle ? *Concrete International* (2002) No. 11, pp. 76–82.
- [1.114] Schießl, P.; Edvardsen, C.: Maßgebende Einflussgrößen auf die Wasserdurchlässigkeit von gerissenen Stahlbetonbauteilen. In: *Forschung, Vorträge der DBV-Arbeitstagung 1993*, S. 25–32. Deutscher Beton-Verein, Wiesbaden, 1993.
- [1.115] Edvardsen, C.: Wasserdurchlässigkeit und Selbstheilung von Trennrissen in Beton. *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton*, Heft 455. Beuth Verlag, Berlin, 1996.
- [1.116] Heide, N. ter; Schlagen, E.: Selfhealing of early age cracks in concrete. *Proc. of the 1st Int. Conf. on Self Healing Materials*. Noordwijk aan Zee, 2007.
- [1.117] Ye, G.; Breugel, K. van: Potential of HYMOSTRUC hydration model for self-healing of microcracks in cementitious materials. *Proc. of the 1st Int. Conf. on Self Healing Materials*, Noordwijk aan Zee, 2007.
- [1.118] Brown, E. N.; Sottos, N. R.; White, S. R.: Fracture Testing of a Self-Healing Polymer Composite. *Int. Journal of Experimental Mechanics* 42 (2001) No. 4, pp. 372–379.

- [1.119] Alter, L.: Self-healing concrete could mean longer life. Univ. of Rhode Island, 2010.
- [1.120] Wasserundurchlässige Baukörper aus Beton. Deutscher Beton-Verein, Wiesbaden, Juni 1996.
- [1.121] Planung und Bau von Wasserbehältern. Deutscher Verein des Gas- und Wasserfachs. DVGW-Regelwerk Nr. W 311. Frankfurt, 1988.
- [1.122] Lohmeyer, G.; Ebeling, K.: Weiße Wannen – einfach und sicher. 9. Auflage, Verlag Bau + Technik, Düsseldorf, 2009.
- [1.123] Alègre, R.: La Calorimétrie des Ciménts au CERILH, Paris, 1961.
- [1.124] Paprocki, A.; Wolska-Kotanska, C.: Einfluss der Flugaschezusätze auf die Hydratationswärme und andere Eigenschaften der Portlandzemente. TIZ-Fachberichte 103 (1979) H. 7, S. 406–413.
- [1.125] Rakel, K.: Beitrag zur Bestimmung der Hydratationswärme von Zementen. Dissertation, RWTH Aachen, 1965.
- [1.126] König, G.; Bergner, H.: Mindestbewehrung für zwangbeanspruchte Bauteile aus Hochleistungsbeton. Vortrag zur VDBV-Arbeitstagung »Forschung«, S. 13–22. Wiesbaden, November 1996.
- [1.127] Hintzen, W.: Zum Verhalten des jungen Betons unter zentrischem Zwang beim Abfließen der Hydratationswärme. Schriftenreihe der Zementindustrie, Heft 59. Verlag Bau + Technik, Düsseldorf, 1998.
- [1.128] Spohn, E.: Zemente für Mass beton. Heidelberger Portländer (1963) Nr. 3, S. 25–29.
- [1.129] Röhling, S.: Zwangsspannungen infolge Hydratationswärme. Verlag Bau + Technik, Düsseldorf, 2009.
- [1.130] De Schutter, G.; Taerwe, L.: General Hydration Model for Portland Cement and Blast Furnace Slag Cement. Magazine of Concrete Research 25 (1995) No. 3, pp. 593–604.
- [1.131] Czernin, W.: Das Schwinden des Betons. In: Betonstein-Zeitung, (1960), S. 460–464.
- [1.132] Pihlajavaara, S.E.: A review of some of the main results of a research on the aging phenomena of concrete. Cement and Concrete Research 4 (1974) No. 5, pp. 761–771.
- [1.133] Grube, H.: Ursachen des Schwindens von Beton und Auswirkungen auf die Betonbauteile. Verein Deutscher Zementwerke, Schriftenreihe der Zementindustrie, Heft 52. Beton-Verlag, Düsseldorf, 1991.
- [1.134] Norling Mjörnell, K.: Moisture Conditions in High Performance Concrete – Mathematical Modelling and Measurements. Ph. Thesis, Chalmers University of Technology. Report P-97:6. Göteborg, 1997.
- [1.135] Byfors, J.: Plain concrete at early ages. Swedish Cement and Concrete Research Institute, Stockholm, 1980.
- [1.136] Lin, F.; Meyer, C.: Hydration kinetics modeling of Portland cement considering the effects of curing temperature and applied pressure. Cement and Concrete Research 39 (2009) pp. 255–265.
- [1.137] Peschel, M.; Mende, W.: The Predator-Prey-Model – Do We Live in a Volterra World? Akademie-Verlag, Berlin, 1986.
- [1.138] Dubovoy, V.; Gebler, S.; Klieger, P.; Whiting, D. Effects of ground granulated blastfurnace slags on some properties of pastes, mortars, and concretes. In: Blended Cements (Edn G. Frohnsdorff). ASTM, Special Publication No. 897, Philadelphia, 1986.
- [1.139] Wesche, K.: Baustoffe für tragende Bauteile. Band 2 – Beton, Mauerwerk. 3. Auflage; Bauverlag, Wiesbaden, 1993.
- [1.140] Dietrich, R.: Untersuchungen über die Wärmetönung und andere für Mass beton wichtige Eigenschaften von Beton aus Zementen mit unterschiedlichem Klinker- und Schlackengehalt. Dissertation, TH Stuttgart, 1959.

2 Erhärtung und Entwicklung der Eigenschaften des Betons

Charakteristisch für den Beton ist, dass sich die Eigenschaften erst während einer verhältnismäßig langen Erhärtungszeit entwickeln. Vom Frisch- zum Festbeton durchläuft der Erhärtungsprozess verschiedene Stadien, die schematisch in Bild 2.1 dargestellt sind und in denen der Beton unterschiedliche Eigenschaften aufweist. Eine exakte Abgrenzung ist dabei nicht möglich, da sich der Übergang fließend vollzieht und die Grenzen deshalb messtechnisch nicht eindeutig erfasst werden können. Eine begriffliche Unterteilung des gesamten Erhärtungszeitraums ist jedoch sinnvoll, da dadurch Prozessabschnitte bezeichnet werden, die aufgrund spezifischer Eigenschaften des Betons für die Verarbeitung relevant sind oder besonderer Aufmerksamkeit bedürfen. Für letzteres kann stellvertretend die Periode des »jungen Betons« genannt werden.

Die Gesichtspunkte zur Beurteilung des jeweiligen Zustands sind unterschiedlich. Wenn von der Verformbarkeit des Betons ausgegangen wird, kann in den plastischen Zustand (verarbeitbarer Frischbeton mit thixotropen Eigenschaften), den semi-plastischen Zustand (Übergangsstadium vom Erstarrungsbeginn bis zum Erstarrungsende mit einem sich formierenden selbsttragenden Feststoffgerüst) und den festen Zustand (ab dem Erstarrungsende und dem Beginn der Festigkeitsentwicklung bei kontinuierlicher Hydratation) unterteilt werden.

Aus technologischer Sicht wurde das Verhalten des Betons unmittelbar nach dem Einbringen, Verdichten und anschließendem Entformen mit dem Begriff »grüner Beton« charakterisiert, der für die Herstellung von Betonwaren von Bedeutung ist. Diese Phase endet nach allgemeiner Auffassung mit dem Beginn merklicher Erstarrung bzw. unwesentlicher Erstarrung, gelegentlich wird die Grenze beim Erstarrungsende gezogen.

Für die »Grünstandfestigkeit« sind noch nicht die Hydratation und Festigkeitsentwicklung, sondern die Fließgrenze und die Kapillarkräfte im Zementleim verantwortlich.

Weder der Erstarrungsbeginn noch das Erstarrungsende sind dabei eindeutig physikalisch definierte Zeitpunkte und sind auch abhängig von der Prüfmethode. Sie charakterisieren aber deutliche Veränderungen in der Struktur und im Verhalten des Frischbetons.

Nach dem Erstarren des Frischbetons beginnt die Phase des so genannten »jungen Betons«, die durch ständig und rasch zunehmende Geschwindigkeit der Verfestigung charakterisiert ist und mit dem Erreichen des Maximums am Wendepunkt (WP) in der Kurve der Festigkeitsentwicklung abschließt (Bild 2.1). Es ist zu diesem Zeitpunkt davon auszugehen, dass die sehr unterschiedlich verlaufende Entwicklung der mechanischen Kenngrößen beendet ist und die weitere Entwicklung der Eigenschaften in Kongruenz zueinander verläuft.

Auch für den »jungen Beton« gibt es keine allgemein gebrauchte Abgrenzung. Der Begriff wird auch verwendet, um die ersten 24 Stunden, die ersten Tage oder die ersten Wochen der Erhärtung zu bezeichnen.

Die weitere Festigkeitssteigerung vollzieht sich in dem nun weitgehend erhärteten Beton immer langsamer und klingt schließlich asymptotisch ab. Dafür stehen die Bezeichnungen »fast erhärteter« und »erhärteter« Beton, die durch den Prüftermin zur Feststellung

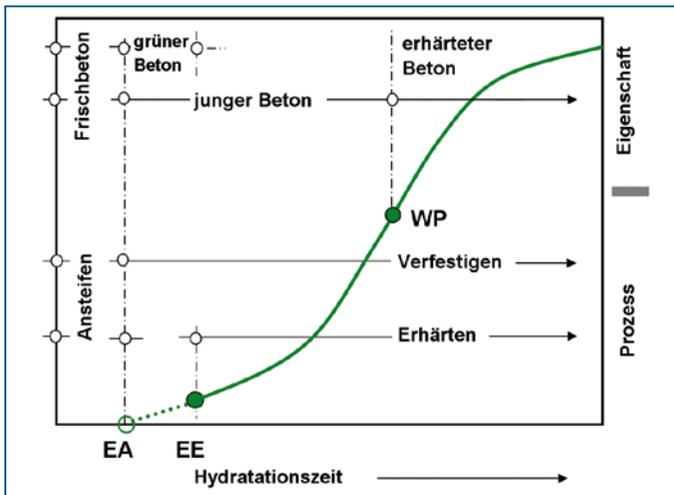


Bild 2.1 Abgrenzen der verschiedenen Phasen der Festigkeitsentwicklung des Betons
 (EA, EE = Erstarrungsanfang bzw. -ende
 WP = Wendepunkt der Festigkeitsentwicklung)

der Normdruckfestigkeit nach 28 Tagen Erhärtung bei Normlagerung oder einer dazu äquivalenten Erhärtungszeit unterteilt und abgegrenzt werden.

Bei Beton im jungen Alter ist besondere Aufmerksamkeit erforderlich, da die Hydratation beschleunigt abläuft, Hydratationswärme freigesetzt wird und temperaturbedingte Spannungen entstehen können, die mit Rissgefahr verbunden sind. Ein Grund für die Entstehung der Eigen- und Zwangsspannungen in jungen Betonbauteilen (Abschnitt 3.2) liegt darin, dass sich die Entwicklung der einzelnen Festigkeitskenngrößen nicht synchron vollzieht und die des E-Moduls vorausläuft (Abschnitt 2.4). Weiterhin können bereits sehr frühzeitig Beanspruchungen auftreten, die durch Gefrieren und Frost-Tauwechsel, frühzeitiges Ausschalen und Belasten der erhärtenden Bauteile verursacht (Abschnitt 2.7), die erforderlichen Festigkeitseigenschaften aber noch nicht vorhanden sind. Durch ein verstärktes Kriechen können größere Durchbiegungen, vor allem bei weit gespannten Deckenkonstruktionen, auftreten (Abschnitt 2.5). Der Schutz und die Nachbehandlung der erhärteten Bauteile hat demzufolge eine außerordentliche Bedeutung (Abschnitt 2.3). Spannungsunabhängig können, hygrisch bedingt, Schwindverformungen entstehen, die ebenfalls Rissbildungen hervorrufen (Abschnitt 2.2).

Der so genannte »junge Beton« ist insgesamt betrachtet eine außerordentlich kritische Entwicklungsperiode in der Herausbildung der Eigenschaften. Der Schutz vor frühzeitiger Austrocknung, Belastung und beeinträchtigender Einwirkungen, der in dem Begriff »Nachbehandlung« zusammengefasst ist, hat in diesem Zusammenhang herausragende Bedeutung (Abschnitt 2.3).

Die einzelnen Phänomene werden in den angegebenen Abschnitten behandelt, da eine Zusammenführung der spezifischen Probleme im folgenden Abschnitt 2.1 nicht möglich ist.

Zur Vermeidung von Schäden sind teilweise Mindestfestigkeiten bzw. Mindestfristen festgelegt worden, wie z. B. beim erstmaligen Gefrieren des Betons, der Entfernung der Schalungsstützen, der Belastung der Stahlbetonkonstruktion während der Bauzeit usw. (Abschnitt 2.7). Für die meisten Entscheidungen während der Baudurchführung besteht deshalb die Notwendigkeit, dass die Festigkeitsentwicklung bzw. das Verformungsverhalten bekannt ist.

Eine grobe Einschätzung der Festigkeitsentwicklung ist mit Richtwerten möglich, die aber mit einem breiten Streubereich verbunden sind (Abschnitt 2.4). Für bestimmte beton-technische Aufgaben werden deshalb experimentelle Untersuchungen zur Bestimmung des Festigkeitsverhaltens des jungen Betons durchgeführt. Ausgehend von Versuchsergebnissen wird zunehmend eine mathematische Formulierung des Erhärtungsverlaufes und der Kenngrößen vorgenommen, um z. B. die Festigkeit zu beliebigen Zeitpunkten zuverlässig einschätzen zu können und die Einbeziehung der Eigenschaftsänderungen mit der Zeit in Computerprogramme zu ermöglichen (Abschnitt 2.4).

Ausgehend von der Druckfestigkeit des Betons als maßgebende Größe zur Einteilung in Betonklassen und Charakterisierung der Eigenschaften werden andere Festigkeitsparameter, z. B. die Zugfestigkeit und der E-Modul darauf bezogen bzw. die Kennwerte davon abgeleitet. Da die Faktoren, die auf die Festigkeitsentwicklung einwirken, die einzelnen Kenngrößen unterschiedlich beeinflussen, sind bei diesen Umrechnungsfaktoren größere Streubreiten zu erwarten, die bei der Verwendung im konkreten Fall zu beachten sind (Abschnitt 2.4).

Die Prüfung der Betonfestigkeit des Bauteiles während der Erhärtung ist je nach Konstruktion des Bauwerkes mit Schwierigkeiten verbunden (Abschnitt 2.8). Zur Qualitätssicherung wurden deshalb indirekte Verfahren entwickelt, die die Erhärtung im Bauteil simulieren oder berechnen und dabei von dem gravierenden Einfluss der Temperatur auf die Festigkeitsentwicklung ausgehen (Abschnitte 1.9.3 und 2.6). Die Anwendung dieser Verfahren in der Baudurchführung zur Abschätzung der Erhärtungsdruckfestigkeit ist an eine Feststellung der Temperatur im Bauteil gebunden. Der Einfluss der Temperatur wird über so genannte Reife-Beziehungen berücksichtigt.

Eine besondere Problematik stellt das Langzeitschwinden dar, das spannungsunabhängig und während des gesamten Zeitraumes vom Einbau bis zur Erhärtung nach Jahren auftritt (Abschnitt 2.2). Die daraus resultierenden Verformungen können zu Verkrümmungen und Durchbiegungen der Bauteile sowie infolge innerer oder äußerer Behinderung zu Spannungen führen, die Mikrorisse, Oberflächenrisse und Trennrisse zur Folge haben. Die Folgen sind eine optisch unbefriedigende Oberfläche sowie eine Verminderung der Festigkeit und Homogenität, die die Dauerhaftigkeit und Gebrauchstauglichkeit beeinträchtigt. Auch in diesem Fall ist die sorgfältige Nachbehandlung des Betons außerordentlich wichtig (Abschnitt 2.3).

2.1 Grüner und junger Beton

Unmittelbar nach der Wasserzugabe setzen Hydratationsreaktionen ein, deren Abfolge und Intensität durch die chemisch-mineralogische Zusammensetzung des Zementes und den Reaktionsmechanismus bestimmt werden (Abschnitt 1.2.2). Beeinflusst werden die Vorgänge durch Zusatzmittel, Zusatzstoffe und die Hydratationsbedingungen (Temperatur,

Druck usw., Abschnitt 1.2.3). Aus dem Zementleim bildet sich in zeitlicher Reihenfolge mit fließenden Übergängen durch Ansteifen, Erstarren und Erhärten der Zementstein, dessen Eigenschaften sich erst über einen längeren Zeitraum hinweg entwickeln. Die Abfolge ist in Bild 2.2 anhand des Hydratationsgrades und der Würfeldruckfestigkeit dargestellt. Aus diesem Sachverhalt ergeben sich die zu beachtenden Besonderheiten in der Anfangsphase der Erhärtung und die notwendigen Schutzmaßnahmen des jungen Betons.

2.1.1 Besonderheiten in der Anfangsphase der Erhärtung

Während der anfänglichen, topochemischen Reaktionen an den Zementpartikeln werden erste Hydrate gebildet, die aber für eine nennenswerte und messbare Festigkeit nicht ausreichen. Der Wendepunkt (WP, Bild 2.2) in der Kurve der Wärmerate signalisiert jedoch, dass die Erstarrung des Zementleimes einsetzt. Das Maximum der Hydratationsgeschwindigkeit und damit auch der Wärmerate zeigt an, dass sich der Übergang zur diffusionskontrollierten Reaktion vollzieht, das Erstarrungsende erreicht ist und die Festigkeitsentwicklung beginnt (vgl. Bild 1.13 und Bild 1.14). Die Differenz zwischen dem Hydratationsfortschritt und der Festigkeitsentwicklung führt dazu, dass frühzeitig Verformungen infolge der chemischen Wasserbindung auftreten, die vom Gefüge nicht aufgenommen werden können (Bild 2.3).

Wenn dem Frischbeton während der Liegezeit Wasser durch Verdunstung entzogen wird, treten Kapillarkräfte auf, die plastische Schwindrisse erzeugen können.

Die Verdunstung und Austrocknung bleibt während der gesamten Festigkeitsentwicklung von großem Einfluss. Neben Schwindverformungen und daraus resultierenden Rissbildungen treten Minderfestigkeiten auf, weil der erforderliche Hydratationsgrad nicht erreicht wird.

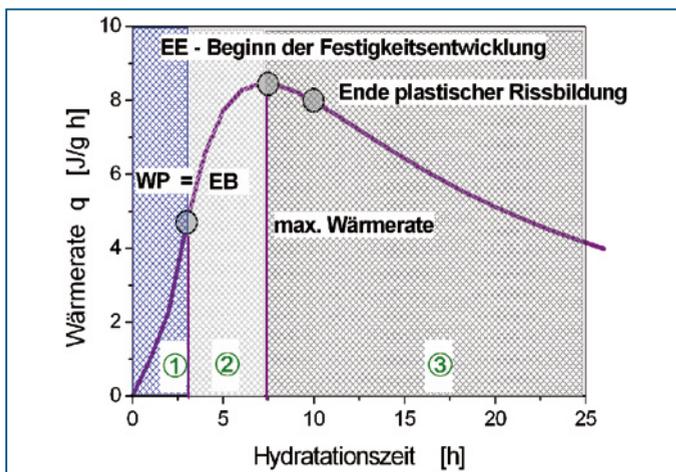


Bild 2.2 Geschwindigkeit der Wärmeentwicklung in der Anfangsphase der Hydratation und Zustand der Festigkeitsbildung (WP = Wendepunkt der Wärmerate; EB, EE = Erstarrungsbeginn und -ende). ① bis ③ geben die Stadien der Festigkeitsbildung an (s. o.)

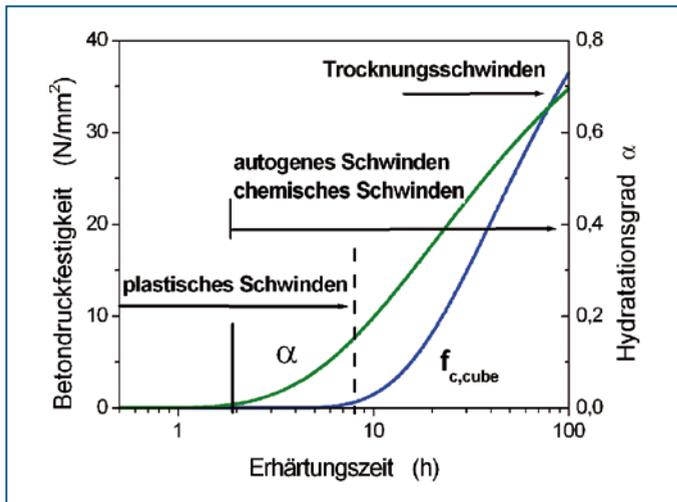


Bild 2.3 Entwicklung des Hydratationsgrades α und Würfeldruckfestigkeit $f_{c,cube}$ sowie Verformungen im jungen Beton

2.1.2 Sedimentation des Frischbetons

Durch den Verdichtungsvorgang sinken unter Schwerkrafteinfluss die Gesteinskörnungen nach unten und Anmachwasser steigt auf, ein Vorgang, der als »Bluten« bezeichnet wird. Diese Wasserabsonderung beginnt während oder nach der Verarbeitung des Betons und dauert bis zum Beginn des Erstarrungsvorganges oder auch darüber hinaus an (Bild 2.4). Das Bluten nimmt zunächst gleichmäßig zu und kommt bei Zementleim nach 1–2 Stunden zum Stillstand; bei Betonen dauert der Vorgang über 3 Stunden an. In der Neigung und der Dauer zum Bluten unterscheiden sich die Betone deutlich. In [2.1] wird dazu angegeben, dass normale Konstruktionsbetone (auch Sichtbeton und Beton für befahrene Bauteile) eine geringere und über einen Zeitraum von 3–8 Stunden stetig ansteigende Wassermenge aus dem Bluten zeigen. Davon unterscheiden sich Betone mit starkem Bluten, das deutlich länger andauern kann (Massenbeton, Bohrpfahlbeton. 12–36 Stunden). Betone mit geringem Wasserzementwert und Zusatz von Silikastaub zeigen kein oder nur ein geringes Bluten.

Die Setzungen können erheblich sein, bis etwa 5 % der ursprünglichen Abmessungen betragen [2.2] und sich unterschiedlich auswirken. Bei horizontalen Bauteilen bildet sich auf der Oberfläche nicht nur eine Wasserschicht aus (Bild 2.4), sondern es findet eine Wasseranreicherung in der Betonrandzone statt. Die Folge können Festigkeitsminderungen und ungenügende Frostbeständigkeit bei Verkehrsflächen sowie zu geringe Haftzugfestigkeit bei Beschichtungen sein.

Unter Bewehrungsstäben und Schalungen für Aussparungen können sich ebenfalls wasserreiche Zonen ausbilden. Neben Verbundstörungen und Reduzierung der aufnehmbaren Betonzugkräfte können bei den oberen Bewehrungslagen Längsrisse auftreten (Bild 2.5). Neben der Unterschreitung der vorgegebenen Bauteilhöhe kann es in gravierenden Fällen zum Freilegen der Bewehrung kommen.

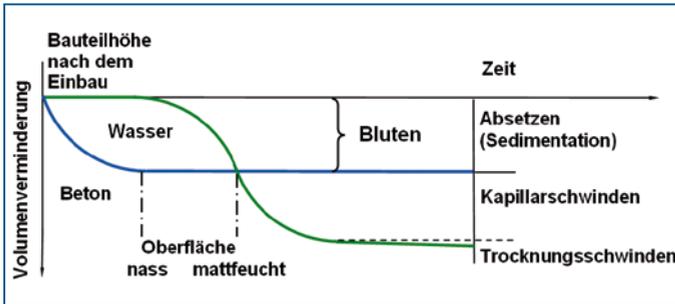


Bild 2.4 Volumenveränderungen durch Absetzen, Bluten und Schwinden

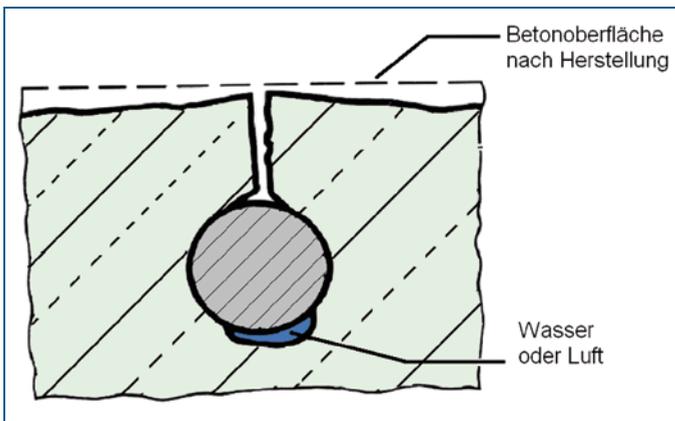


Bild 2.5 Rissbildung und Wasseransammlung bei einem Bewehrungsstahl infolge Setzen des Frischbetons (nach [2.8])

Bei vertikalen Bauteilen steigt das durch Bluten freigesetzte Wasser aufgrund des Dichteunterschiedes an der Grenzfläche zwischen Beton und Schalung auf. Die dadurch hervorgerufene Schlierenbildung kann bei Sichtbeton zu einem mangelhaften Erscheinungsbild führen.

In Stützen tritt ein Nachsacken des Frischbetons auf, das beim gleichzeitigen Betonieren von angeschlossenen Balken zu einer Trennung in den Konstruktionsgliedern führt.

Bei Bohrpfehlen entstehen aufgrund der weichen Konsistenz und der großen Frischbetondrucke vergleichbare Schadensbilder durch das Absacken fertig betonierter Oberflächen (Bohrpfehlkaries) und optisch mangelhafter Ausbildung von Sichtflächen an Schlitzwandelementen. Starkes Bluten führt zur Ausbildung von Wasserkanälen, die die Betondeckung reduzieren und sogar die Bewehrung freilegen können.

Die vertikale Volumenkontraktion wird im Hochbau gewöhnlich durch die weitere Betonierfolge ausgeglichen. Bei Bohrpfehlen wird nach dem Abtragen der verunreinigten Schicht die Sollhöhe unterschritten, so dass ein zusätzlicher Betongang oder eine kostenintensive Sanierung erforderlich wird.

Das Bluten tritt bei Frischbetonzusammensetzungen mit zu geringem Wasserrückhaltevermögen auf, d. h. besonders bei Verwendung grob gemahlener Zemente und bei Zementleimen mit höherem Wassergehalt. Eine Verringerung des Blutens kann demzufolge durch Zemente mit größerer spezifischer Oberfläche, höherem Zementgehalt und vor allem durch einen abgestimmten Mehlkorngelhalt erreicht werden. Ein minimaler Mehlkorngelhalt ist erforderlich, um eine möglichst große Packungsdichte des Korngerüsts zu erreichen. Ein maximaler Mehlkorngelhalt darf nicht überschritten werden, da ansonsten bei gleicher Konsistenz ein höherer Wasseranspruch besteht. Weiterhin übt der sich im Bauteil aufbauende Druck des Frischbetons einen Einfluss aus und ist besonders bei hohen Bauteilen zu beachten. Zu Bohrpfehlbeton gibt es spezielle Hinweise.

Die Dauer und der Umfang werden durch die Frischbetontemperatur erheblich beeinflusst. Bild 2.6 zeigt, dass die Verringerung der Temperatur von 30 °C auf 10 °C zu einer Verlängerung der Blutwasserabgabe von 60 % bzw. 100 % führt.

Derzeit sind in der Baupraxis keine allgemein gültigen Prüfverfahren und demzufolge auch keine Prüfkriterien zur Beurteilung dieser besonderen Frischbetoneigenschaft vorhanden. Die in den letzten Jahrzehnten entwickelten Verfahren waren im Wesentlichen auf den Einsatz im Labor beschränkt, eine Übersicht dazu geben [2.1] und [2.3]. Ein Beispiel ist die Ermittlung des Blutens von Frischbeton unter Druck nach DIN EN 480-4. Dabei wird die Wasserabsonderung an der Oberfläche des Prüfkörpers bestimmt und quantitativ bewertet.

Ein neueres und für die Praxis besser geeignetes Verfahren ist in [2.3] beschrieben, Untersuchungen über die Anwendbarkeit sind in [2.1] dargestellt. Bei dem so genannten Eimerverfahren wird die Wasserabsonderung einer Probe von 10 l Volumen stündlich festgestellt und auf den Gehalt an Zugabewasser bezogen.

Für die Aufgaben im Spezialtiefbau wurde eine Betonfilterpresse entwickelt, die bei weicher Konsistenz und größeren Drücken geeignet ist. Dabei wird der Frischbeton in einem Stahltopf mit einem Volumen von 10 Litern einer Druckluft von 3 bar über eine Dauer von 60 min ausgesetzt und das austretende Wasser aufgefangen [2.4]. Eine Weiterführung mit Verbesserungen ist in [2.5] zu finden.

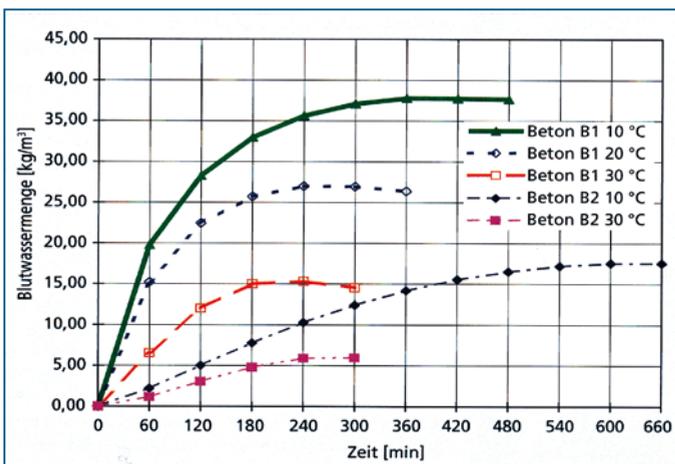


Bild 2.6 Einfluss der Frischbetontemperatur auf das Blutungsverhalten [2.1]

Eine Wasserabsonderung kann unter Druck bereits vor der Verdichtung auftreten, wie Verstopfungen in Betonförderleitungen zeigen. Zur Überprüfung der Stabilität von Pumpbeton wurde das Verfahren nach [2.6] entwickelt, bei dem das abgesonderte Wasser in einem Messkopf dadurch aufsteigt, dass ein Hohlraum über dem Frischbeton mit einer Flüssigkeit mit einer höheren Dichte als Wasser aufgefüllt wird.

2.1.3 Fröhschwinden

Die Sedimentation hat zum Aufsteigen von Wasser und zu einer dichteren Lagerung der Feststoffpartikel geführt. Die Feinststoffe werden über Reibung in ihrer Lage gehalten, das Ansteifen des Betons findet statt. Der Beton bleibt jedoch weiterhin noch leicht verformbar und ist nicht trittfest. Solange das an der Oberfläche abgesonderte Wasser verdunstet, findet kein Schwindvorgang statt.

Wenn der Flüssigkeitsfilm auf der Bauteiloberfläche abgetrocknet ist und weiteres Wasser durch Verdunstung aus dem Bauteil austritt, beginnt für den noch plastischen Beton ein kritischer Zustand. Die plane und wassergesättigte Oberfläche wird abgelöst durch ein System von Menisken zwischen den Feststoffen, die aufgrund der dichten Lagerung zu kapillaren Zugspannungen führen (Abschnitt 1.5.2). Da eine Verformung nur sehr eingeschränkt möglich ist, werden Rissbildungen eingeleitet, sobald die Kapillarzugspannungen die Haftspannungen überschreiten. Charakteristisch ist, dass sich die Risse bilden, obwohl die Oberfläche des Bauteiles durch leichten Daumendruck noch verformbar ist. Ein Beispiel dafür ist in Bild 2.7 zu sehen.

Diese Situation ist optisch gekennzeichnet durch eine mattfeuchte Bauteiloberfläche und wird oft auch dadurch definiert, dass ein aufgelegter ringförmiger Lackmusstreifen innerhalb einer Minute keine Verfärbung zeigt [2.7]. Lackmuspapier verfärbt sich bei hohen pH-Werten blau und zeigt damit ein Aufsaugen von basischem Wasser aus dem Frischbeton an. Ist das an der Oberfläche vorhandene Blutwasser verschwunden, bleibt das Einfärben der Streifen aus.

Betone mit niedrigem w/z -Wert und Silikastaub weisen kein oder nur geringes Bluten auf und sind deshalb besonders rissgefährdet. Die Nachbehandlung muss unmittelbar nach dem Einbau beginnen.

Der Spannungszustand in der Mikrostruktur wird als Kapillardruck gemessen, der langsam aber stetig aufgebaut wird. Der Kapillardruck ist definiert als die Differenz zwischen dem Druck auf der konkaven Seite der Grenzfläche (Luft) und dem in der angrenzenden Flüssigkeit. Wenn ein Grenzwert überschritten wird, bricht die Außenluft in das System ein, der Kapillardruck bricht unter gleichzeitiger Rissbildung zusammen.

Der nur physikalisch begründete Vorgang wird als plastisches (»plastic shrinkage«) oder besser als kapillares (»capillary shrinkage«) Schwinden bezeichnet und findet während der so genannten Ruheperiode der Zementhydratation, d. h. vor dem Erstarren und der Erhärtung statt. Als Zeitraum wird deshalb allgemein 2–10 Stunden nach dem Verdichten genannt. Der Hydratationsgrad ist in diesem Zeitraum so niedrig, dass eine Überlagerung mit dem autogenen Schwinden ausgeschlossen werden kann. Mit dem Einsetzen des Fröhschwindens folgen die Formänderungen proportional dem Kapillardruck.



Bild 2.7 Frühschwindrisse in einer Stahlbeton-Fahrbahnplatte

Das kapillare Schwinden kommt zum Stillstand, wenn der Beton eine Mindestfestigkeit von etwa $1,0\text{ N/mm}^2$ erreicht hat.

Die Rissbildungen treten meistens bei horizontalen Bauteilen und parallel zueinander auf, der Verlauf ist unregelmäßig. Da der Beton noch keine nennenswerte Zugfestigkeit besitzt und Risse an den schwächsten Stellen der Struktur entstehen, muss das Rissbild zwangsläufig netzartig und zufällig entstehen. Der Vorgang und das Rissbild ähneln dem Trocknen von tonig-schluffigem Boden. Die zuerst entstehenden Risse sind breiter und tiefer, später innerhalb der rissbegrenzten Felder feiner und nur in der Nähe der Oberfläche verlaufend. Die Rissbreiten können bis 2 mm betragen, als Tiefe wird in [2.8] für massige Bauteile bis zu 10 cm angegeben. Bei Bauteilen geringerer Dicke können auch Durchrisse entstehen. Die Schwindmaße werden im Allgemeinen unterschätzt; witterungsbedingt können Werte bis zu etwa 5 mm/m auftreten. Derartige Längenänderungen können Risse mit Breiten von 0,5 mm bis zu 2,0 mm hervorrufen.

Wenn diese Risse rechtzeitig bemerkt werden, können diese durch eine Nachverdichtung geschlossen werden. Inwieweit damit die Trennung des Gefüges vollständig aufgehoben wird, kann nicht eindeutig ausgesagt werden.

Kennzeichnend für die kapillaren Schwindrisse ist die in der Tiefe schnell abnehmende Breite.

Vernachlässigt werden dürfen diese Rissbildungen aber nicht, da die Anrisse oft tief in das Bauteil hineingehen und durch spätere Zwangsspannungen aus Temperaturänderungen oder dem Trocknungsschwinden aufgeweitet werden können bzw. überhaupt den Anlass für eine spätere Trennrissbildung darstellen. Dünne Bauteile weisen Durchrisse auf.

Frühschwindrisse lassen sich im erhärteten Beton eindeutig anhand von Bohrkernen nachweisen und können durch das Verhältnis von großer Rissbreite bei geringer Risstiefe identifiziert werden. Zur Verringerung der Gefahr von Frühschwindrissen sind folgende Zusammenhänge und Faktoren zu beachten (siehe dazu auch [2.8]):

■ **Zeitraum einer Rissbildung**

Die kritische Zeitspanne erstreckt sich von der Verdichtung und dem Oberflächenschluss des Frischbetons bis zum Erstarrungsende. In [2.11] wird für Normalbeton ohne Zugabe von Verzögerer die Zeitspanne von 2 bis 8 Stunden nach dem Mischen genannt.

■ **Wassergehalt**

Die Frühschwinddehnung steigt mit zunehmendem Wassergehalt und hohem Wasserrückhaltevermögen des Frischbetons sowie mit der Menge des verdunstenden Anmachwassers [2.11].

■ **Wasserzementwert**

In der Vergangenheit wurden an Betonen mit niedrigerem Wassergehalt bzw. Wasserzementwert ebenfalls Rissbildungen festgestellt, weil bereits ein relativ geringer Wasserverlust frühzeitig das Kapillarschwinden hervorruft. Bei höherem w/z-Wert dauert das Kapillarschwinden länger an und endet später. Bei höherem w/z-Wert kann Wasser aus dem Bauteilinneren nachgefördert werden, so dass die Kapillarzugkräfte verringert bzw. verzögert werden.

Sehr schnell entstehen deshalb Risse auf den Oberflächen der Bauteile aus hochfestem Beton.

■ **Leimgehalt**

Die Frühschwinddehnung und die Summe der Rissbreiten (bezogen auf die Bauteilbreite) hängt ab vom Leimgehalt der Frischbetonmischung, d. h. dem Anteil von Zement, Flugasche, Silikastaub, Wasser und Luftporen. Eine Begrenzung des Mehlkorngehaltes wurde wiederholt als vorteilhaft nachgewiesen.

Bei hochfesten Betonen ist deshalb das Frühschwinden aufgrund des hohen Gehaltes an mehlfinen Feststoffen und der Zugabe von Zusatzstoffen, die die Verarbeitbarkeit verlängern, besonders zu beachten.

■ **Wasserrückhaltevermögen des Frischbetons**

Wird beim Sedimentieren kein oder nur wenig Wasser freigesetzt, findet das Frühschwinden zeitig und bereits bei geringem Wasserverlust statt. Das Wasserrückhaltevermögen ist von der Feinheit des Mehlkorns abhängig.

■ **Verzögerung der Erstarrung**

Wird die »Liegezeit« bis zur Erstarrung und zum Erhärtungsbeginn verzögert, kann längere Zeit Wasser verdunsten und größere Dehnmaße können hervorgerufen werden. Die Richtlinie [2.12] ist zu beachten.

■ **Verdunstungsrate**

Die Trocknungsbedingungen haben bei der Entstehung der Kapillarschwindrisse Priorität. Von Einfluss sind die Lufttemperatur, die Sonneneinstrahlung und Luftfeuchte; herausragende Bedeutung hat dabei die Windgeschwindigkeit, wie Bild 2.8 zeigt. Je intensiver die Verdunstung ist, desto zeitiger tritt der risskritische Zustand ein. Daraus

ergeben sich zwangsläufig die entsprechenden Maßnahmen zur Nachbehandlung (Bild 2.9).

Beim Feuchthalten der Betonoberflächen durch Vernebelung von Wasser und das möglichst frühzeitige Auflegen von nassen Gewebematten kann das Schwindmaß verringert oder vollständig verhindert werden (Abschnitt 1.5). Das Aufsprühen von Nachbehandlungsmitteln ist zwar nützlich, aber in vielen Fällen nicht ausreichend, da die Verdunstung nicht hinreichend vermindert wird.

Das Kapillarschwinden ist die einzige Schwindart, die durch eine zielgerichtete Nachbehandlung minimiert oder aufgehoben werden kann.

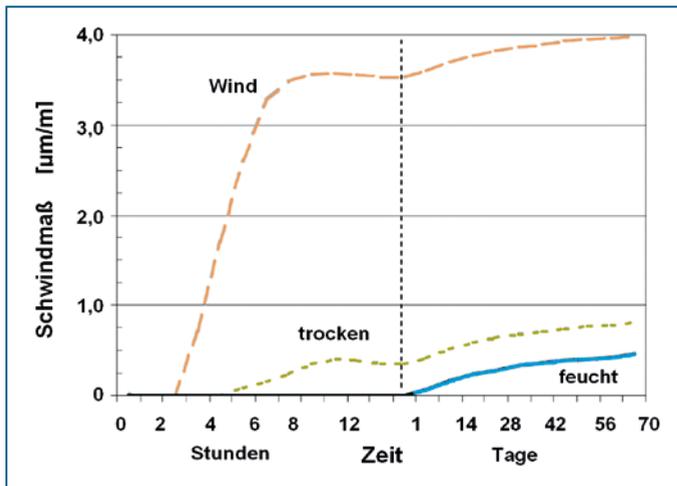


Bild 2.8 Einfluss der Trocknungsbedingungen an der Bauteiloberfläche auf das frühe Schwinden [2.9]

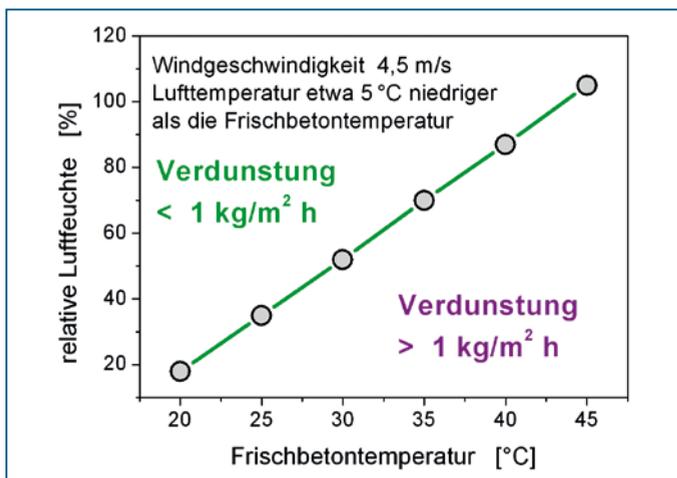


Bild 2.9 Kritische Betontemperatur für das Entstehen von Schwindrissen in Abhängigkeit von der relativen Luftfeuchte (nach [2.10])

Verschiedene Empfehlungen gehen davon aus, dass Rissbildungen einsetzen, wenn die Verdunstungsrate $1,0 \text{ kg/m}^2\text{h}$ überschreitet, Bild 2.9 [2.10]. Tatsächlich sind diese Erscheinungen aber bereits bei einer verdunstenden Wassermenge von $0,5 \text{ kg/m}^2\text{h}$ beobachtet worden [2.13]. Bei hochfesten Betonen scheint eine solche Abgrenzung überhaupt nicht zu gelten. Als ein weiteres Kriterium wird die kritische Schwinddehnung mit 1‰/m angegeben, z. B. von [2.14], andere Begrenzungen liegen bei $0,4 - 1,0\text{‰/m}$ (ACI 209-92). Deutlich wird die Problematik, wenn man die sich ständig verändernde Zugbruchdehnung des Betons während der Erhärtungszeit heranzieht (Abschnitt 2.4). Die entstehenden Dehnungen können in Abhängigkeit von der Feuchte im Zementstein abgeschätzt werden (Abschnitt 1.5).

Die Gefahr der Frührisbildung wird in der Baupraxis oft unterschätzt und ist auch im Vorschriftenwerk nur beiläufig mit dem Hinweis erwähnt, dass das Frühschwinden gering gehalten werden soll (DIN 1045-3). Tatsächlich können die Auswirkungen beachtlich sein. [2.8] weist auf größere Durchbiegungen bei Decken hin, da die Rissbreiten eine sofortige Aktivierung der Druckzone verhindern und erst durch Stauchung geschlossen werden müssen. Hingewiesen wird auch auf Störungen des Haftverbundes der Bewehrung.

Die Dehnungen können verstärkt werden, wenn neben der Austrocknung gleichzeitig eine Abkühlung durch sinkende Lufttemperatur stattfindet.

Maßnahmen zur Vermeidung der Frührisbildung

Mit dem Ziel, durch Nachbehandlungsmaßnahmen eine Rissbildung zu verhindern, wurden Forschungsarbeiten zur messtechnischen Erfassung kritischer Spannungen im plastischen Zustand durchgeführt, um zielgerichtet gegensteuern zu können [2.15], [2.16], [2.17], [2.18]. Mit nadelförmigen Messelementen kann der an der Spitze vorhandene Druck kontinuierlich ermittelt werden (Bild 2.10). Die Situation kann zwar nur punktuell beurteilt werden und ist nicht repräsentativ für einen größeren Bereich im Beton, gibt aber Aufschluss über den Beginn und den Verlauf des Druckaufbaues. Der Kapillardruck reagiert außerordentlich sensibel auf die Veränderung der Austrocknungsbedingungen. In Bild 2.11a ist der Einfluss von Zusatzmitteln (Beschleuniger bzw. Verzögerer) dargestellt, in Bild 2.11b die Auswirkung einer freien Verdunstung bzw. der geschützten Oberfläche. Neuere Entwicklungen sind Funksensoren (Bild 2.12) und Messspitzen mit sehr geringem Durchmesser.

In Bild 2.13 ist im Vergleich dargestellt, wie die mit Folie abgedeckte Probe in der Kapillardruckentwicklung verzögert ist. Gegenüber der freien Verdunstung ist das Druckmaximum um etwa 2,5 bis 3,0 Std. verschoben. Insofern kann durchaus abgeschätzt werden, ob die Nachbehandlungsmaßnahme ausreicht, Risse zu verhindern. Gewöhnlich liegt der Unterdruck zwischen 60 und 100 kPa (= 600–1000 mbar), wenn der Durchbruch stattfindet.

Untersuchungen zeigen [2.19], dass der Beginn und das Maximum des Kapillardruckes eher auftreten, je höher die Festigkeitsklasse des Zementes und die Betontemperatur und je geringer die Bauteildicke ist. Betone mit Flugasche zeigen einen späteren und verzögerten Anstieg.

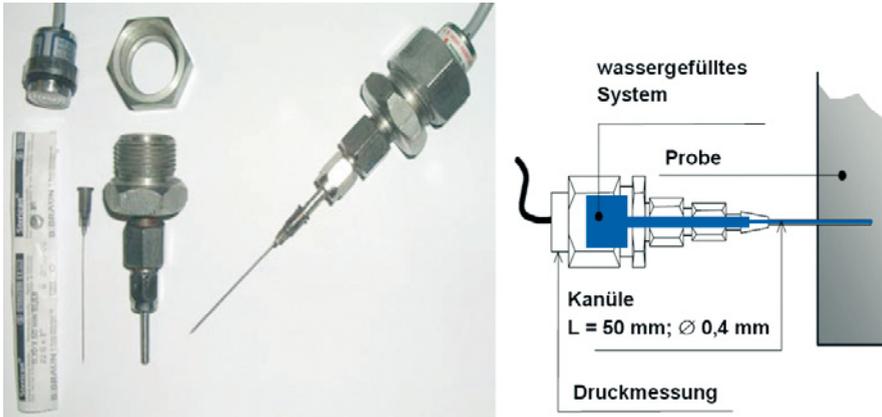


Bild 2.10 Messelemente zur Erfassung des Kapillarporendruckes im Beton [2.15]

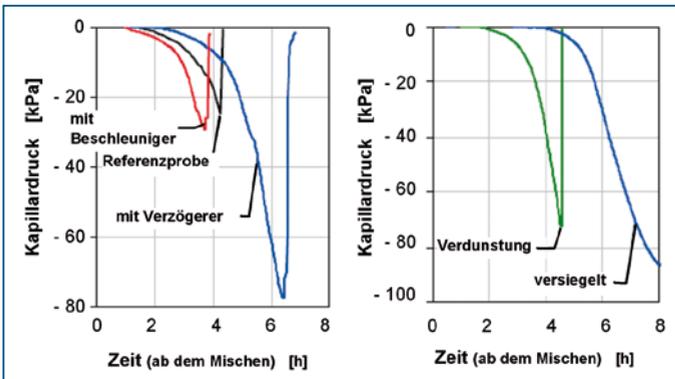


Bild 2.11 a und b Messung des Kapillardruckes bei einem SVB mit $w/z = 0,67$ [2.13]. Kapillardruckentwicklung in Vergleichsproben bei Einsatz eines Verzögerers und Beschleunigers (links) sowie bei freier und konservierter Oberfläche (rechts), nach [2.13]



Bild 2.12 Funksensor zur Erfassung des Kapillardruckes [2.20], in die Betonoberfläche eingesteckt

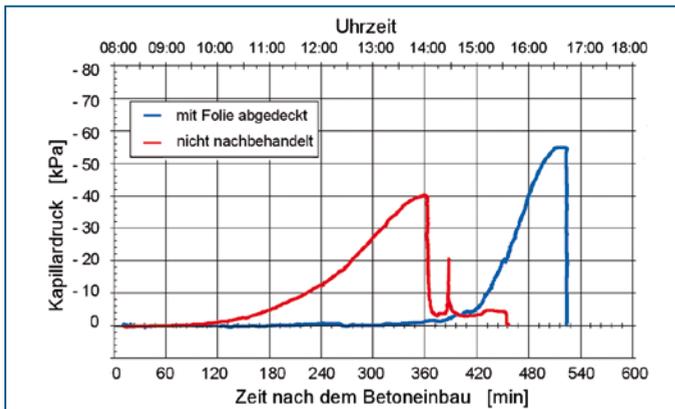


Bild 2.13 Kapillardruckentwicklung bei mit Folie abgedeckter und ungeschützter, nicht nachbehandelter Oberfläche (nach [2.19])

Die Zielstellung für die Nachbehandlung besteht darin, die Verdunstung an der Oberfläche so lange zu verhindern, bis eine hinreichende Festigkeit vorhanden ist. Problematisch dabei ist, dass das Bauteil noch nicht betreten und deshalb nicht mit Folien abgedeckt werden kann. Ein direktes Besprühen mit Wasser würde den Wassergehalt in der Randzone ungünstig heraufsetzen. Bewährt hat sich das Verdüsen bzw. Vernebeln von Wasser, so dass die Verdunstung weitestgehend verhindert wird. Diese Vorgehensweise ist besonders wichtig, wenn der eingebaute Frischbeton keine Neigung zum Bluten besitzt.

Das Vernebeln ist dann effektiv, wenn eine Wolke ultrafeiner Tropfen über der Betonoberfläche schwebt. Das ist dann der Fall, wenn die Tropfengröße etwa 0,1 mm nicht übersteigt. Dazu dienen besondere Nebeldüsen oder eine Vermischung von Wasser mit Luft unter hohem Druck (pneumatische Sprühdüsen zur Feinstvernebelung). Eine Nebelkanone mit Düsen und einem Ventilator ermöglicht, den Wasserdampf über eine Distanz bis zu 30 m zu verteilen (Bild 2.14).

Ein Beispiel für die Anwendung der Wasservernebelung ist in Bild 2.15 dargestellt. Die Abdeckung mit Folie bewirkt eine Verzögerung des Beginns der Kapillardruckentwicklung, die Vernebelung und anschließende weitere Abdeckung bewirkt den Anstieg bis zum Maximum. Wie sich zeigt, kann der prinzipielle Verlauf nicht verändert und die Herausbildung eines Maximums nicht verhindert werden.

Wenn die Oberfläche nicht betreten bzw. keine Schutzfolie aufgebracht werden kann, ist das Vernebeln zu beginnen. Dadurch kann die Verdunstung zwischen den Arbeitsgängen, wie beispielsweise Abziehen – Glätten – Aufbringen des Besenstrichs, hinreichend vermindert werden. Beim Besprühen dagegen würde das zusätzlich aufgebrauchte Wasser in die Oberfläche eingearbeitet, mit den entsprechenden Folgen für die Porosität und Dauerhaftigkeit. Besondere Aufmerksamkeit verlangen gekrümmte Oberflächen, an denen sich das Wasser sammeln und abfließen kann. Bei windigem Wetter ist die gegenläufige Strahlrichtung erforderlich, besteht die Gefahr abfallender Temperaturen im Winter ist vor allem bei Warmbeton auf die Anwendung zu verzichten. Im Sommer kann durch die Verdunstungskälte des Nebels gleichzeitig eine Verringerung der Oberflächentemperatur des Bauteiles erreicht werden.



Bild 2.14 Nebelkanone der Fa. FOG Systems

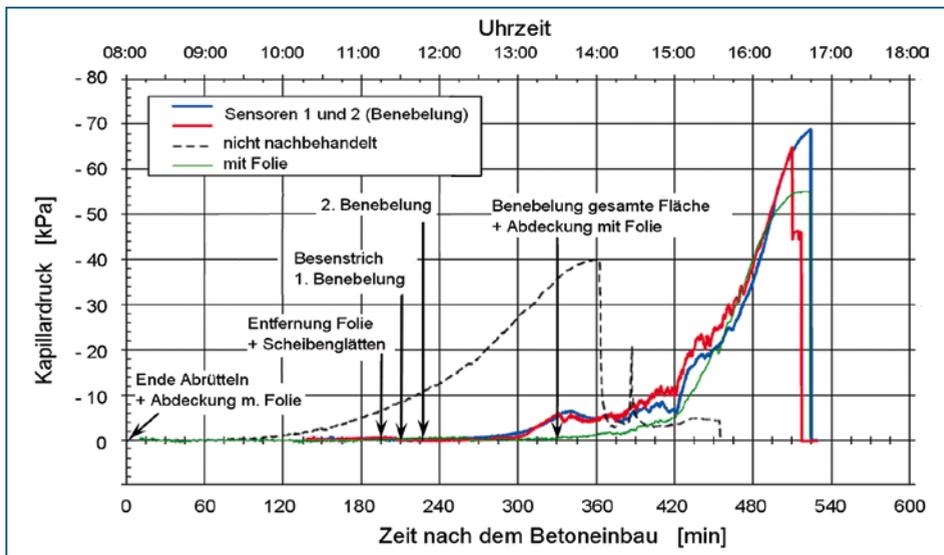


Bild 2.15 Kapillardruckverlauf in einer Fahrbahnplatte mit und ohne Nachbehandlung [2.20]

Eine weitere Möglichkeit zur Verminderung der Rissbildung ist die Zugabe von Polypropylenfasern bei der Herstellung des Frischbetons. Mit Dosiermengen zwischen $0,5$ und $1,0 \text{ kg/m}^3$ werden die Rissbildungen nicht vollständig verhindert, aber sehr weitgehend eingeschränkt. Bei ultrafeinen Abmessungen werden bis etwa 200 Millionen Fasern/ m^3 Beton dispergiert und im Gefüge verankert.

2.1.4 Erstarren des Frischbetons

Das Erstarren kennzeichnet den Übergang vom Frischbeton mit uneingeschränkter plastischer Verformbarkeit zu einer Struktur mit geringer, aber messbarer Festigkeit (Bild 2.16). Die chemischen und physikalischen Vorgänge während des Ansteifens und Erhärtens sind

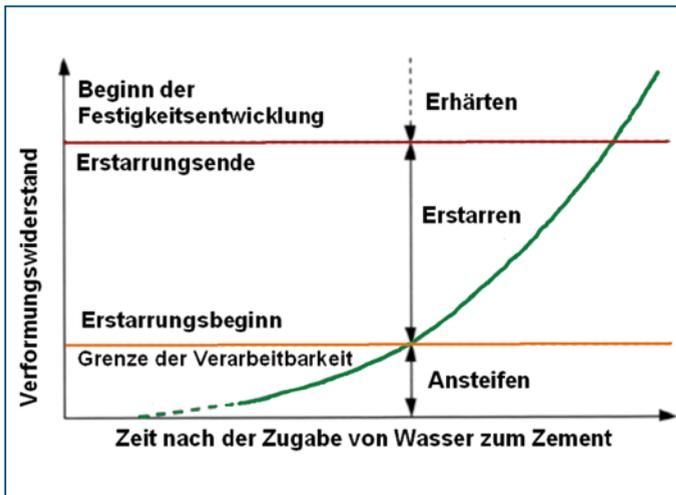


Bild 2.16 Schema des zeitlichen Verlaufes von Ansteifen, Erstarren und Erhärten (nach [2.21])

komplex; eine Übersicht zur Thematik ist in [2.21] zu finden, neuere Erkenntnisse werden in [2.22] mitgeteilt. Prinzipiell ist für das Erstarren die Bildung von Ettringit und der dadurch bedingte Wasserentzug in der Bindemittelmatrix verantwortlich. Zwischen den Partikeln werden Verbindungen hergestellt, die als Gefügeveränderungen durch Ultraschall festgestellt werden können.

Für den technologischen Ablauf sind die Erstarrungszeitpunkte, d. h. Erstarrungsbeginn (EB) und -ende (EE), von erheblicher Bedeutung, da dadurch die Verarbeitbarkeitsdauer und der Abschluss der Oberflächenbearbeitung (Textur, Besenstrich), der richtige Zeitpunkt zum Fugenschneiden usw. bestimmt werden. Das Erstarrungsverhalten ist auch für die wirklichkeitsnahe Abschätzung des Schalungsdrucks wichtig.

Als Erstarrungsbeginn wird im Allgemeinen der Zeitpunkt bezeichnet, bei dem die Verarbeitbarkeit beendet ist. Der Beton hat einen Zustand erreicht, bei dem beispielsweise eine weitere Vibrationsverdichtung bzw. Nachverdichtung zwangsläufig zu Schäden in der Betonstruktur führt. Es ist beobachtet worden, dass ein anfänglicher Temperaturgradient im Bauteil und das dadurch hervorgerufene Verwölben während des Erstarrens (»built-in curling«) auch einen Einfluss auf das Langzeitverhalten von Betonfahrbahnen besitzt [2.23]. Aus Wärmemessungen kann abgeleitet werden, dass das Erstarren dann einsetzt, wenn die Kurve der Wärmerate den Wendepunkt erreicht hat (Bild 2.2).

Das Erstarrungsende wird als der Zeitpunkt betrachtet, an dem der Beton eine Eigenstandsfestigkeit erreicht hat und dadurch der Beginn der Festigkeitsentwicklung des jungen Betons angezeigt ist. Dadurch lässt beispielsweise auch der Druck auf seitliche Schalungen nach. Zu diesem Zeitpunkt besitzt die Kurve der Wärmefreisetzung den Wendepunkt, d. h. die Wärmerate das Maximum (Bild 2.2).

Unter sommerlichen Bedingungen ist die Zeit bis zum Erstarrungsbeginn und die Dauer des Erstarrens verkürzt, wenn keine Zusatzmittel zugegeben worden sind. Bei Zugabe eines Verzögerers ist die Zeitspanne bis zum Erstarren um die Wirkzeit des Zusatzmittels

verlängert. In der kalten Jahreszeit ist der Vorgang temperaturbedingt verzögert und die Gefahr der Rissbildung infolge plastischen Schwindens vergrößert.

Zur Charakterisierung der Erstarrungszeiten stehen verschiedene Prüfverfahren zur Verfügung. Die damit ermittelten Zeitpunkte sind nicht allgemeingültig definiert, sondern hängen sehr maßgeblich von den verwendeten Verfahren ab. Die Ergebnisse können nicht miteinander verglichen werden, Versuchsauswertungen dazu in [2.24]. Zu unterscheiden sind direkte Verfahren mit Eindringversuchen und einfachen Verformungsversuchen sowie indirekte Verfahren, die auf der Anwendung von Ultraschall, Messung der elektrischen Leitfähigkeit oder der Proben temperatur beruhen.

Die direkte Messung der Werte EB und EE erfolgt in Deutschland als Normprüfung nur an Zementleim mit dem Vicat'schen Nadelgerät nach DIN EN 196-3. Die Übertragbarkeit der Ergebnisse auf Frischbeton wird als problematisch angesehen, die Anwendung auf Frischbeton selbst als nicht sinnvoll.

Besser geeignet ist die Messung der Erstarrungszeiten an Mörtel mit einem Größtkorn von 4 mm, der aus dem Frischbeton abgesiebt wird und an dem die Penetrationstiefe mit einem VICAT-Gerät (mit Zusatzgewicht) nach DIN EN 480-2 festgestellt wird (Eindringtiefe bei EB 36 mm, am EE 2,5 mm). Nähere Ausführungen in [2.24], [2.25].

Ein vergleichbarer Eindringversuch für Mörtel bis Korngröße 4 mm, der aus dem Beton herausgesiebt wird, besteht in den USA mit dem Penetration Test nach ASTM C 403-90. Prüfnadeln mit unterschiedlichem Durchmesser werden in den Mörtel eingedrückt und dabei die Druckspannung ermittelt, die erforderlich ist, um innerhalb von 10 Sekunden eine Eindringtiefe von 25 mm zu erreichen. Die Grenzwerte sind dabei definiert für den EB = 3,5 N/mm² und EE = 27,6 N/mm². Das Erstarrungsende kann dabei einer Druckfestigkeit von 0,6 N/mm² zugeordnet werden. Die Methodik nach ASTM C 403 erscheint besonders geeignet, da eine große Reproduzierbarkeit der Ergebnisse gegeben und mit den vorgenannten Einschränkungen zuverlässig für Beton geeignet ist.

Einen weiteren Eindringversuch stellt die HUMM'sche Betonsonde dar, die nur für den Erstarrungsbeginn sinnvoll ist. Dabei wird ein 20 mm dicker und 500 mm langer Rundstab auf die Oberfläche der eingebauten Frischbetonfläche gestellt. Ein Fallgewicht treibt die Sonde in den Frischbeton ein. Gemessen wird die Anzahl der Schläge, die erforderlich sind, ein festgelegtes Eindringmaß zu erreichen.

Einfache Verformungsversuche für Frischbeton sind das Knetbeutelverfahren, die Bestimmung des Ausbreitmaßes (nur für Erstarrungsbeginn anwendbar) und der Eintauchversuch mit Innenrüttler nach den Empfehlungen [2.12] (nur für die Ermittlung der Verarbeitbarkeit von Rüttelbeton geeignet).

Bei der Knetbeutelmethode werden 8 l Frischbeton in einen PE-Sack gefüllt und verschlossen. Beim Kneten in zeitlichen Abständen wird die Veränderung der Steife festgestellt und mit einer Bewertungstabelle verglichen. Damit können die Erstarrungszeitpunkte abgeschätzt werden, nach [2.26] mit hinreichender Genauigkeit (± 30 min beim EB; ± 15 min beim EE). Beim Eintauchversuch ist die Grenze der Verarbeitbarkeit erreicht, wenn sich beim Herausziehen des Rüttlers die Öffnung nicht mehr schließt.

Als indirekte Verfahren haben sich die Ultraschallmesstechnik und die Messung der elektrischen Leitfähigkeit des Frischbetons als geeignet erwiesen. Vorteilhaft ist, dass der Erstarrungs- und Erhärtungsverlauf zerstörungsfrei und kontinuierlich verfolgt werden kann.

Der Ultraschall kann dabei nach dem einmaligen Durchlaufen des Frischbetons aufgezeichnet werden (Transmission von Kompressionswellen) oder nach Reflexion an der Grenzfläche der Probe. Beim Impact-Echo-Verfahren wird ein mechanischer Impuls erzeugt und die reflektierte Welle von einem Sensor registriert.

Rückschlüsse zum Erstarrungsverhalten ergeben sich aus der Kompressionswellengeschwindigkeit [2.27] sowie aus der zeitlichen Änderung der Ultraschallgeschwindigkeit, der relativen Energie der Ultraschallwellen [2.28] und der Ultraschall-Wellenreflexion [2.29]. Aufgrund der heterogenen Struktur des Frischbetongemisches wurde wiederholt versucht, die Zuverlässigkeit der Aussagen zum Erstarrungsverhalten durch Analyse der Wellenform und -geschwindigkeit sowie der Amplitude und Frequenz der Wellen zu erreichen. Hierzu wird die zeitliche Veränderung der Frequenzspektren und/oder der relativen Energie der Ultraschallwellen gemessen und analysiert [2.28].

Eine Korrespondenz zwischen den Ergebnissen der Penetrationstests und der zeitlichen Änderung von Ultraschallenergie und Ultraschallgeschwindigkeit ist nachgewiesen sowie auch eine Verbindung zur Wärmerate herstellbar [2.30]. Darauf basierende Gerätesysteme sind entwickelt worden und einsetzbar. Mit diesen Ultraschall-Messsystemen ist heute neben der Erfassung der Erstarrungszeitpunkte auch die kontinuierliche Bestimmung der Druckfestigkeiten ab $0,5 \text{ N/mm}^2$ möglich. Ein Beispiel ist in [2.198] erläutert.

Temperaturmessungen im Bauteil erscheinen demgegenüber höchstens zur Einschätzung des Erstarrungsendes zweckmäßig.

Wenn die Ergebnisse der Untersuchungen von [2.28], [2.31], [2.32] und [2.33] verknüpft sowie die Beziehungen zwischen Hydratationswärme und Festigkeit hinzugenom-

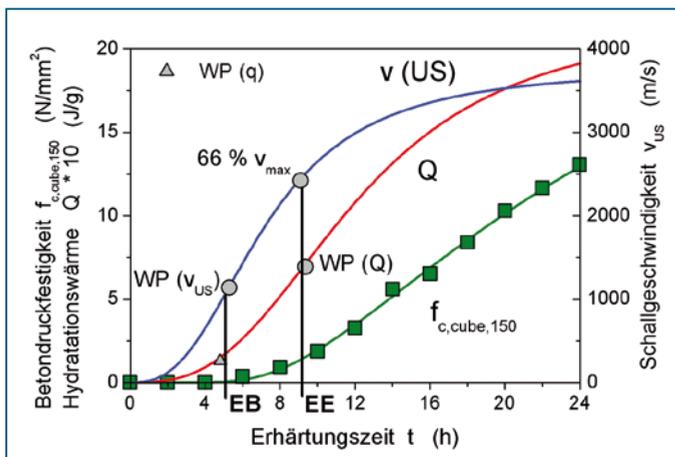


Bild 2.17 Ableitung der Erstarrungszeiten EB und EE aus dem charakteristischen Verlauf der Entwicklung von Ultraschall (Transmission, p-Welle) und Hydratationswärme. Die Wendepunkte (WP) der Kurve für die Schallgeschwindigkeit v und der Wärmerate $q = dQ/dt$ ergeben den Erstarrungsbeginn EB, die Schranke $v(t) = 66\% v_{max}$ und der Wendepunkt der Kurve für die Wärmeentwicklung Q das Erstarrungsende EE. (Beispiel: Beton mit $w/z = 0,45$, Zement CEM I 32,5 N-LH-HS. (Messwerte aus [2.33]).

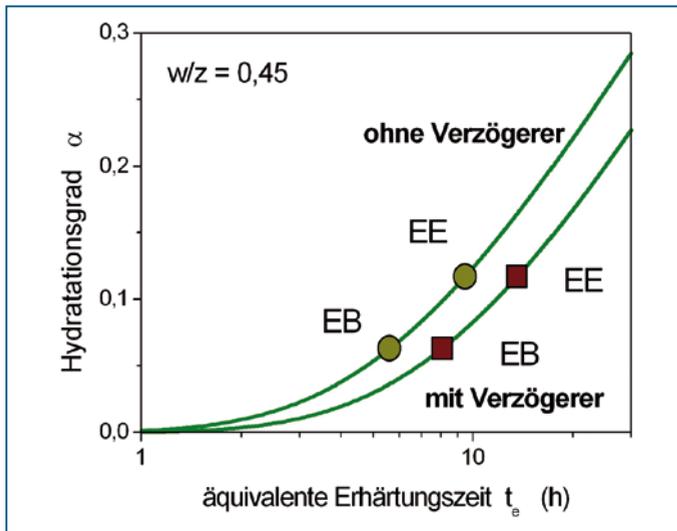


Bild 2.18 Abschätzung der Erstarrungszeiten EB und EE mit und ohne Verzögerer. Messwerte nach ASTM C 403 [2.34]

men werden, ergibt sich ein Anhaltspunkt zur Bestimmung der Erstarrungszeiten, wie beispielhaft in Bild 2.17 angegeben. Die Zeitpunkte werden mit den Daten aus Penetrationstests verglichen.

Aufgrund der Bedeutung der Kenntnis des Erstarrungsverhaltens wird seit längerer Zeit versucht, aus dem Verlauf des Hydratationsgrades, im einfachsten Fall der Wärmetwicklung, und der Betonzusammensetzung auf diese betontechnologisch markierten Zeitpunkte zu schließen. Experimentell wurde festgestellt, dass für eine bestimmte Zusammensetzung Erstarrungsbeginn und -ende bei annähernd gleichem Hydratationsgrad auftreten (Bild 2.18), unabhängig von der Temperaturgeschichte im Bauteil [2.34]. Grundlage ist der Penetrationstest nach ASTM C 403.

Nach [2.34] kann angenommen werden (Grundlage: adiabatische Messung):

$$\alpha_{EB} = 0,15 \cdot (w/b) \quad \alpha_{EE} = 0,26 \cdot (w/b) \quad (2.1a)$$

[2.35] gibt an (Grundlage: chemisch gebundenes Wasser):

$$\alpha_{EB} = 0,11 \cdot (w/b) \quad (2.1b)$$

[2.36] hat einen kritischen HG definiert, der erreicht werden muss, ehe die Festigkeitsentwicklung beginnen kann. Auf Basis des chemisch gebundenen Wassers wird vorgeschlagen:

$$\alpha_{cr} = k_s (w/z) \quad k_s = 0,40 \dots 0,46 \quad (2.1c)$$

Der Zusammenhang der Werte ist in Bild 2.19 erläutert. Der Grenzwert nach [2.36] entsteht durch Verlängerung der als Gerade vereinfachten Festigkeitsentwicklung und berücksichtigt nicht den exponentiellen Anstieg unmittelbar nach dem Erstarren.

Wenn die Werte für EB und EE in eine Gleichung zur Berechnung der Entwicklung des Hydratationsgrades eingesetzt werden (siehe Abschnitt 1.9.1), kann die Zeit bis zum Erreichen der Erstarrungszeitpunkte ermittelt werden [2.36].

Für den Erstarrungsbeginn ergibt sich nach Umwandlung der Gleichung 1.21:

$$t_{e,EB} = t_k \cdot \left[\frac{1}{A} \cdot \ln \left(\frac{0,14 \cdot w/z}{\alpha_{max}} \right) \right]^{1/B} \quad (2.2a)$$

Die Wirkung des Verzögerers wird dann wie folgt berücksichtigt:

$$t_k = (t_{e,EB} + \Delta t_{chem}) \cdot \left[\frac{1}{A} \cdot \ln \left(\frac{0,14 \cdot w/z}{\alpha_{max}} \right) \right]^{-1/B} \quad (2.2b)$$

Beispiel:

Eine semi-adiabatische Messung hat die Werte ergeben:

$$A = -1,5 \quad B = -0,53 \quad t_k = 15,5$$

Der Wasserzementwert beträgt $w/z = 0,45$ und damit nach Abschnitt 1.2.4

$$\alpha_{max} = 1 - \exp(-3,8 \cdot 0,45) = 0,82$$

Die äquivalente Zeit bis zu EB ist dann

$$t_{e,EB} = 15,5 \cdot \left[-\frac{1}{1,5} \cdot \ln \left(\frac{0,14 \cdot 0,45}{0,82} \right) \right]^{-1/0,53} = 5,6 \text{ h}$$

Die Verzögerung beträgt nach Angabe des Herstellers $\Delta t_{chem} = 2,5$ h

Die Zeitkonstante verändert sich dadurch auf

$$t_k = (5,6 + 2,5) \cdot \left[-\frac{1}{1,5} \cdot \ln \left(\frac{0,14 \cdot 0,45}{0,82} \right) \right]^{1/0,53} = 22,3 \text{ h}$$

Für das EE ergibt sich:

$$t_{e,EE} = 22,3 \cdot \left[-\frac{1}{1,5} \cdot \ln \left(\frac{0,26 \cdot 0,45}{0,82} \right) \right]^{-1/0,53} = 13,6 \text{ h}$$

Die Veränderung der Erstarrungszeiten ist damit darstellbar, wie in Bild 2.18 angegeben.

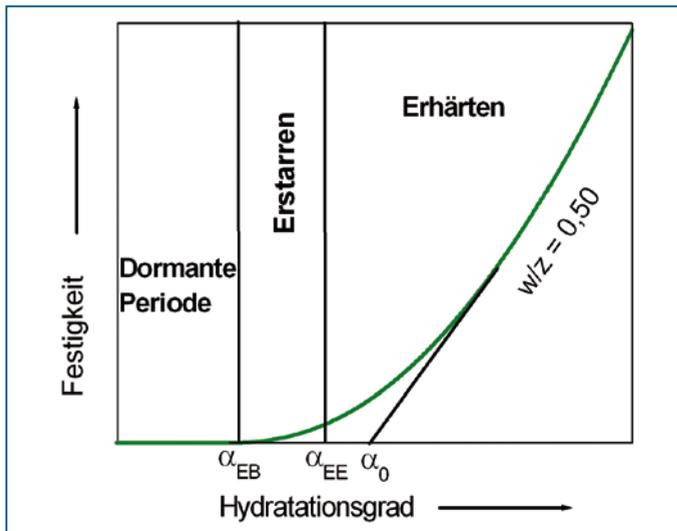


Bild 2.19 Zusammenhang zwischen Erstarrungsbeginn und -ende und dem jeweils zugehörigen Hydratationsgrad sowie der Festigkeitsentwicklung

2.1.5 Grünstandfestigkeit (grüner Beton)

Bei steifen Betonen sind die Wasserfilme um die Partikel aufgrund der physikalischen Wechselwirkungen (Adhäsion) Bindeglieder zwischen den festen Bestandteilen des thixotropen Gemisches. Weitere Faktoren der Verformungsstabilität sind die innere Reibung und die Verzahnung der Gesteinskörnungen. Dadurch wird eine Pseudofestigkeit des Betons vor dem merklichen Erstarren hervorgerufen, die als Grünstandfestigkeit oder Gründruckfestigkeit bezeichnet wird. Sofort nach dem Verdichten und Entschalen ist das Betonerzeugnis formstabil und kann durch die Eigenmasse belastet werden. Diese Eigenschaft ist von wirtschaftlicher Bedeutung, wenn Schalungen, wie beispielsweise bei Betonrohren, möglichst schnell umgeschlagen werden sollen. Die Vorgehensweise ist von der Zusammensetzung und damit der Festigkeit des Betons abhängig sowie an die Abmessungen und Form der Betonteile. Die Gründruckfestigkeit wird hauptsächlich durch den Wasser- und Zementgehalt, die Intensität der Verdichtung sowie durch die Form und Sieblinie der Gesteinskörnungen bestimmt. Mit abnehmendem Wassergehalt wird die Konsistenz steifer und die Gründruckfestigkeit steigt an. Beispielsweise werden mit einem hohen Zementgehalt und niedrigem Wasserzementwert Entschalfestigkeiten zwischen $0,1 \text{ N/mm}^2$ ($w = 140 \text{ l/m}^3$, $w/z = 0,40$) und $0,5 \text{ N/mm}^2$ ($w = 100 \text{ l/m}^3$, $w/z = 0,30$) erreicht. Wird der Wassergehalt zu stark abgesenkt, kann der Beton nicht mehr ausreichend verdichtet werden, es entsteht kein geschlossenes Gefüge mehr und mit Festigkeitseinbußen ist zu rechnen.

Probleme der Verwendung von Mischungen mit zu niedrigem Wassergehalt bzw. zu hohem Zementgehalt sind unbefriedigende Oberflächen, Schwierigkeiten beim Entfernen von Schalungen und ungenügende Gefügeentwicklung im Zementstein. Die Folgen kön-

nen dann ein geringerer Frost- und Wassereindringwiderstand sein. Eine Steigerung der Gründruckfestigkeit kann durch Vakuumieren und/oder Zusatz von Kunststofffasern erreicht werden.

2.1.6 Besonderheiten des jungen Betons

Die Periode bis zum Wendepunkt der Festigkeitsentwicklung nach Bild 2.1 ist durch spezifische Eigenschaften des Betons und mehrere Probleme gekennzeichnet, die sich überlagern und eine rissverursachende Beanspruchung ergeben können. In den folgenden Abschnitten wird im Einzelnen behandelt:

- Hydratationsbedingtes Schwinden mit Verformungen, die bevorzugt bei höherfestem Beton zur Rissbildung führen (Abschnitt 2.2)
- Ungleiche Entwicklung der Festigkeitskenngrößen mit einem Vorauslaufen des E-Moduls im Vergleich zur Zugfestigkeit. Auftretende Verformungen führen demzufolge zu Spannungen, denen der Beton noch keinen entsprechenden Widerstand entgegenzusetzen hat (Abschnitt 2.4).
- Anfängliche, schnell ablaufende Hydratation mit einer beträchtlichen Wärmeentwicklung und einem daraus resultierenden Temperaturanstieg (Abschnitt 1.8.1 / Abschnitt 3.1). Nach Überschreiten des Temperaturmaximums werden Zugdehnungen hervorgerufen, die die in dieser Periode niedrigen Bruchdehnungen überschreiten können (Abschnitt 2.4).
- Bei ungenügender Nachbehandlung findet eine zu frühzeitige Verdunstung statt, die zu hygrischen Spannungen, einer Verlangsamung der Hydratation und zu Minderfestigkeiten führen kann (Abschnitt 2.2).
- Lastbeanspruchungen rufen Kriechverformungen hervor, die Stützenverkürzungen, größere Durchbiegungen und vergleichbare Erscheinungen ergeben können (Abschnitt 2.5).
- Temperaturbedingte Einwirkungen führen zur Veränderung der Festigkeitsentwicklung und der Endfestigkeit (Abschnitt 2.6) und sind auch Ursache von Fehleinschätzungen über die frühe Belastbarkeit der Konstruktionen während der Bauausführung und darauf zurückzuführenden Schadensfällen (Abschnitt 2.7).

Die zeitlichen Festigkeitseigenschaften basieren auf dem jeweils vorhandenen Gefüge des Zementsteines und der Struktur des Betons. Insofern spielen in der Periode des jungen Betons auch die Porosität und Wasserdurchlässigkeit, das Eindringen von Schadstoffen sowie der Frost- und Frost-Taumittelwiderstand eine Rolle.

Beim jungen Beton handelt es sich demnach um einen zeitlichen Bereich, in dem alle jene Eigenschaften entstehen, die das Verhalten des Bauteiles unter Nutzungsbedingungen, d. h. bei physikalischen, chemischen und mechanischen Beanspruchungen, maßgeblich beeinflussen. Gleichzeitig ist es ein kritischer Bereich, in dem durch Mikro- und Makrorissbildungen die Ursachen für spätere Schäden und verminderte Dauerhaftigkeit entstehen und der deshalb besonderer Aufmerksamkeit bedarf.

2.2 Spannungsunabhängige Verformungen des erhärteten Betons

Bereits mit Beginn der Hydratation setzen chemisch und hygrisch bedingte Formänderungen ein, die als Schwinden bezeichnet werden und eine Selbstaustrocknung darstellen. Beide Phänomene werden zusammenfassend auch als Schrumpfen bezeichnet. Gleichzeitig oder anschließend kann eine weitere Austrocknung durch Verdunsten des Anmachwassers stattfinden (Trocknungsschwinden), die in Abhängigkeit von der relativen Luftfeuchte der Umgebung und den Bauteilabmessungen mehrere Jahre andauern kann.

Bei einer Behinderung der Schwindverformungen werden Spannungen initiiert, die bei Überschreiten der zeitabhängigen Zugfestigkeit Risse im Bauteil hervorrufen. Sollen gemessene Schwindverformungen den einzelnen Schwindarten zugeordnet werden, ist die zeitliche Überlagerung zu beachten. Bei der Interpretation der Schwindwerte sind die Einflüsse aus Temperatur und Kriechen zu berücksichtigen.

Während der Erhärtung und anschließenden Nutzung können auch thermisch bedingte Verformungen auftreten, die sich mit den anderen Verformungsvorgängen überlagern und eine Rissbildung begünstigen oder verursachen.

2.2.1 Chemisches und autogenes Schwinden

Die Bindung des freien Wassers in den Hydraten ruft zwei sich überlagernde Phänomene hervor. Die chemische Reaktion führt zur Volumenverminderung und damit Kontraktion der Mikrostruktur. Die Verringerung des Wassers im Gefüge hat die gleichen Auswirkungen wie der Wasserverlust infolge Verdunstung und führt zum Schwinden, das als autogen bzw. durch Selbstaustrocknung bedingt bezeichnet wird. Insgesamt wird ein Grundschwinden hervorgerufen.

2.2.1.1 Ursachen des Schwindens

Bereits frühzeitig wurde festgestellt, dass die Ausgangsstoffe Zement und Wasser ein größeres Volumen aufweisen als die Hydrate und ein Schrumpfen stattfindet, weil das chemisch gebundene Wasser eine größere Dichte besitzt als das freie Wasser (Abschnitte 1.3.4 und 1.5). Da das chemische Schwinden hydrationsbedingt ist, muss der Vorgang zwangsläufig so lange andauern, bis die Umsetzung des Zementes abgeschlossen ist oder unterbrochen wird. Die zeitliche Entwicklung des Schwindmaßes verläuft erst nach mehreren Stunden etwa parallel zum Hydrationsgrad. Anfänglich dominiert die Reaktion des Sulfatträgers und die Bildung von Ettringit, verbunden mit einer relativ großen Volumenverminderung (Abschnitt 1.2.1). Nach 5–6 Stunden beginnt die Volumenänderung infolge Hydratation der Kalziumsilikate und der anderen Bestandteile des Zementes.

Das chemische Schwinden findet unabhängig davon statt, ob das reagierende System Zementstein im Feuchteausgleich steht oder nicht. Das Volumendefizit beträgt in Anhängigkeit vom mineralogischen Bestand etwa 6,0–6,5 ml/100 g hydratisiertem Zement (siehe dazu Abschnitte 1.3.1 und 1.3.4).

Die Hydrate wachsen in die wassergefüllten Hohlräume hinein, verbrauchen dabei das vorhandene Wasser und entleeren die Porenräume. In den luft- oder wasserdampfge-

füllten Kapillarporen (Schrumpfporen) können sich ohne Wasserzufuhr keine Hydrate mehr bilden. Die Veränderung des Wasserhaushaltes im Porensystem des Zementsteines, die als innere Austrocknung (»Self-Desiccation«) bezeichnet wird, ruft das autogene Schwinden hervor. Ursachen sind die Abnahme der relativen Feuchte und des Spaltdruckes (Abschnitt 1.5). Ein Schwinden findet nicht merklich statt, wenn der Wasserzementwert so groß ist, dass durch die Hydratation die relative Luftfeuchte nicht unter 100 % absinkt. Bei konservierend gelagerten Betonen tritt die Verminderung der Feuchte im Zementstein mit fortschreitender Hydratation früher oder später auf, wenn auch in unterschiedlichem Umfang. Durch eine erhöhte Betontemperatur wird der Vorgang wesentlich beschleunigt. Kann ein Nachsaugen stattfinden, sind die Auswirkungen wesentlich verringert.

Die Summe des chemischen und autogenen Schwindens wird normgemäß als Schrumpfen bezeichnet. Gegenüber dem Trocknungsschwinden liefert das Schrumpfen einen relativ geringen Verformungsbeitrag. Die Werte dürfen aber nicht zu falschen Schlussfolgerungen führen, da infolge der mechanischen Eigenschaften Rissbildungen nicht auszuschließen sind.

Messtechnisch sind die beiden Schwindvorgänge getrennt nur schwer erfassbar. Der Verlauf in Bild 2.20 wurde für das chemische Schwinden durch Unterwasserwägung festgestellt und bei dem autogenen Schwinden mit einem Volumendilatometer erfasst. Ab dem Zeitpunkt t_0 , der mit dem im VICAT-Verfahren gemessenen Erstarrungsende korrespondiert und an dem die höchste Schwindrate vorhanden ist, stimmen die Messwerte beider Messverfahren nicht mehr überein. Ab dem Zeitpunkt t_0 können Spannungen übertragen werden, so dass die Geschwindigkeit des autogenen Schwindens zurückgeht und schließlich nicht weiter zunimmt. Aufgrund der Schwierigkeiten bei der Messung werden Kenngrößen auch oft summarisch angegeben. In der Regel sind die Schwindmaße im Trocknungsschwinden enthalten. Prinzipiell sind die Ursachen und Auswirkungen aber unterschiedlich zu betrachten.

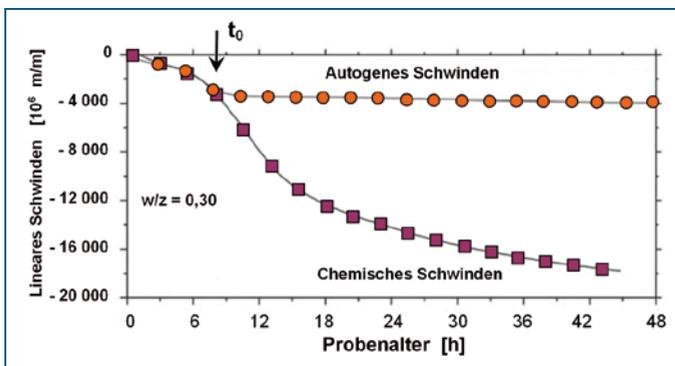


Bild 2.20 Entwicklung des chemischen und autogenen Schwindens, getrennte Messung nach [2.37]

2.2.1.2 Auswirkungen des Schwindens

Solange der Beton noch plastisch ist bzw. eine geringe Festigkeit besitzt (Betonalter etwa 2 bis 5 h), führt das chemische Schwinden nur sehr geringfügig zu einer Veränderung der äußeren Abmessungen, vielmehr nimmt die Porosität des Zementsteines zu (Schrumpfporenraum). Erst die innere Austrocknung bewirkt im Porenraum einen Unterdruck (Hydratationssog), der zu einer äußeren Volumenkontraktion bzw. zum autogenen Schwinden führt. Bei Wasserlagerung kann der Randbereich der Bauteile dadurch wieder aufgefüllt werden. Durch eine Feuchtlagerung ist dem Vorgang im Bauteil aber nicht zu begegnen, da die Dichtigkeit im Zementstein die Diffusion drastisch vermindert. Ein Ausweg wird in der inneren Nachbehandlung gesehen (Abschnitt 2.3).

Nach einer anfänglichen Verkürzung, deren maximale Werte nach etwa 5 bis 10 Stunden auftreten, wird anschließend bis zu einem Alter von rd. 20 Stunden eine Rückverformung festgestellt. Ursache ist ein chemisches Quellen infolge später einsetzender Ettringitbildung. Quellen und Schwinden überlagern sich; welcher Vorgang überwiegt, hängt primär vom Sulfatgehalt, bezogen auf den C_3A -Anteil, und Sulfatträger (Alkalien) ab. Bei Quellszementen ist das chemische Quellen so ausgeprägt, dass das Schwinden vollständig kompensiert wird.

Die Auswirkungen des autogenen Schwindens sind in Abhängigkeit vom w/z -Wert zu sehen. Aus den Untersuchungen von [2.8] geht hervor, dass ein Zementstein aus CEM I 32,5 R bzw. CEM I 42,5 R mit $w/z = 0,50$ nach 28 Tagen konservierender Lagerung ein Schwindmaß von 0,75 mm/m aufweist. Selbst wenn im Beton aufgrund des Widerstandes durch das Korngerüst nur etwa 1/6 feststellbar ist (Abschnitt 2.2.3), reicht die Verformung aus, den Riss herbeizuführen (Zugbruchdehnung etwa 0,1 mm/m). Bei hochfesten Betonen ist aufgrund des niedrigen Wasserzementwertes die innere Austrocknung besonders intensiv, so dass in den ersten Tagen der Erhärtung nennenswerte Schwindmaße auftreten. Bei einem w/z -Wert = 0,30 beträgt das Schwindmaß nach 7 Tagen bereits etwa 1,0 mm/m (im Beton etwa 0,16 mm/m). Diese Tendenz wird durch den Einsatz von ultrafeinem Material, wie Silikastaub, verstärkt; Werte von 0,2 bis 0,4 mm/m sind zu erwarten. Die Folge können innere Risse in der Mikrostruktur sein, die die Festigkeit herabsetzen. Davon ist besonders die Zugfestigkeit betroffen.

Bei einer Reihe von Anwendungen des höherfesten Betons werden die Folgen deutlich. Straßen- und Kappenbetone weisen Rissbildungen auf, weil die Bauteile mit Beginn der Erhärtung behindert sind und einer Zwangsbeanspruchung unterliegen. Es ist anzunehmen, dass die Hydratationswärme in dickeren Bauteilen die Vorgänge beschleunigt und bereits frühzeitig entsprechende Schwindmaße auftreten. Von der Oberfläche der Bewehrungssähle ausgehende Risse können die Verbundsteifigkeit herabsetzen Bild 2.21 [2.38], [2.39]. Mit steigendem Wasserzementwert geht das autogene Schwinden zurück. Als oberer Grenzwert kann $w/z \geq 0,70$ angenommen werden, ab dann ist kein Einfluss der Selbstaustrocknung feststellbar.

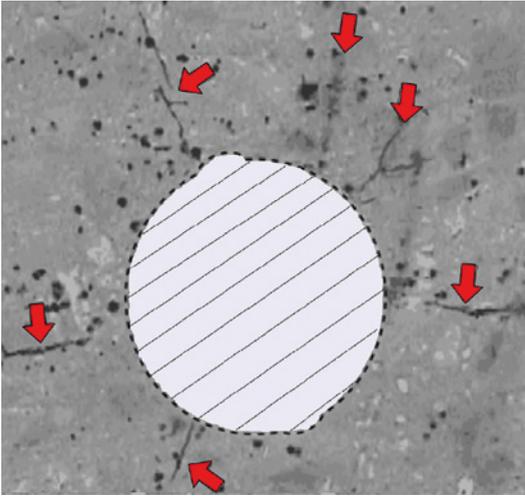


Bild 2.21 Risse um den Bewehrungsstahl infolge autogenem Schwinden bei einem ultrahochfesten Beton (UHPC), [2.38]

2.2.1.3 Einflussfaktoren auf das autogene Schwinden

Eine Abhängigkeit zwischen dem chemischen und autogenen Schwinden besteht nicht. Maßgebend sind die Zusammensetzung und die Steifigkeit des Korngerüstes im Frischbetons. Das autogene Schwinden steigt mit dem Zement- und Silikastaubgehalt und der Verzögerungszeit durch Zusatzmittel sowie bei Herabsetzung des w/z -Wertes und des Anteiles an gröberen Gesteinskörnungen (Bild 2.22) an.

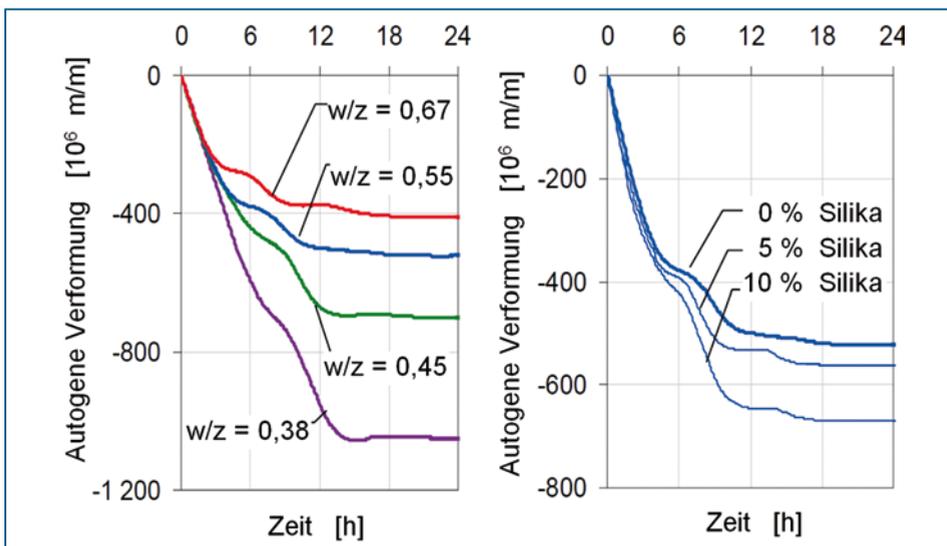


Bild 2.22 Autogenes Schwinden von selbstverdichtendem Beton in Abhängigkeit vom Wasserzementwert und dem Gehalt an Silikastaub [2.40]

Im Vergleich zum normalen Portlandzement wurden bei den LH-Zementen die größten und bei hüttensandhaltigen Zementen die geringsten Schwindwerte festgestellt (Bild 2.23).

Ein niedrigerer Alkaligehalt in der Porenlösung soll ebenfalls die Schwinddehnung herabsetzen. Keine eindeutige Aussage gibt es zur Wirkung der Temperatur. Zum einen wird eine niedrige Temperatur bei der Nachbehandlung mit höheren Schwindwerten verknüpft, zum anderen bei der Austrocknung mit geringeren Dehnungen. Wahrscheinlich spielt der Verlauf der Entwicklung des Hydratationsgrades eine Rolle.

2.2.1.4 Gegenmaßnahmen

Die Einflüsse auf das autogene Schwindmaß weisen theoretisch auf die Möglichkeiten zur Verminderung hin: Senkung des Zementleimgehaltes, Vergrößerung des w/z -Wertes, Reduzierung des Aluminatgehaltes im Zement. Für die Zusammensetzung von hochfestem Beton kommen diese Möglichkeiten praktisch nicht infrage. Im Gegenteil, durch die Verwendung von Silikastaub wird das autogene Schwinden noch deutlich gesteigert.

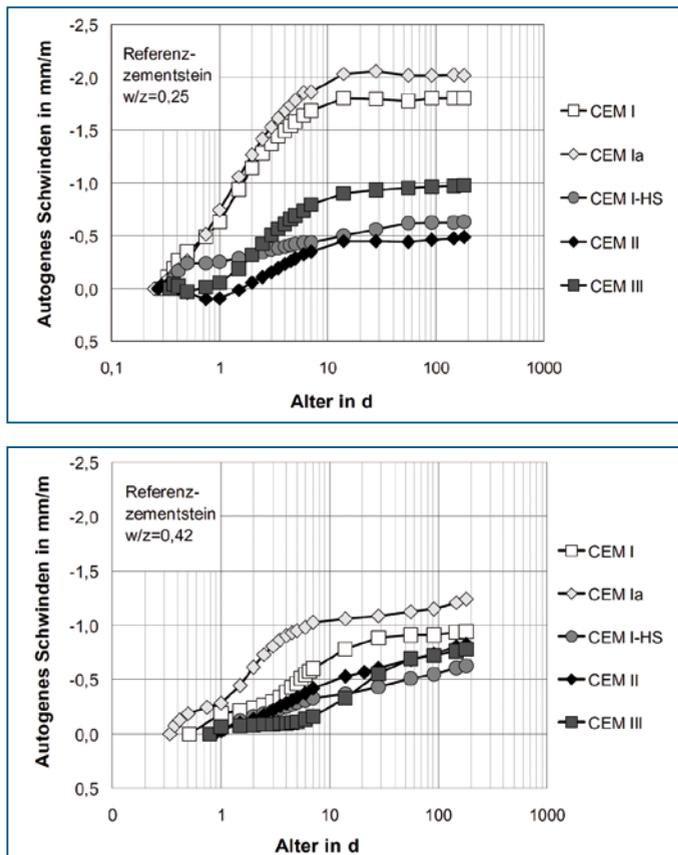


Bild 2.23 Autogenes Schwinden des Zementsteines
a) mit $w/z = 0,25$ und b) mit $w/z = 0,42$ [2.41]

Deshalb wird international seit etwa 20 Jahren nach anderen Wegen gesucht, die Rissgefahr infolge autogenen Schwindens zu verringern.

Charakteristisch ist für die Betone mit niedrigem Wasserzementwert, dass die anfänglich geringere und durch die Hydratation weiter verminderte Kapillarität die Diffusion von Wasser durch den Zementstein erschwert. Daraus folgt, dass die Verdunstung und die Wasserzuführung von außen geringer ist als bei Normalbeton. Insofern sind die Maßnahmen zur Nachbehandlung von außen (Abdeckungen, Wasserzuführung; Abschnitt 2.3) in der Wirkung eingeschränkt, bleiben jedoch unverzichtbar, um eine Überlagerung von autogenem und Trocknungsschwinden auszuschließen. Die positiven Wirkungen sind in Kombination mit den Maßnahmen der inneren Nachbehandlung nachgewiesen [2.41]. Unter dem Begriff »innere Nachbehandlung« (internal curing) werden alle Maßnahmen verstanden, die auf die inneren Faktoren des Schwindens gerichtet sind und die die schwindreduzierenden Zusatzmittel, Quellsätze sowie wasserspeichernden Gesteinskörnungen und Polymere umfassen (siehe dazu Abschnitt 2.2.5).

2.2.1.5 Vorhersage der Größe und des Verlaufes des autogenen Schwindens

Früher wurde die Auffassung vertreten, dass dem Schwindvorgang erst ab einem w/z -Wert $\leq 0,45$ eine Bedeutung zukommt und nur bei hochfesten Betonen beachtet werden muss. Diese Limitierung muss aber durch die Festlegungen im Normenwerk als aufgehoben angesehen werden.

Nach dem Berechnungsmodell in EN 1993-1-1 und DIN 1045-1 ist davon auszugehen, dass Betone aller Festigkeitsklassen ein Schrumpfmaß besitzen und sich nur in dessen Größe unterscheiden. Inwieweit dies zutreffend ist, soll anschließend diskutiert werden.

Nach DIN 1045-1 ergibt sich die Schrumpfverformung zu

$$\varepsilon_{\text{cas}}(t) = \varepsilon_{\text{cas}0}(f_{\text{cm}}) \cdot \beta_{\text{as}}(t) \quad (2.3)$$

Der Grund- (bzw. End-) Wert besitzt nach [2.42] den Ausdruck:

$$\varepsilon_{\text{cas}0}(f_{\text{cm}}) = -\alpha_{\text{as}} \cdot \left(\frac{f_{\text{cm}}/f_{\text{cm}0}}{6 + f_{\text{cm}}/f_{\text{cm}0}} \right)^{2,5} \cdot 10^{-6} \quad (2.4)$$

f_{cm} = mittlere Zylinderdruckfestigkeit im Alter von 28 Tagen (es gilt: $f_{\text{cm}} = f_{\text{ck}} + 8 \text{ N/mm}^2$).
 $f_{\text{cm}0} = 10 \text{ N/mm}^2$.

Werte für α_{as} sind in Tabelle 2.1 angegeben.

Nach EN 1992-1-1 wird der Endwert der Schrumpfdehnung in Abhängigkeit von der Festigkeitsklasse vereinfacht bestimmt zu

$$\varepsilon_{\text{cas}}(\infty) = 2,5 \cdot (f_{\text{ck}} - 10) \cdot 10^{-6} \quad (2.5)$$

Diese Beziehung entspricht ebenfalls der Auffassung, dass alle Betone über einer Zylinderdruckfestigkeit von 10 N/mm^2 ein autogenes Schwinden aufweisen.

Für die Zeitfunktion ist anzusetzen:

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp \left[-0,20 \cdot \left(\frac{t_e}{t_1} \right)^{0,5} \right] \quad (2.6)$$

$$t_1 = 1 \text{ h}$$

In [2.42] wird dafür differenzierter angegeben:

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp \left[-a_{as} \cdot \left(\frac{t_e - t_{e0}}{t_1} \right)^{b_{as}} \right] \quad (2.7)$$

$$t_1 = 1 \text{ h}$$

Die Beiwerte a_{as} und b_{as} sowie der zeitliche Verlauf des Faktors $\beta_{as}(t)$ sind für vier w/b -Werte in Bild 2.24 dargestellt.

Anstelle der Zeitfunktion (2.6) oder (2.7) wird in Rechnerprogrammen auch der Verlauf des Hydratationsgrades zugrunde gelegt, der sich aus der Wärmeentwicklung ergibt und in proportionaler Beziehung zur chemischen Wasserbindung steht.

Bei Vergleichen zwischen berechneten und experimentell ermittelten Schrumpfwerten sind wiederholt nennenswerte Differenzen festgestellt worden, die eine Erklärung in der unterschiedlichen Auswirkung von w/b - (Wasser-Bindemittel-) Wert und der Druckfestigkeit auf das Schwinden haben. Bei höherfesten Betonen sind die Rechenwerte zu niedrig, bei Betonen geringerer Festigkeit, vor allem in der Anfangsperiode der Erhärtung, zu hoch. Bei Betonen mit größeren w/b -Werten kann ein anfängliches Quellen auftreten, so

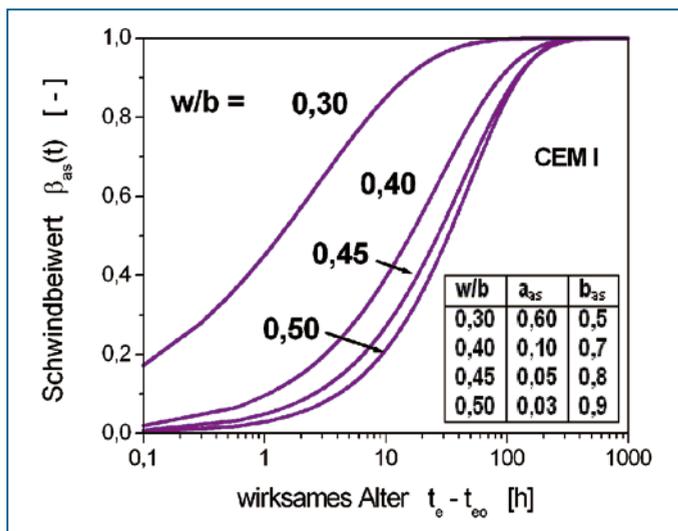


Bild 2.24 Zeitfunktion des autogenen Schwindens in Abhängigkeit vom wirksamen Alter nach [2.43]

dass sich die berechneten Schrumpfmaße nicht einstellen. Wichtig ist auch das Ergebnis, dass Betone mit w/b -Werten $> 0,50$ bei längerer Erhärtung Schwinddehnungen aufweisen, die zu beachtenswerten Spannungen führen können.

In [2.44] ist ein alternatives Vorgehen zur Berücksichtigung des autogenen Schwindens bei der Spannungsberechnung konzipiert worden (Bild 2.25). Der Einfluss der Kompositzemente und weiterer Mischungsbestandteile ist nach Bild 2.26 zu berücksichtigen. In

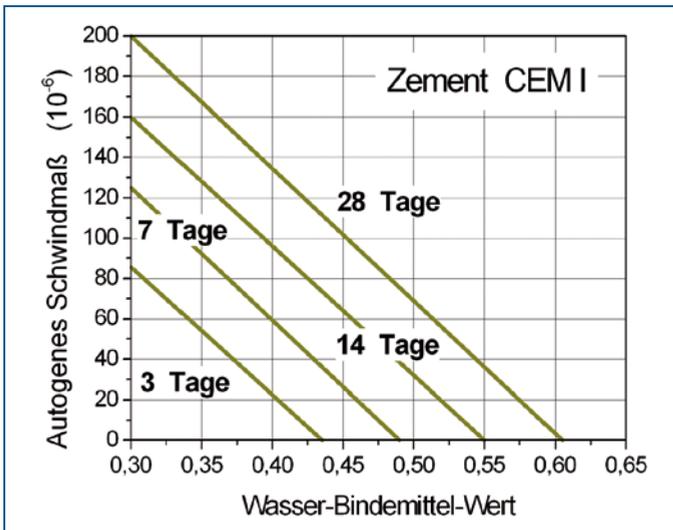


Bild 2.25 Autogenes Schwindmaß in Abhängigkeit vom w/b -Wert und der Erhärtungsdauer nach [2.44]

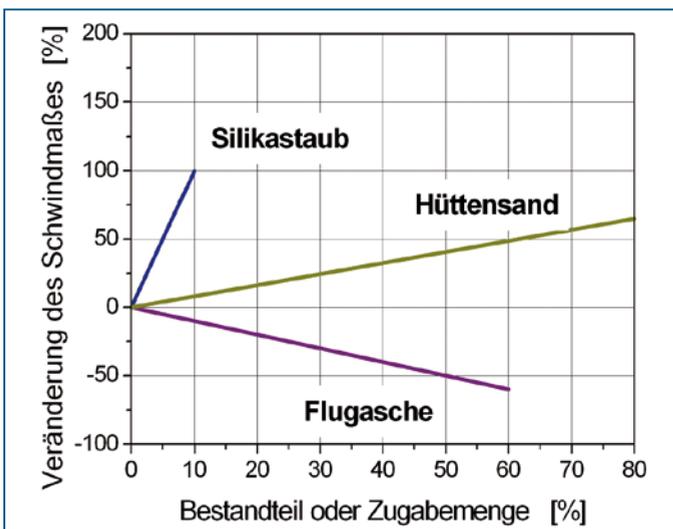


Bild 2.26 Veränderung des autogenen Schwindmaßes in Abhängigkeit von der Art und Menge des Zusatzstoffes im Zement und Beton nach [2.44]

Auswertung der Literatur wird in [2.44] ebenfalls vorgeschlagen, das Endschwindmaß in Abhängigkeit vom Wasser-Bindemittel (w/b-) Wert zu formulieren:

$$\varepsilon_{\text{cas}}(\infty) = 1,3 \cdot \exp\left(-6 \cdot \frac{w}{b}\right) \cdot 10^{-3} \quad (2.8)$$

Zementtyp nach EC 2	Merkmal	Zementart nach DIN EN 197-1	Festigkeitsklasse	α_{ds1}	α_{ds2}	α_{as}	α
SL	langsam erhärtend	CEM III CEM II CEM II/B-S	– 32,5 N 42,5 N	3	0,13	800	– 1
N, R	normal oder schnell erhärtend	CEM II CEM I	32,5 R; 42,5 N; 42,5 R 32,5 N; 32,5 R; 42,5 N	4	0,12	700	0
RS	sehr schnell erhärtend und hochfest	CEM I	42,5 R; 52,5 N; 52,5 R	6	0,11	600	1

Tabelle 2.1 Beiwerte für die Gleichungen 2.4 und 2.10 in Abhängigkeit vom Zementtyp

Autogenes und Trocknungsschwinden haben die übereinstimmenden Ursachen und treten immer gemeinsam auf, aber in Abhängigkeit von der Zusammensetzung des Betons mit unterschiedlicher Größe. Bei Normalbeton überwiegt das Trocknungsschwinden, bei hochfesten Betonen das autogene Schwinden (siehe dazu auch Abschnitt 2.2.4).

2.2.2 Trocknungsschwinden

Sobald im Beton vorhandenes Wasser über die Bauteiloberfläche verdunstet, setzt das Trocknungsschwinden ein. Dieser Prozess ist unvermeidlich, da ein Ausgleich zwischen der Feuchte im Porensystem und der umgebenden Luft stattfindet. Das Schwinden kann deshalb selbst durch eine intensive Nachbehandlung nicht verhindert, sondern nur der Beginn und der Verlauf beeinflusst werden. Die Auswirkungen werden jedoch vermindert, da eine länger andauernde Relaxation die Spannungen bei einer Verformungsbehinderung reduziert.

Der Feuchteaustausch vollzieht sich in Abhängigkeit von der Bauteildicke über einen größeren Zeitraum, Endwerte werden erst nach Jahren erreicht. Da der diffusionsgesteuerte Vorgang sehr langsam verläuft, sind im jungen Betonalter höchstens die äußersten Zentimeter des Randbereiches beeinflusst. Im Bauteil bildet sich ein Schwindprofil aus, das aufgrund der inneren Behinderung zu Rissbildungen im Randbereich führen kann. Das Schwinden großer Bauteile oder von Konstruktionen führt zu bleibenden Verformungen und / oder Schwindspannungen, die An- oder auch Durchrisse nach sich ziehen können. Oftmals werden vorhandene Frührisse aufgeweitet oder verlängert.

Das Trocknungsschwinden ist bei Wasserzugabe in einem gewissen Umfang reversibel, die ursprünglichen Abmessungen werden aber nicht wieder erreicht. Bei üblichem Konstruktionsbeton sind etwa 50 % der Schwindmaße reversibel. Bei höherem Wasserzementwert ($\geq 0,60$) ist nach [2.46] der irreversible Anteil größer als bei einem niedrigem ($w/z = 0,35$). Die Schwindwerte beim ersten Austrocknen sind beträchtlich größer, als wenn eine Wiederbefeuchtung und erneute Trocknung vorgenommen wird.

2.2.2.1 Ursachen

Das bei der Herstellung des Betons zugegebene Anmachwasser wird in der durch Hydratation entstehenden Zementsteinstruktur nicht nur chemisch, sondern auch physikalisch an der Oberfläche und in den Zwischenräumen der Hydrate gebunden und verbleibt teilweise als Kapillarwasser im Porensystem (Abschnitt 1.3). Durch Verdunstung und Austrocknung werden das kapillarkondensierte, adsorbierte und das Zwischenraumwasser aus der Mikrostruktur entfernt und als Folge die Oberflächenenergie, Wechselwirkungskräfte und die Kapillarspannung verändert. Die stattfindende Annäherung der einzelnen Hydrate führt eine Volumenverminderung, das Schwinden, herbei. Die Wiederbefeuchtung würde dagegen den Spaltdruck zwischen den Teilchen vergrößern und das Quellen hervorrufen.

Die Längenänderung nach dem ersten Austrocknen ist bei Wiederbefeuchtung aber nicht vollständig reversibel, da sehr enge Zwischenräume geschlossen werden, die nicht wieder erweiterbar sind. Bei zyklischer Wiederholung der Befeuchtung und Austrocknung werden reversible Schwindmaße festgestellt, die wesentlich kleiner als die beim erstmaligen Schwindvorgang und unabhängig vom w/z -Wert, d. h. dem Porenvolumen, sind (Bild 2.27).

Das Schwinden des Zementsteines wird direkt durch den Wasseranteil bestimmt (Bild 2.28). Eine strenge Proportionalität kann dabei nicht bestehen, da die einzelnen Modifikationen des Wassers unterschiedlich zum Schwinden beitragen. Beispielsweise dürfte das Wasser aus den Gelporen einen vergleichsweise größeren Anteil am Kriechmaß bedingen. Überschüssiges Kapillarwasser wird demgegenüber nur wenig oder gar keine Bedeutung für das Schwinden haben.

Da die Gesteinskörnungen i. Allg. nicht schwinden, sind die Schwindmaße bei Beton vom Zementleimgehalt, d. h. vom Zement- und Wassergehalt und dem Wasserzementwert abhängig. Daraus resultiert die festgestellte enge Verbindung der Schwindmaße mit dem Volumen des Kapillarwassers.

Ein Zementstein mit $w/z = 0,4$ bis $0,6$ weist bei eintägiger konservierter Lagerung und anschließender Austrocknung bei $20\text{ °C}/65\%$ relativer Luftfeuchtigkeit ein Schwindmaß von etwa $\epsilon_s \approx -3$ bis -4×10^{-3} auf [2.8].

Bei Beton werden diese Schwindmaße unter der behindernden Wirkung des Zuschlaggerüstes stark reduziert (Bild 2.29). Insofern haben die Gesteinsart mit den elastischen Eigenschaften und der Kornaufbau des Zuschlages Einfluss auf die tatsächlich eintretende Schwindverkürzung (Abschnitt 2.2.3). Bei Beton vermindert sich die lineare Verkürzung des Zementsteines auf etwa $\epsilon_s \approx -0,5 \cdot 10^{-3}$. Selbst dieser Wert reicht noch aus, um bei Zwängung Risse zu erzeugen. Die Gesamtschwindmaße ϵ_{cs} nehmen zu, wenn rezyklierte Gesteinskörnungen (Betonbrechsand und -splitt) verwendet [2.47] oder schwindfähiger

Sandstein als Gesteinskörnungen eingesetzt werden [2.8]. Demgegenüber kann mit Basaltsplitt eine Verminderung auf $\epsilon_{cs} = -0,4\%$ erreicht werden [2.48]. Diese Veränderungen in den Schwindmaßen lassen sich durch das Modell von Pickett (Abschnitt 2.2.3) erklären.

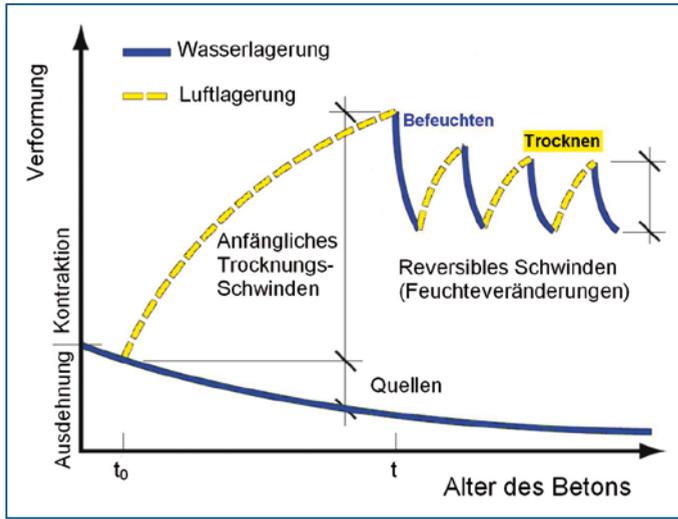


Bild 2.27 Verlauf des Schwindens bei wiederholter Trocknung und Befeuchtung

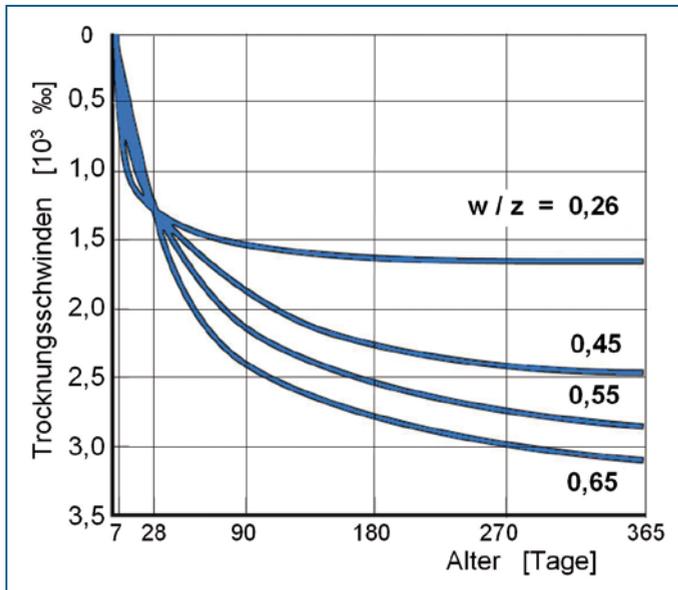


Bild 2.28 Trocknungsschwinden von Zementleim in Abhängigkeit vom Wasserzementwert

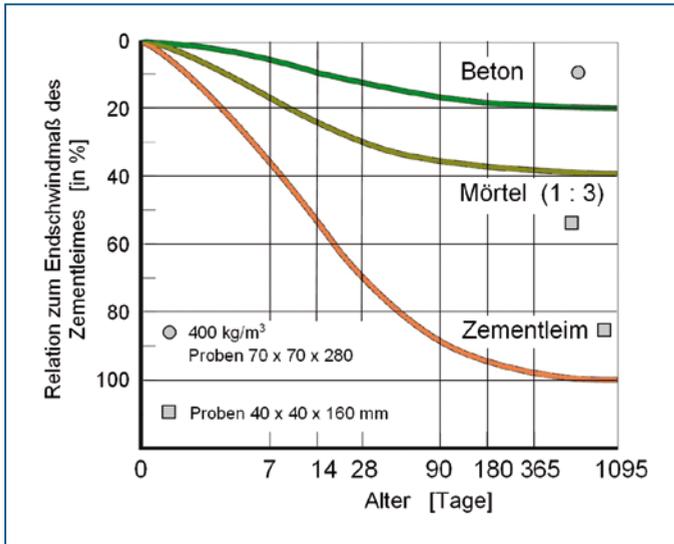


Bild 2.29 Trocknungsschwinden von Zementleim, Mörtel und Beton bei einer relativen Feuchte 50 %

2.2.2.2 Auswirkungen

Durch das Schwinden der Zementstein- oder Bindemittelmatrix zwischen den behindernden Gesteinskörnungen können Mikrorisse in dieser Matrix oder in der Kontaktzone zwischen Matrix und Gesteinskörnung entstehen. Das Austrocknen bewirkt bei dickeren Bauteilen einen Feuchtgradienten und unterschiedliche Schwindverkürzungen über den

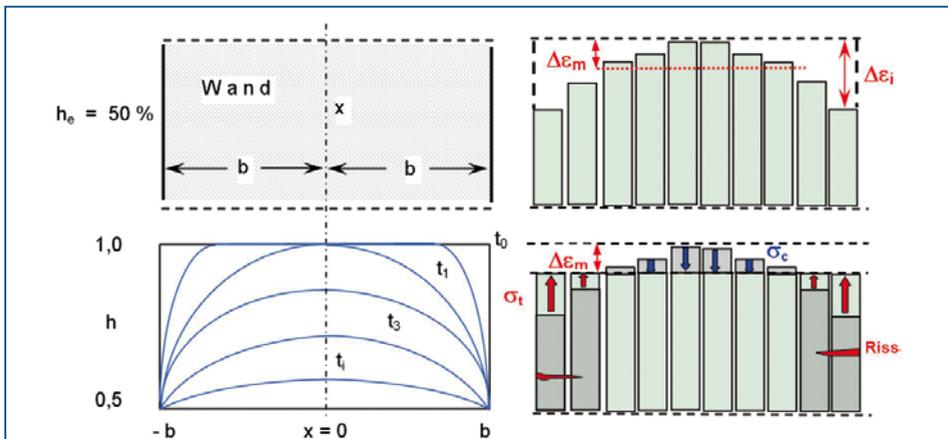


Bild 2.30 Austrocknung einer Wand

- Entwicklung der Feuchteverteilung in Abhängigkeit von der Zeit
- freie Schwinddehnung der einzelnen Fasern
- Spannungen und Rissbildungen infolge eben bleiben des Querschnittes

Querschnitt hinweg. Das Schwinden der Randzone wird durch den geringer oder nicht schwindenden Kern des Bauteiles behindert, so dass sich dort Zugspannungen (Eigen- spannungen) aufbauen, die bei Überschreitung der Zugfestigkeit zu Rissen, den so genannten Schwindrissen, führen (Bild 2.30). Bei weiterer Austrocknung gleichen sich die Differenzen in den Schwindverformungen aus und die Risse schließen sich wieder weit- gehend. Die Gefügetrennungen bleiben aber bestehen und können die Zug- und Biege- festigkeit herabsetzen.

In Bauteilen mit äußerer Behinderung ruft das über den Querschnitt gemittelte Schwindmaß Zwangsspannungen hervor, die unter ungünstigen Bedingungen Trennrisse hervorrufen. Dadurch kann die Gebrauchstauglichkeit von Konstruktionen, wie z. B. wei- ßer Wannen, infrage gestellt sein.

2.2.2.3 Vorhersage der Größe und des Verlaufes des Schwindens bei Austrocknung

An Zementsteinprismen mit unterschiedlichem Wasserzementwert und bei unterschied- lich langer konservierter Lagerung wurden in Abhängigkeit von der Zeit Schwindmaße gemessen; eine Übersicht zu den Versuchsergebnissen ist beispielhaft mit $w/z = 0,50$ in Bild 2.31 dargestellt. Wie zu ersehen ist, verlaufen die Kurven mit Beginn der Trocknung ähnlich, laufen aber offensichtlich auf einen gemeinsamen Endwert zu. Die Zementart ist dabei von untergeordneter Bedeutung. Die Untersuchungen an Betonzylindern zeigen im Vergleich nach einer Trocknungszeit von 4 Jahren, dass die Nachbehandlung keinen nennenswerten Einfluss auf das Schwindmaß hat. Selbst bis zu 28 Tagen konserviert gelagerte Proben holen den Rückstand gegenüber früher ausgeschalteten Prüfkörpern auf. Man kann davon ausgehen, dass bei Erreichen der Ausgleichsfeuchte für einen Beton gleicher Zusammensetzung dann auch übereinstimmende Schwindmaße vorhanden sind. Lediglich der Verlauf ist verändert und könnte gegebenenfalls einen Vorteil hinsichtlich der rissfreien Aufnahme der über den Zeitraum hinweg relaxierenden Schwindspannungen bedeuten.

Einen Anhaltspunkt über die bei Ortbetonbauteilen auftretenden Schwindmaße gibt Bild 2.32, das durch mehrere unterschiedliche Untersuchungen bestätigt worden ist. Das Diagramm berücksichtigt für normal zusammengesetzte Betone die Abhängigkeit vom Zementleimgehalt V_{ZL} über die Faktoren Wassergehalt und Wasserzementwert. Für eine Mischung mit $w/z = 0,50$ und $w = 200 \text{ l/m}^3$ ergibt sich $V_{ZL} = 0,33$. Die Beziehung zwischen den Werten für den Zementstein und Beton nach Abschnitt 2.2.3 ergibt $\epsilon_{Sb} / \epsilon_{Szs} = 0,21$ und das Grundschildmaß $\epsilon_{S0} = 0,75 \text{ mm/m}$, das mit dem Wert aus Bild 2.32 korrespon- diert.

Aus Bild 2.32 ist zu ersehen, dass ein hoher Zementgehalt zu einem großen Schwind- maß führt, das durch einen niedrigen Wasserzementwert jedoch verringert werden kann. Weiterhin wird deutlich, wie sich eine nachträgliche Wasserzugabe auf der Baustelle hinsichtlich des Schwindmaßes nachteilig auswirken würde.

Werden Leichtbetone verarbeitet, steigt das Schwindmaß an, da die poröse Körnung ebenfalls schwindet und das Korngerüst mit dem niedrigeren E-Modul dem Schwinden des Zementsteines einen geringeren Widerstand leistet. Die Zunahme des Schwindmaßes kann bis zu 50 % oder mehr betragen.

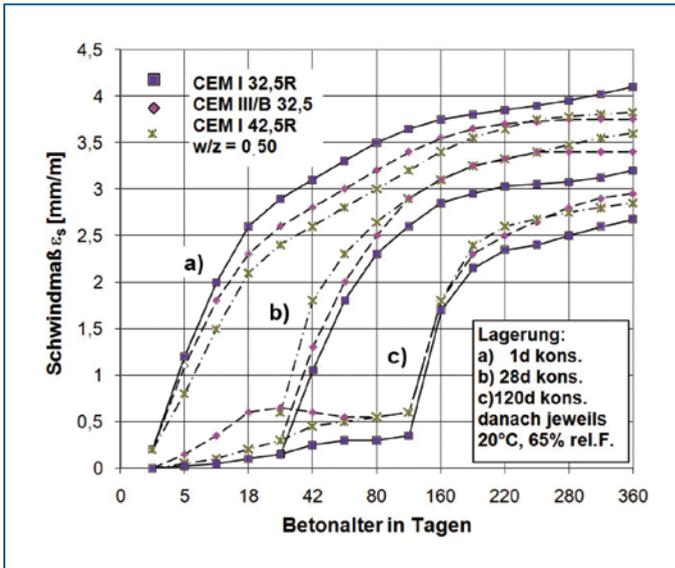


Bild 2.31 Schwinden von Zementsteinprismen 25/25/285 mm für verschiedene Zemente mit $w/z = 0,50$ und unterschiedlichen Lagerungen [2.8]

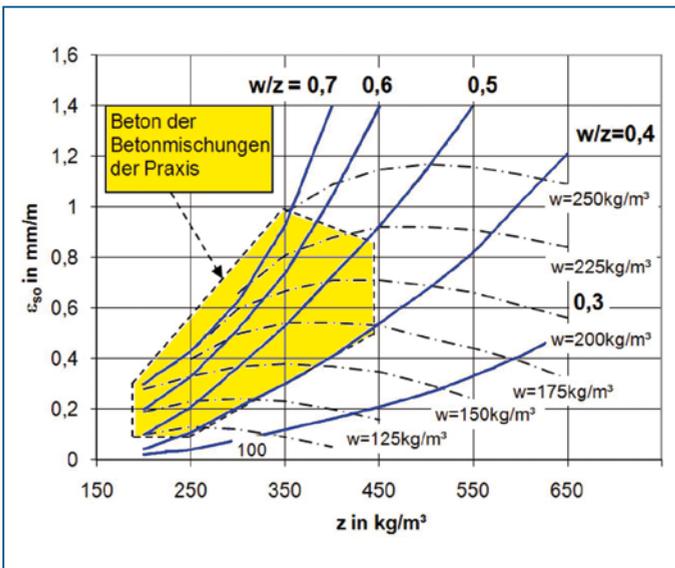


Bild 2.32 Endschwindmaße von Beton ϵ_{∞} in Abhängigkeit vom Zementgehalt und w/z -Wert aus [2.49]. Prismen 100 x 100 x 400 mm, nach 7 d Feuchtlagerung anschließend Luftlagerung bei 50 % rel. LF

Die Schwindmaße werden im zeitabhängigen Verlauf durch das Austrocknungsverhalten des Betonbauteiles, d. h. in Abhängigkeit von der relativen Luftfeuchte, der Temperatur und der wirksamen Körperdicke (Verhältnis von Fläche zu Umfang), bestimmt. Der Zeitraum bis zum Erreichen der Ausgleichsfeuchte und dem Endschwindmaß kann bei größeren Bauteilquerschnitten mehrere Jahre und sogar Jahrzehnte betragen. Nach dem Regelwerk zu DIN 1045-1 wird das Schwindmaß infolge Austrocknung im Zeitraum $(t-t_s)$ ermittelt zu

$$\epsilon_{\text{cds}}(t, t_s) = \epsilon_{\text{cds}0}(f_{\text{cm}}) \cdot \beta_{\text{RH}} \cdot \beta_{\text{ds}}(t - t_s) \quad (2.9)$$

$t_s = \text{Zeitpunkt des Trocknungsbeginns [Tage]}$

Die einzelnen Faktoren ergeben sich wie folgt:

$$\epsilon_{\text{cds}0} = [220 + 110 \cdot \alpha_{\text{ds}1}] \cdot \exp(-\alpha_{\text{ds}2} \cdot f_{\text{cm}}/f_{\text{cm}0}) \cdot 10^{-6} \quad (2.10)$$

$$\beta_{\text{RH}} = 1,55 \cdot \left[1 - \left(\frac{\text{RH}}{\text{RH}_0} \right)^3 \right] \quad \text{für } 40 \leq \text{RH} < 99 \% \quad (2.11)$$

$$\beta_{\text{RH}} = 0,25 \quad \text{für } \text{RH} \geq 99 \% \cdot \beta_{\text{s}1} \quad (2.11a)$$

$$\beta_{\text{s}1} = \left(\frac{35}{f_{\text{cm}}} \right)^{0,1} \leq 1,0 \quad (2.11b)$$

f_{cm} = mittlere Zylinderdruckfestigkeit des Betons im Alter von 28 Tagen = $f_{\text{ck}} + 8 \text{ N/mm}^2$ (vgl. DIN 1045-1, Tabelle 9). $f_{\text{cm}0} = 10 \text{ N/mm}^2$; RH = relative Feuchte der umgebenden Luft (in %); $\text{RH}_0 = 100 \%$. Beiwerte $\alpha_{\text{ds}1}$ und $\alpha_{\text{ds}2}$ nach Tabelle 2.1.

Der Beiwert $\beta_{\text{s}1}$ berücksichtigt die innere Austrocknung von hochfestem Beton und kann i. Allg. vernachlässigt werden.

Der Term $\beta_{\text{ds}}(t-t_s)$ stellt die Zeitfunktion für das Trocknungsschwinden dar und ist nach DIN 1045-1 in Abhängigkeit von der wirksamen Querschnittsfläche formuliert.

$$\beta_{\text{ds}}(t - t_s) = \sqrt{\frac{(t - t_s)/t_1}{350 \cdot \left(\frac{h_0}{h_1} \right)^2 + (t - t_s)/t_1}} \quad (2.12)$$

$h_0 = 2 A_c/U = \text{wirksame Bauteildicke [mm]}$

$A_c = \text{Querschnittsfläche [mm}^2\text{]}$

$U = \text{Umfang des Querschnittes, der der Austrocknung ausgesetzt ist [mm]}$

(Bei Kastenträgern einschl. 50 % des inneren Umfangs)

$h_1 = \text{Bezugswert} = 100 \text{ mm}$

$t_s = \text{Betonalter zu Beginn der Austrocknung [Tage]}$

$t_1 = \text{Bezugswert} = 1 \text{ Tag}$

Für Bauteile im Freien gilt im Regelfall eine relative Luftfeuchte von 65 %. Die Annahme einer schwindungsreduzierenden höheren Luftfeuchte (z. B. 80 %) ist nur dann berechtigt, wenn die Bauteile ständig durch verdunstendes Wasser umströmt werden, wie z. B. über freien Wasserflächen. Eine Ausnahme bildet auch die Betonstraße, die aufgrund der ständigen Bodenfeuchte und der periodischen Beregnung ein geringeres Schwindmaß aufweist [2.48].

Das vorstehende Berechnungsmodell impliziert eine maßgebene Abhängigkeit des Endschwindmaßes von der Festigkeit des Betons (Gleichung 2.9). Damit müsste ein LP-Beton der Festigkeitsklasse C30/37 ein geringeres Schwindmaß aufweisen als ein Beton C35/45 ohne Luftporen. Tatsächlich handelt es sich aber um eine vergleichbare Zusammensetzung des Betons sowie Struktur und Festigkeit des Zementsteines, die durch den Einsatz von Luftporen abgemindert wird. Dieser Sachverhalt wird auch deutlich, wenn an Stelle von chemischen Zusatzmitteln für die Luftporenbildung Mikrohohlkugeln verwendet werden, die eine weitaus geringere Festigkeitsminderung verursachen. Maßgebend für das Schwinden ist eben hauptsächlich die Änderung der Feuchteverhältnisse und nicht die Festigkeit (Abschnitt 1.5). Eine Folge der Anwendung der Gleichung 2.9 könnte demnach eine Unterschätzung der zu erwartenden Schwindmaße sein.

Beispiel:

Ein Betonbauteil (C30/37, CEM II 32,5R) mit dem Querschnitt 60 x 80 cm wird nach $t_s = 3$ Tagen ausgeschalt und erhärtet im Freien bei einer relativen Luftfeuchte von etwa $RH = 65 \%$ weitere $t = 180$ Tage. Zu diesem Zeitpunkt interessiert das Schwindmaß, das in Relation zum Endschwindmaß anzugeben ist. Die Umgebungstemperatur beträgt im Mittel 15°C .

Das Grundschildmaß beträgt nach Gleichung 2.10:

$$\epsilon_{cds0} = [220 + 110 \cdot 4,0] \cdot \exp(-0,12 \cdot 30/10) \cdot 10^{-6} = 0,00046$$

Der feuchtebedingte Beiwert ist

$$\beta_{RH} = 1,55 \cdot \left[1 - \left(\frac{65}{100} \right)^3 \right] = 1,124$$

Die Zeitfunktion führt zu

$$\beta_{ds}(t - t_s) = \frac{(180 - 3)/t_1}{\sqrt{350 \cdot \left(\frac{2 \cdot 600 \cdot 800}{(1200 + 1600) \cdot 100} \right)^2 + (180 - 3)/1}} = 0,203$$

Daraus ergibt sich die Schwinddehnung zum Zeitpunkt $t = 180$ Tage:

$$\epsilon_{cds}(t, t_s) = 0,00046 \cdot 1,124 \cdot 0,203 = 0,000105 = 0,105\%$$

Das zeitabhängige Schwindmaß beträgt damit 20,3 % des Endschwindmaßes nach vollständiger Austrocknung.

2.2.3 Schwinden des Zementsteines im Gefüge

Zwischen den Schwindmaßen des Zementsteines und des Betons besteht ein Zusammenhang, der über den Anteil des schwindenden Zementleimes und den Eigenschaften der Gesteinskörnungen im Betongefüge hergestellt wird.

Die bei einem Betonbauteil auftretende verminderte Verformung ϵ_{Beton} resultiert aus der behindernden Wirkung der Gesteinskörnung, die nach [2.51] über den Volumenanteil g der Gesteinskörnungen im Mörtel- bzw. Betonvolumen abgeschätzt werden kann. Die Schwinddehnung des Zementsteines ϵ_{zS} wird verringert nach:

$$\epsilon_{S,\text{Beton}} = \epsilon_{S,zS} \cdot (1-g)^m \quad (2.13)$$

$$g = (V_{zS} / V_b) \quad (2.13a)$$

Der Exponent m charakterisiert die Behinderung der Zementsteinverkürzung durch das Gerüst der Gesteinskörnung und ist damit von den E-Moduli und den Querdehnzahlen von Beton und Zuschlag abhängig. Nach verschiedenen Angaben liegt m zwischen 1,2 und 1,9; im Mittel bei 1,70–1,75. [2.8] hat in Auswertung von Versuchen mit Kiesbeton verschiedener Zusammensetzung und Lagerung für den Exponenten $m = 1,7$. Die Relation $\epsilon_{zS}/\epsilon_{\text{Beton}}$ ist in Auswertung verschiedener Versuchsergebnisse in Bild 2.33 dargestellt. Die Streuungen sind relativ unerheblich.

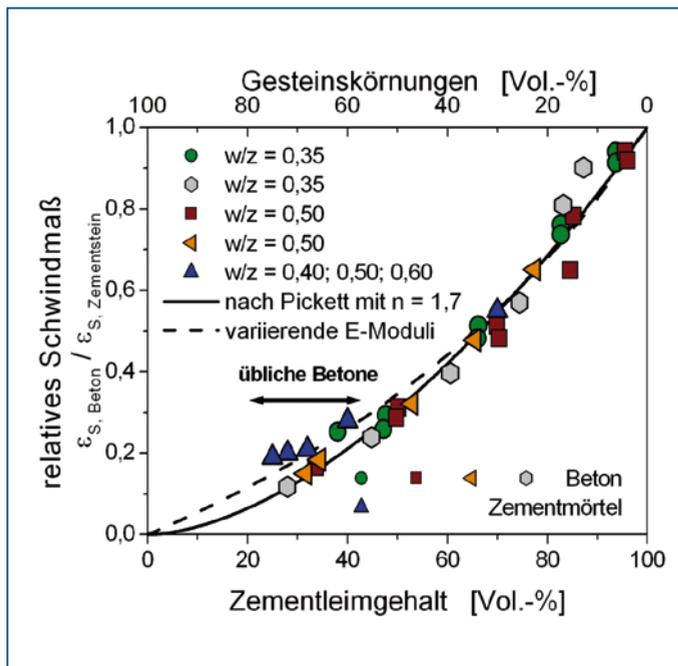


Bild 2.33 Einfluss des Anteiles der Gesteinskörnungen im Beton und Mörtel auf das Schwindmaß (Versuchsdaten von Soroka (1993), aus [2.51]; Powers aus [2.52] und Angaben [2.8])

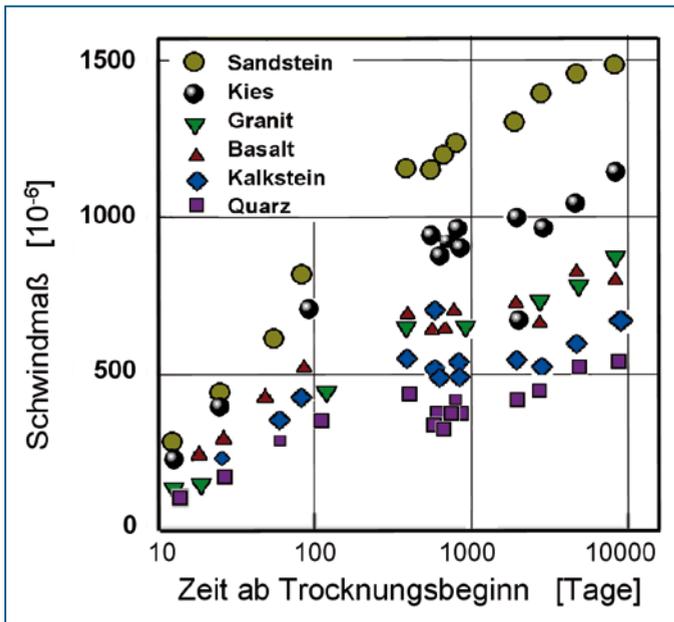


Bild 2.34 Einfluss der Eigenschaften der Gesteinskörnungen auf das Trocknungsschwinden (Daten von Troxell, G.E. et al, aus [2.52])

Neben dem Volumenanteil wirken sich die Eigenschaften der Gesteinskörnungen auch über den E-Modul aus. Je höher der E-Modul der Gesteinskörnung E_{GK} im Vergleich zu dem des Zementsteines E_{ZS} ist, desto geringer ist das Schwindmaß. Eine Abschätzung ist mit einem vereinfachten Modell wie folgt möglich:

$$\varepsilon_{\text{Beton}} = \varepsilon_{ZS} \cdot \left(\frac{1}{1 + \frac{E_{GK} \cdot g}{E_{ZS} \cdot (1-g)}} \right) \quad (2.14)$$

Mit den Werten $E_{ZS} = 20\,000\text{ N/mm}^2$ und $E_{GK} = 40\,000\text{ N/mm}^2$ ist das relative Schwindmaß in Bild 2.34 als gestrichelte Kurve eingetragen. Bei einem Verhältnis $E_{GK}/E_{ZS} \sim 3$ ist der Kurvenzug mit dem Verlauf nach Pickett identisch.

Schlussfolgerungen:

Das Schwindmaß ist um so größer, je höher der Zementleimanteil und die Druckfestigkeit des Zementsteines bzw. je geringer das Verhältnis E_{GK}/E_{ZS} ist. Daraus resultiert u. a. die Tatsache, dass LP-Betone kein größeres Schwindmaß aufweisen.

Differenzen gegenüber Gleichung 2.13 treten vor allem im Bereich niedriger Zementleimgehalte auf.

Wenn beispielsweise bei Beibehaltung eines Wasserzementwertes $w/z = 0,50$ der Wassergehalt um 20 % vergrößert wird, steigt das Schwindmaß nach Gleichung 2.13 um etwa 35 % an. Demgegenüber ist bei einer Steigerung der Festigkeit des Zementsteines um 20 % das Schwindmaß lediglich um etwa 5–10 % vergrößert. Diese Aussage unterliegt in Abhängigkeit von der Art der Gesteinskörnung und dem Erhärtungszustand einer breiten Streuung.

Der Einfluss der Eigenschaften der Gesteinskörnungen auf das Schwindmaß des Betons ist vielfach nachgewiesen. Das Schwindmaß ist um so geringer, je höher der E-Modul der Gesteinskörnungen ist. Dieser Zusammenhang gilt auch für das Kriechen (Abschnitt 2.5). Demzufolge führen Sandsteine und Karbonatgesteine zu größerem, quarzhaltige Gesteine, Dolomit, Granit und Basalt zu geringerem Schwindmaß. Mit rezyklierten Gesteinskörnungen (Betonbruch) ergeben sich größere Werte infolge des Volumenanteiles und bei Leichtbeton aufgrund des geringeren E-Moduls (Bild 2.34).

2.2.4 Überlagerung von autogenem und Trocknungsschwinden

Grund- und Trocknungsschwinden resultieren zwar übereinstimmend aus der Abnahme der Feuchte im Beton, jedoch in einem unterschiedlichen Erhärtungszeitraum (Bild 2.35). Beide können gemeinsam auftreten, dann aber in Abhängigkeit von der Zusammensetzung des Betons mit unterschiedlichem Anteil am Gesamtschwindmaß. Bei Normalbeton überwiegt das Trocknungsschwinden, bei hochfesten Betonen das autogene Schwinden

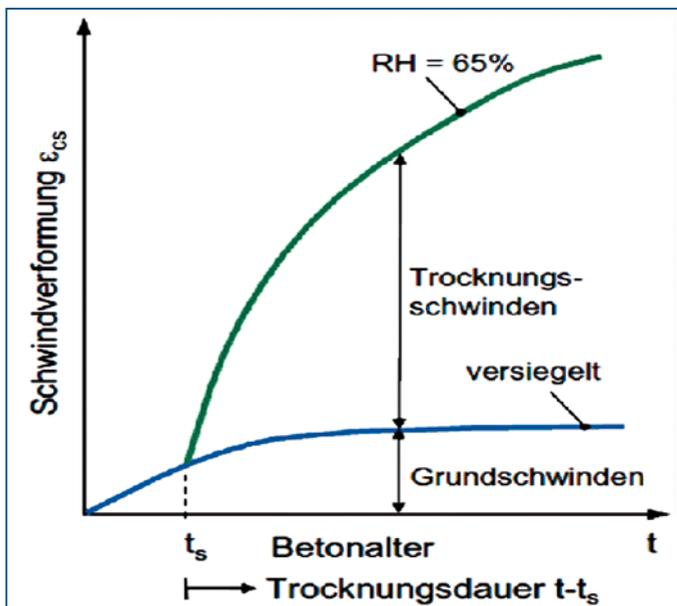


Bild 2.35 Innere und äußere Ursachen des Schwindens (praxisrelevante Schwindkomponenten [2.78])

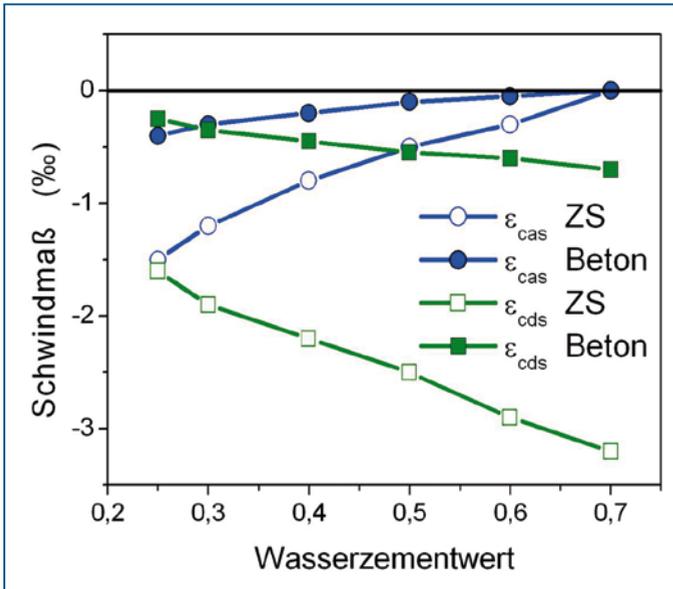


Bild 2.36 Anhaltswerte für die Endmaße des Autogen- und Trocknungsschwindens von Zementstein (ASTM-Prismen 25 mm · 25 mm · 285 mm) und Beton (Prüfkörper mit $d/h = 150 \text{ mm}/300 \text{ mm}$). Autogenswinden bei konservierender Lagerung (20 °C); Beton bei einer Ausgleichsfeuchte von 65 % (20 °C); Daten aus [2.53]

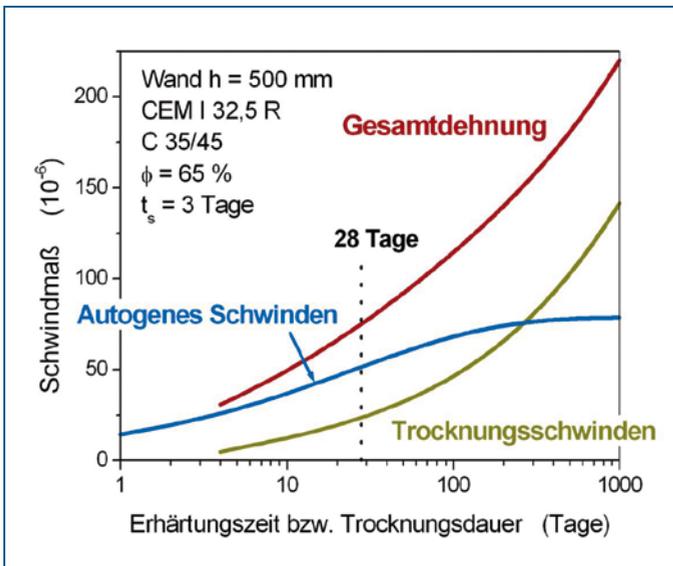


Bild 2.37 Dehnung infolge autogenem und Trocknungsschwinden nach DIN 1045-1 (Wand mit $h = 500 \text{ mm}$, Beton C 35/45 aus CEM I 32,5 R. Die Schalung wurde nach $t_s = 3$ Tagen entfernt)

(Bild 2.36). Die Gemeinsamkeiten und Unterschiede in den Schwindvorgängen ergeben ein zeitabhängiges und spezifisches Beanspruchungsprofil im Bauteilquerschnitt.

Die mittleren Schwindverformungen in einem Bauteil ergeben sich aus der Summe der beiden Verformungskomponenten:

$$\varepsilon_{cs}(t) = \varepsilon_{cas}(t) + \varepsilon_{cds}(t, t_s) \quad (2.15)$$

In Bild 2.37 ist der normgemäße Verlauf der beiden Schwindanteile und die Gesamtdehnung für ein Wandbauteil von 500 mm Dicke dargestellt. Betonzusammensetzung und Betonklasse bedingen ein relativ geringes autogenes Schwindmaß, das, der Hydratation des Zementes folgend, nach einer Erhärtung von 28 Tagen nur noch um höchstens 50 % des vorhandenen Betrages weiter anwächst. Wenn die äquivalenten Erhärtungszeiten infolge höherer Bauteiltemperatur in die zu (2.15) gehörenden Grundgleichungen eingesetzt werden, beträgt der Anteil innerhalb von 28 Tagen bereits etwa 85 % des Endwertes. Das Trocknungsschwinden setzt zwar erst nach 3–4 Tagen ein und nimmt aufgrund der Bauteildicke nur langsam zu, die weitaus größeren Endwerte führen aber dazu, dass die Dehnbeträge die des autogenen Schwindens bald übersteigen und für Langzeitbetrachtungen maßgebend werden.

Das autogene Schwinden findet gleichmäßig im Querschnitt statt und entsprechend dem Hydrationsfortschritt hauptsächlich innerhalb der ersten 28 Tage. Das Trocknungsschwinden vollzieht sich vom Rand her in das Innere des Bauteiles, oft ungleichmäßig und entsprechend der Bauteildicke über einen längeren Zeitraum. Der Vorgang ruft Eigenspannungszustände hervor, die zu oberflächennahen Rissen führen können. Die Trennung und Überlagerung der Schwindarten ist durch die Festlegungen in der Norm DIN 1045-1 möglich geworden.

Bei parallel laufender Belastung findet durch das Kriechen eine Verformung der Konstruktion statt, die durch das Trocknungsschwinden verstärkt und in der Lage fixiert wird.

Das Alter des Betons bei Austrocknungsbeginn ist für das Gesamtschwindmaß des Betons von geringer Bedeutung, wenn das autogene und Trocknungsschwinden zusammen betrachtet werden. In Abhängigkeit vom Wasserzementwert verschieben sich lediglich die Anteile des autogenen und Trocknungsschwindens am Gesamtschwindmaß (Bild 2.36). Die angegebenen Austrocknungsbedingungen entsprechen der Lagerungsart »unter Dach im Freien« und sind für längere Nutzung zutreffend. Grundsätzlich kann danach davon ausgegangen werden, dass das Endmaß der beiden Schwindvorgänge etwa konstant ist. Mit den Daten in Bild 2.36 ergibt sich ein Endschwindmaß für beide Schwindarten zusammen von $\varepsilon_{cs} = -3,1\text{‰}$ für Zementstein und $\varepsilon_{cs} = -0,65\text{‰}$ für Beton.

Die Schwindmaße übersteigen die Zugbruchdehnung des Betons ($\varepsilon_{ctu} = \sim 0,1$ bis $0,15\text{‰}$), so dass bei vollständiger Behinderung (100 %) und damit maximalem Zwang immer mit Rissbildungen gerechnet werden muss. Beispiele für diese Beanspruchung sind Wände auf massiven Fundamenten, Aufbeton auf Fertigteildecken und Fahrbahnplatten auf stählernen Trägerrosten von Brücken.

Eine Schlussfolgerung ist, dass die vom Planer festgelegten Bauabschnitte auch in der Bauausführung eingehalten werden müssen. Die Unterteilung der Konstruktion in der Länge und im Querschnitt (z. B. Hohlkastenträger) muss den Schwindarten und Schwindmaßen Rechnung tragen.

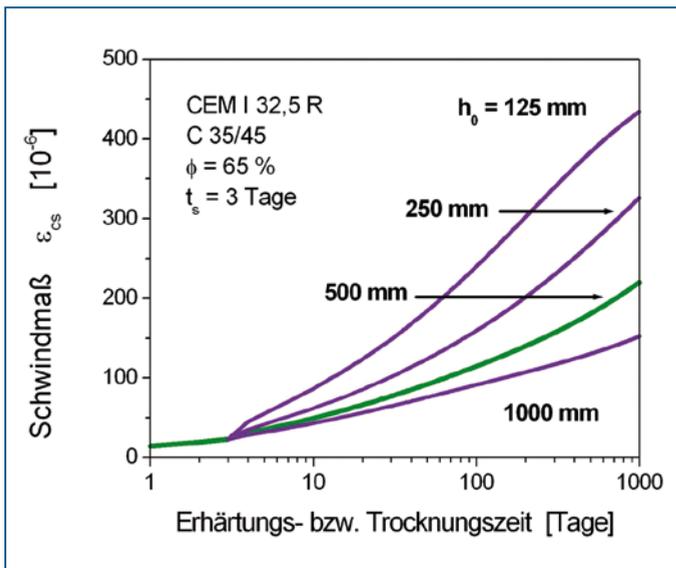
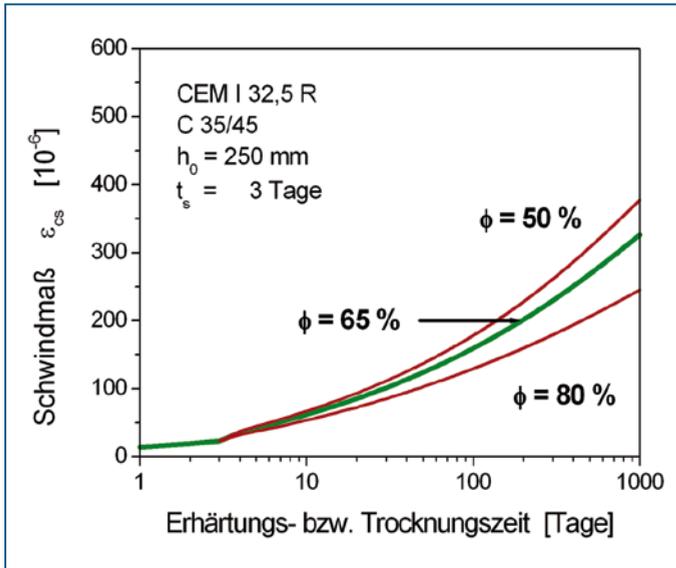


Bild 2.38 Schwinden nach Norm: Auswirkung der Luftfeuchte bei einer Wand mit $h_0 = 250 \text{ mm}$ (a) und der Wanddicke h_0 bei einer Luftfeuchte von 65 % (b)

2.2.5 Verminderung des Schwindens des Betons (schwindarmer Beton)

Bei einer Reihe von Bauaufgaben wird gefordert, das Schwindmaß sehr stark zu vermindern, um verformungsbedingte Risse zu vermeiden. Das ist dann der Fall, wenn Konstruktionen mit größeren Abmessungen fugenlos und rissfrei hergestellt werden sollen. Dazu gehören wasserundurchlässige und flüssigkeitsdichte Bauwerke, Bodenplatten, Tunnel-schalen und Straßen sowie hochfeste und vorgespannte Konstruktionen. Industrieböden ohne Fugen sind kostenoptimal, da weitgehende Wartungsfreiheit, lange Lebensdauer und permanente Nutzung gegeben sind. Ein schwindarmer Beton verhindert auch das Aufwölben bzw. Aufschüsseln von dünnen Bauteilen, wie Parkdecks auf Dämmung oder Fahrbahnplatten. Nicht selten wird bei anspruchsvollen Hochbauten die Forderung erweitert und ein schwind- und kriecharmer Beton gefordert bzw. gleichzeitig eine geringe Wärmeentwicklung angestrebt.

Während früher bei der Herstellung von Bauteilen aus normalfestem Beton hauptsächlich das Trocknungsschwinden von Belang war, gewinnt das bei hochfesten Betonen mit niedrigem Wasserzementwert durch innere Austrocknung hervorgerufene autogene Schwinden zusätzlich an Bedeutung.

Die Zielrichtungen zur Reduzierung der Schwindverformungen ergeben sich prinzipiell aus der Betrachtung der Ursachen und den theoretischen Zusammenhängen der Schwindvorgänge (Abschnitt 1.5) und den Möglichkeiten zu deren Beeinflussung. Auf dieser Grundlage sind sowohl die traditionellen Empfehlungen für einen schwindärmeren Beton abgeleitet als auch neuartige bauchemische Entwicklungen betrieben worden. Festzuhalten ist in diesem Zusammenhang die Erfahrung, dass eine Maßnahme allein, beispielsweise die Verminderung des Wassergehaltes, keinen ausreichend schwindarmen Beton garantiert. Andere unterstützende Faktoren sind zusätzlich zu berücksichtigen.

Im Zusammenwirken von konstruktiven, betontechnologischen und ausführungstechnischen Maßnahmen können die Schwindverformungen hinreichend reduziert und die Auswirkungen kompensiert werden, z. B. durch Verminderung des Bindemittelgehaltes oder der Behinderung der Verformung und damit der Zwangsspannungen. Durch eine geeignete Bewehrung, z. B. durch Zugabe einer Faserbewehrung, kann zwar nicht die Schwindverformung beeinflusst oder verhindert, jedoch die Rissbreite begrenzt werden.

Zur Reduzierung der Schwindmaße wurden auf unterschiedlichen Ansätzen beruhende Strategien entwickelt:

- Verminderung des Wassergehaltes und darauf gerichtete Optimierung der Betonzusammensetzung
- Einsatz von schwindreduzierten oder quellfähigen Bindemitteln
- schwindreduzierende Zusätze in der Frischbetonmischung
- sorgfältiger Betoneinbau und intensive Nachbehandlung.

2.2.5.1 Betontechnologische Optimierung der Zusammensetzung

Aus Bild 2.32 ist der maßgebende Einfluss des Wassergehaltes auf die Schwindmaße der normalfesten Betone zu erkennen. Eine Verringerung des Schwindens, hauptsächlich des

Trocknungsschwindens, kann demzufolge erreicht werden, wenn der Wassergehalt so niedrig wie möglich gehalten wird, ohne den Wasserzementwert für eine ausreichende Hydratation zu unterschreiten. In die gleiche Richtung zielen die Empfehlungen zur Reduzierung des Zementleimgehaltes oder/und des Wasserzementwertes. Die konsequente Absenkung der Anmachwassermenge bis auf das für die Verarbeitung erforderliche Maß verlangt die Zugabe von wirksamen Dispergiermitteln (Verflüssiger, Fließmittel). Verflüssiger setzen den Wasserbedarf zur Verarbeitung herab; Fließmittel (Polycarboxylate) senken den Wasserbedarf bei gleichbleibender Verarbeitbarkeit weiter ab, als dies mit Verflüssigern möglich wäre. Zusatzmittel zur Reduzierung des Wasserbedarfes haben unterschiedliche Auswirkungen auf das Schwinden. Bei übereinstimmendem Wassergehalt ist neben einer Begrenzung der Schwindmaße aber auch eine Zunahme der Schwindwerte oder gar keine Veränderung festgestellt worden. Besonders geeignet sind Zusatzmittel, bei denen schwindreduzierende Polyglykole in die Polymerketten des Fließmittels eingebaut worden sind (siehe Abschnitt »Schwindreduzierende Zusätze«). Diese Zusatzmittel helfen nicht nur, das Schwinden zu verringern, sondern verbessern allgemein die physikalischen Eigenschaften wie Gefügedichtigkeit und Druckfestigkeit [2.54].

Eine weitere Möglichkeit ist die Verwendung von Zementen mit geringerer Mahlfineinheit und von CEM III-Zementen.

Die Absenkung des Wasserzementwertes bei hochfesten und ultrahochfesten Betonen führt zu einer Zunahme des autogenen Schwindanteiles. Aus der gegenläufigen Tendenz von autogenem und Trocknungsschwinden folgt, dass durch betontechnologische Optimierung allein das Gesamtschwindmaß nicht ausreichend vermindert werden kann. Es sind bauchemische Maßnahmen und/oder der Einsatz von schwindreduzierten Bindemitteln erforderlich, um das Schwinden zu unterdrücken.

Da das Gerüst der Gesteinskörnung die Schwindverformung behindert, ist neben deren Anteil der E-Modul von Bedeutung. Gesteinsarten mit größerem E-Modul führen demzufolge zu geringeren Schwindverkürzungen des Betons (Abschnitt 2.2.3). Wird beispielsweise Sandstein anstelle von Basalt verwendet, steigt das Schwindmaß auf etwa 180 % an.

Walzbeton ist erdfeucht und mit sehr niedrigem Zementgehalt ($170\text{--}180\text{ kg/m}^3$) rezeptiert und wird vor Ort hergestellt oder mit Kippfahrzeugen angeliefert. Der eingebaute Beton wird mit Vibrationswalzen oder Plattenrüttlern verdichtet. Da die Zusammensetzung und die Verarbeitung einen äußerst schwindarmen Beton ergeben, können große Plattenfelder fugenlos ausgeführt werden.

2.2.5.2 Schwindreduzierte Bindemittel

Seit längerer Zeit wird versucht, durch anorganische Zusatzstoffe im Zement dem Schwinden gegenzusteuern. Der Grundgedanke bei allen Systemen ist, durch eine gesteuerte Expansion das Schwinden zu kompensieren [2.55]. Als Quellzusätze werden Kalziumsulfate oder Kalziumaluminatsulfate und freies CaO oder MgO verwendet, die sich in der Anfangsphase der Erhärtung (in den ersten Stunden direkt nach dem Erstarren) ausdehnen. Dieser Quelleffekt, der auf der Bildung von Ettringit beruht (»gewollt herbeigeführtes Sulfattreiben«), zeigt sich in einem geringeren Schwindmaß oder bei höherer Dosierung in einer zusätzlichen anfänglichen Ausdehnung (siehe Bild 2.41). Durch das anfängliche

Quellen im jungen Alter werden bei einer Behinderung Druckspannungen initiiert, die sich mit den aus dem Schwinden resultierenden Zugspannungen überlagern und Schwindrisse vermeiden. Nach etwa einer Woche sind die Treiberscheinungen beendet.

Der Wunsch nach einem expandierenden Zement zur Erzielung einer gewissen Vorspannungswirkung auf die Bewehrung (»self stressing cement«) hat zur Entwicklung von Quellzementen geführt. Unsicherheiten in der Anwendung stehen einer breiteren Anwendung entgegen. Die Problematik der Expansionszemente liegt in der stöchiometrisch exakten Dosierung und der zeitlichen Steuerung der Effekte. Nach [2.56] ist die Expansion schwierig zu kontrollieren, da eine Abhängigkeit von der Reaktivität und der räumlichen Verteilung der Bestandteile vorhanden ist. Quellbetone, vor allem auf Ettringitbildung basierende Varianten, müssen unbedingt feucht gehalten oder unter Wasser gelagert werden. Ansonsten bleibt das Quellmaß hinter den Erwartungen zurück. Wird diese Bedingung eingehalten, sind nach [2.57] die Poren des Zementsteines kleiner und die Gesamtporosität und Wasserdurchlässigkeit geringer sowie die Frost- und Frost-Tausalzbeständigkeit verbessert [2.41] weist demgegenüber aber auf Nachteile hin: Die Dichte des Betons ist geringer, da nach der Expansion im Zuge der Hydratation größere luftgefüllte Poren entstehen, die die Permeabilität vergrößern.

Obwohl grundsätzlich bekannt ist, dass die Zusammensetzung des Zementes das Trocknungsschwinden beeinflusst, sind genauere Abhängigkeiten noch nicht bestimmt worden. Der C_3A -Gehalt und die Alkalien haben offensichtlich einen dominanten Effekt, bei ersterem ist der Gips-Anteil von Bedeutung. Alkaliarme Zemente begünstigen ein geringeres Endschwindmaß. Nach [2.58] steigt das (extrapolierte) Endschwindmaß nahezu linear mit der Zunahme der Gesamtgehalte an Alkalioxiden $Na(OH)$ und KOH an (Bild 2.39). Die Erklärung liegt in den Schwindmechanismen und dabei vor allem in der Ände-

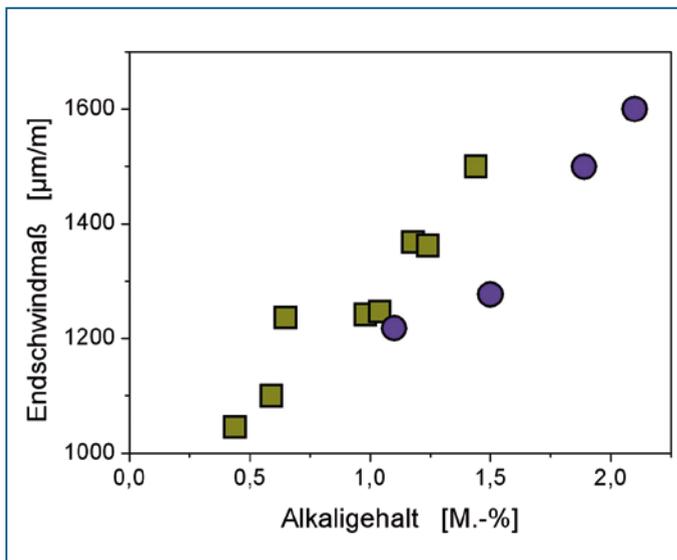


Bild 2.39 Endschwindmaß von Zementmörtel in Abhängigkeit vom Alkaligehalt (Daten aus [2.58])

rung des Spaltdruckes zwischen den Oberflächen der C-S-H. Eine weitere vorteilhafte Eigenschaft ist der geringere Wasseranspruch.

Die Zusammenhänge haben international zur Entwicklung spezieller Zemente geführt, deren Schwindverhalten geprüft und für die Anwendung im Straßen- und Brückenbau zugesichert wird (»Shrinkage limited cement«-Typ SL mit maximalem C_3A -Gehalt von 7 % und minimalem SO_3 -Gehalt von 1,8 %) [2.58]. Das maximale Schwindmaß nach 28 Tagen darf den Quantilwert von 600 μm nicht überschreiten.

Bei Ersatz von 10–20 % des Zementes durch Metakaolin, das mit dem Kalziumhydroxid in der Porenlösung puzzolanisch reagiert, kann das Schwindmaß deutlich vermindert werden [2.58]. Die Ursache liegt in der Verringerung der Adsorption an der Oberfläche der Hydrate und damit des Spaltdruckes.

Bei hochfesten Betonen, die mit einem Zusatz von Mikrosilika hergestellt werden, ist neben einer Verschlechterung der Packungsdichte sowie der Vergrößerung der spezifischen Oberfläche und der Gesamtporosität auch eine Zunahme des autogenen Schwindens festzustellen. Durch hoch aufgemahlene Feinstzemente ($d_{50} = 2 \mu\text{m}$) kann selbst bei höheren w/b -werten der Kapillarporenraum optimiert und das anfängliche Schwinden gesenkt werden [2.60].

2.2.5.3 Schwindreduzierende Zusätze

Schwindreduzierende Additive, auch mit SRA (Shrinkage Reducing Admixture) bezeichnet, werden in Europa seit Ende der 1990-er Jahre eingesetzt und besitzen den Vorteil, dass die Schwindmaße bei Beibehaltung des Wassergehaltes verringert werden können. Als besonders wirksam haben sich höherwertige Alkohole und Polyether herausgestellt, herausragend Neopentylglycol. Eine Übersicht zu den Wirkstoffen und Zusammensetzungen wird in [2.41] gegeben. Infolge der Verwendung unterschiedlicher chemischer Substanzen tritt ein unterschiedliches Verhalten des Zusatzmittels auf. Insofern ist angeraten, vor dem Einsatz durch Versuch die Dosiermenge festzulegen und Nebenwirkungen (Festigkeitsverluste, Erstarren) zu überprüfen.

Die Zusätze senken die Oberflächenspannung des Wassers in der Porenlösung des Betongefüges bis auf einen kritischen Wert ab. Ab dann bleibt die Oberflächenspannung konstant, der Kapillardruck zwischen den Partikeln wird verringert und die Schwindneigung unterdrückt. Dieser Effekt ist durch Vergleichsversuche zum freien Schwinden nachgewiesen worden. Die Rissbildung trat deutlich später und mit geringerer Breite auf. Weiterhin wird die Porosität vermindert. Konträr steht dazu die Tatsache, dass mit steigender Menge an SRA die Druckfestigkeit vom Produkt abhängig und damit unterschiedlich, aber bis zu 20 % abnimmt. Weitere mögliche Nachteile können die destabilisierende Wirkung auf die Luftporen und eine Erstarrungsverzögerung sein. Nach [2.61] ist der Einfluss auf die Zementhydratation und auf die Langzeiteigenschaften noch nicht umfassend untersucht.

Die Anwendung ist in der Regel auf die Reduzierung des mittelfristig wirkenden Schwindens durch Selbstaustrocknung gerichtet. Die Wirksamkeit der SRA nimmt durch die Adsorption durch Hydratationsprodukte im Laufe der Zeit ab.

2.2.5.4 Innere Nachbehandlung

Während das chemische Schwinden durch keine jetzt bekannte Vorgehensweise vermindert werden kann, lässt sich durch die so genannte innere Nachbehandlung (»internal curing«) eine positive Wirkung auf das autogene Schwinden erzielen. Es gibt zwei Möglichkeiten für einen inneren Wasserspeicher, der bei der Austrocknung durch Hydratation zur Verfügung steht: Die Verwendung von wassergesättigten leichten Gesteinskörnungen (hybrider Körnungsaufbau) oder der Einsatz von wasserabsorbierenden Polymeren. Die zugrunde liegende Modellvorstellung geht davon aus, dass während der Hydratation und dem Wasserverbrauch eine relativ hohe Porenfeuchte aufrechterhalten wird und die Kapillarspannungen in der Mikrostruktur nicht wirksam werden (Abschnitt 1.5.3). Über den Hydratationssog infolge des chemischen Schwindens werden aus den gespeicherten Wasservorräten die entstandenen Schrumpfporen wieder aufgefüllt, so dass sich in den ansonsten freien Räumen ebenfalls Hydrate bilden können. Der Erfolg der inneren Nachbehandlung ist gebunden an die als Reservoir gespeicherte Wassermenge und den zeitlichen Verlauf der Freigabe in das Kapillarsystem des Betons.

Leichte Gesteinskörnungen können aufgrund ihrer Porosität eine erhebliche Menge Wasser aufsaugen (bis etwa 25 Vol.-%) und dadurch die Austrocknung verlangsamen [2.62], [2.63]. In [2.64] wird beispielsweise über die Verwendung von Liapor berichtet, der vor dem Mischen wassergelagert wurde und mit dem ein deutlich höherer Hydratationsgrad erreicht werden konnte. Effektiv sind besonders Körnungen mit geringerem Durchmesser (~ 10 mm); verminderte Wirkungen haben Körnungen bis 20 mm und Feinsand bis etwa 5 mm. Festgestellt wurde auch ein frühes Quell- und ein insgesamt günstiges Schwindverhalten.

Die Festigkeitsentwicklung ist demgegenüber widersprüchlich; neben Verbesserungen der Druckfestigkeit infolge eines höheren Hydratationsgrades sind auch Verschlechterungen aufgrund der Eigenschaften der leichten Gesteinskörnungen festgestellt worden [2.65]. Der E-Modul ist in der Regel niedriger und mit der Regel nach [2.51] erklärbar (Abschnitt 2.2.3).

Von Bedeutung ist neben den Eigenschaften und dem Anteil der leichten Gesteinskörnungen (z. B. Liapor, 10–30 Masse-%), der Grad der vorlaufenden Wassersättigung und die Art der verwendeten Zusatzmittel. Bei ungenügender Sättigung der leichten Gesteinskörnungen kann eine gegensätzliche Wirkung erzielt werden, indem das Anmachwasser aufgesaugt und das Schwinden verstärkt wird.

Die Anwendung ist nicht nur für den Hochbau, sondern auch für den Straßenbau [2.66] dokumentiert.

Bild 2.40 a zeigt, wie sich mit steigendem Anteil von leichter Körnung das Schwindmaß rückläufig entwickelt. Anhand des Bildteiles 2.40 b wird deutlich, dass die Erhärtungsbedingungen berücksichtigt werden müssen, wenn die Rezepturen mit leichten Gesteinskörnungen festgelegt werden bzw. dass die optimale Wirksamkeit der inneren Nachbehandlung nur in Kombination mit einem äußeren Schutz gegeben ist.

Der Austausch der Gesteinskörnungen (Volumenanteil V_{LKG}) richtet sich nach der Wassermenge, die zur Kompensation des chemischen Schwindens $V_{w,ch}$ benötigt wird, der Porosität ψ_{LKG} und Sättigung S_{LKG} [0...1] der leichten Gesteinskörnungen sowie dem

maximalen Hydratationsgrad α_{\max} . Aus Untersuchungen von [2.67] ergibt sich der Zusammenhang:

$$V_{\text{LKG}} = \frac{V_{\text{w,ch}}}{S_{\text{LKG}} \cdot \psi_{\text{LKG}}} \quad [\text{dm}^3 \text{ GK/m}^3 \text{ Beton}] \quad (2.16)$$

$$V_{\text{w,ch}} = z \cdot V_{\text{ch}} \cdot \alpha_{\max} \quad [\text{m}^3 \text{ Wasser/m}^3 \text{ Beton}] \quad (2.16a)$$

$$V_{\text{ch}} \sim 0,065 \text{ kg Wasser/kg Zement)}$$

Voraussetzung ist, dass die Wasserverdunstung verhindert und die Wasserzuführung von außen vernachlässigbar ist.

Wenn beispielsweise $S_{\text{LKG}} = 0,95$ und $\psi_{\text{LKG}} = 0,20$ sowie $\alpha_{\max} = 0,65$ und $z = 400 \text{ kg/m}^3$ beträgt $V_{\text{w,ch}} = 16,7 \text{ kg Wasser/m}^3 \text{ Beton}$. Die zu ersetzende Menge an Gesteinskörnung beläuft sich dann auf $V_{\text{LKG}} = 87,8 \text{ dm}^3/\text{m}^3$.

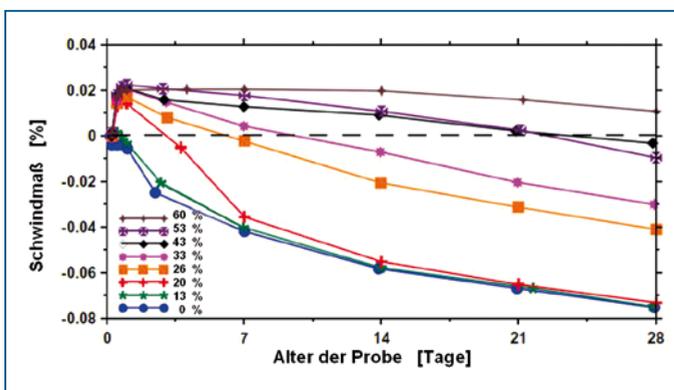
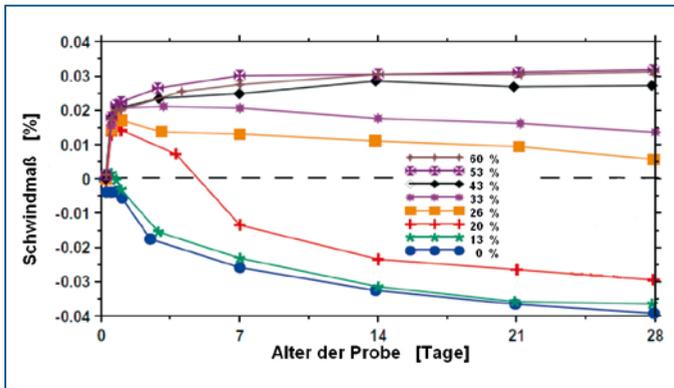


Bild 2.40 Freies Schwinden von Mörtel mit unterschiedlichem Volumenanteil an Sand, der durch wassergesättigte leichte Gesteinskörnungen ersetzt wurde [2.70].

- versiegelte Lagerungsbedingungen
- Erhärtung bei einer relativen Luftfeuchte von 50 %

Superabsorbierende Polymere (SAP) besitzen eine große Affinität zu Wasser und schwellen zu einer gelähnlichen Substanz an. Die Absorptionsgrenze für das Wasser liegt bei dem 20- bis 2000-fachen der eigenen Masse. Wenn die gesättigten SAP mit anderen Ionen, wie gelösten Alkalien, in Berührung kommen, verändert sich die elektrische Ladung und die Wassermoleküle werden freigesetzt. Es kann als nachgewiesen gelten, dass SAP in der Lage sind, eine hohe Feuchte im Zementstein aufrechtzuerhalten und das autogene Schwinden deutlich zu vermindern [2.68] sowie die Rissbildungen bei hochfesten und ultrahochfesten Betonen zu verringern [2.69]. Die verlängerte Hydratation bewirkt eine höhere Gefügedichtigkeit mit den Vorteilen geringerer Durchlässigkeit und höherer Festigkeit. Zielgerichtete Forschungen haben Aufschluss über Partikelgrößen, Zugabemengen und Geschwindigkeit der Wasserabgabe im Zementstein gebracht [2.65]. Das Trocknungsschwinden wird dagegen nur unerheblich reduziert.

Das Trocknungsschwinden bei normalfesten Betonen kann durch eine innere oder intensive äußere Nachbehandlung mit Wasser nicht grundsätzlich verhindert werden. Eine frühzeitig einsetzende und länger andauernde Nachbehandlung verzögert jedoch die Schwinddehnungen und vermindert deren spannungswirksame Höhe durch Relaxation.

Charakteristisch für hochfeste Betone mit niedrigem Wasserzementwert ist, dass die anfänglich geringere und durch die Hydratation weiter verminderte Kapillarität die Diffusion von Wasser durch den Zementstein erschwert. Daraus folgt, dass die Verdunstung und die Wasserzuführung von außen weitaus geringer ist als bei Normalbeton. Insofern sind die Maßnahmen zur Nachbehandlung in der Wirkung eingeschränkt, bleiben jedoch unverzichtbar, um eine Überlagerung von autogenem und Trocknungsschwinden auszuschließen. Die positiven Wirkungen sind in Kombination mit allen nachfolgenden Maßnahmen nachgewiesen [2.41].

In den Empfehlungen zur Herstellung schwindarmer Betone wird im Allgemeinen auch auf die sorgfältige Verdichtung des Frischbetons hingewiesen.

2.2.5.5 Wertung der Kombination schwindreduzierender Maßnahmen

Angaben zur Reduzierung der Schwindverformung bei Anwendung mehrerer Maßnahmen sind selten. Als Beispiel sollen die Untersuchungen [2.71] genannt werden, die zur Verbesserung der Matrixeigenschaften für textilbewehrten Beton durchgeführt wurden. Bewertet wurde in Tabelle 2.2 die Verringerung des Schwindens durch die Kombination der Maßnahmen gegenüber einer Matrix aus CEM III-Zement für das Betonalter von 28 Tagen. Wie sich zeigt, ist die Veränderung des Größtkornes in Bezug auf die Gesamtdéhnung sehr wenig effektiv; weitaus günstiger ist die Absenkung des Wassergehaltes durch PCE und die Verringerung des Zementleimanteiles. Eine drastische Reduzierung der Schwindmaße ist nur durch Zugabe von SRA (sowie SAP-Addive) zu erreichen. Beachtlich ist die Minimierung des Gesamtschwindmaßes bis auf 42 %.

Maßnahmen			X	X	X	X	X	X
Fließmittel → PCE			X	X	X	X	X	X
Größtkorn: 1 mm → 2 mm				X		X		
Gesteinskörnung: 42 → 50 Vol.-%					X	X		X
Zugabe von SRA							X	X
Gesamtschwinden	[%]	100	65	64	55	58	56	42
autogenes Schwinden ¹⁾	[%]	33	42	37	41	36	23	22
Trocknungsschwinden ¹⁾	[%]	67	23	27	14	22	33	20

¹⁾ bezogen auf das Gesamtschwinden

Tabelle 2.2 Kombinatorische Wirkung verschiedener Maßnahmen zur Schwindreduzierung (nach [2.71])

2.2.5.6 Schwindungskompensierte Betone

Zur Vermeidung der Rissbildungen in Bauteilen des Hoch- und Tiefbaues sind in der Rezeptur abgestimmte Betone in Diskussion, die sich durch ein sehr geringes Schwindmaß und hohe Dichtigkeit sowie niedrige Hydrationswärme auszeichnen. Damit wird auch eine Optimierung des Bewehrungsgehaltes bei stark bewehrten Stahlbetonbauwerken ermöglicht. Beispielsweise werden von [2.72] unterschiedliche Lösungen für normale Beton- und Stahlbetonkonstruktionen und für massive Bauteile mit höherer Wärmeentwicklung angeboten, die nach 90 Tagen ein Schwindmaß unter 0,2‰ bzw. unter 0,1‰ aufweisen. Der günstige Verlauf ist auf ein Quellen parallel zur Hydratation zurückzuführen. Die Zusammensetzung des Betons sowie die verwendeten Zusatzstoffe und -mittel sind nicht bekannt.

Um das Risiko wasserführender Risse weiter zu verringern, können Fasern zugegeben werden, die langfristig die Rissweite mindestens halbieren. Die Beiwerte der Tabelle 2.1 können nach Bild 2.42 ergänzt werden.

Großes Interesse besteht auch im Brückenbau. Bei vorgespannten Stahlbeton- und Verbundkonstruktionen ist die Umlagerung der Schnittgrößen und die Rissicherheit infol-

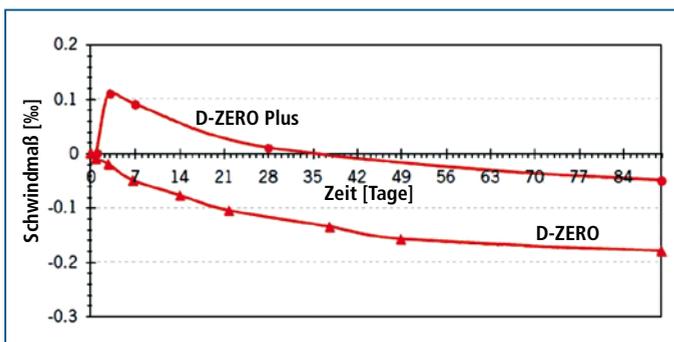


Bild 2.41 Schwinden von Betonen nach den Entwicklungen von [2.72]

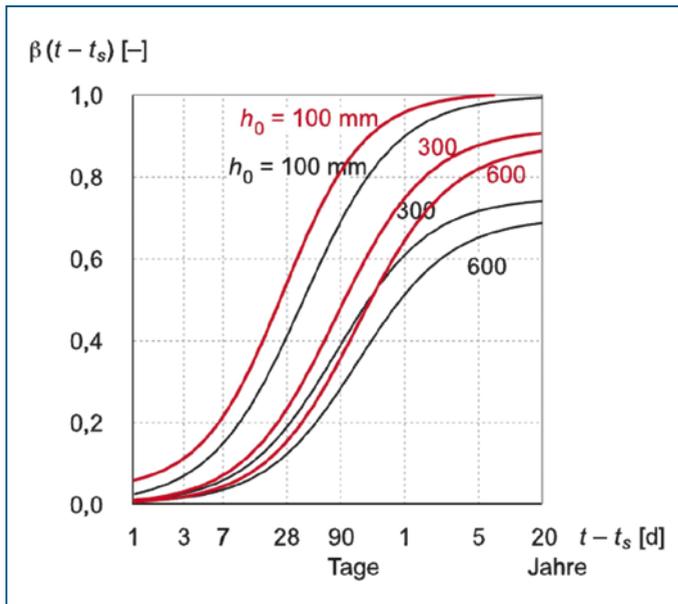
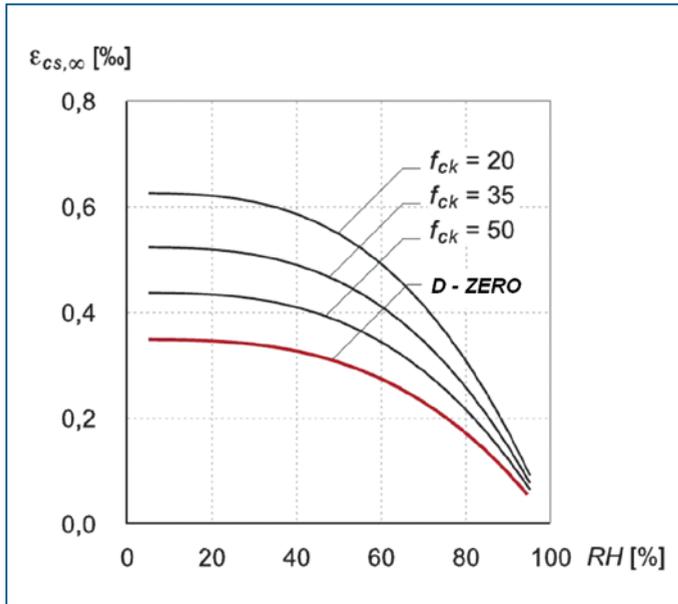


Bild 2.42 Rechnerische Beiwerte zur Ermittlung des Schwindmaßes für einen Zeitraum von 100 Jahren [2.72],

a) $\varepsilon_{c,ds}$ b) $\beta(t - t_0)$

ge Schwinden und Kriechen besonders zu beachten. In [2.73] wird die Anwendung eines extrem schwindarmen Betons beschrieben, der nach 56 Tagen Erhärtung lediglich $-0,13 \text{ mm/m}$ (Trockenlagerung) bzw. $-0,10 \text{ mm/m}$ (Wasserlagerung) aufweist. Schwindrisse und sich öffnende Arbeitsfugen können ebenso verhindert werden, wie Kerbrisse an Einbauteilen.

2.2.5.7 Konstruktive Maßnahmen zur Verringerung schwindbedingter Rissbildung

Die übliche Vorgehensweise ist die Anordnung von Dehnungsfugen und die Bildung von Betonierabschnitten. Durch Schwindgassen (Schwindfugen) kann eine zielgerichtete und damit kontrollierte Rissbildung erreicht werden. Durch Dehnungsfugen zwischen Bauwerksteilen können Schwindmaße und spätere temperaturbedingte Bauwerksbewegungen aufgefangen werden.

Folien-Trennlagen zwischen einem vorhandenem Bauteil und dem Aufbeton setzen die Behinderung ebenfalls herab.

Bei Verwendung schwindarmer Betone können rissfreie Bauteile hergestellt werden, wenn spannungswirksame Behinderungen konstruktiv weitestgehend vermieden werden. Ein Beispiel ist die Luftlagerung von Bodenplatten. Größere Abmessungen ohne Fugen verlangen eine darauf abgestimmte schwindungskompensierte Betonrezeptur und ggf. eine Bewehrung zur Beschränkung der Rissbreite.

2.2.6 Prüfmethoden zur Erfassung des Dehnungs- und Rissverhaltens

Wenn das spannungsunabhängige Rissverhalten des erhärtenden Betons beurteilt werden soll, besteht ein erheblicher Unterschied zwischen den Prüfkörpern im Labor und den Bauteilen einer Konstruktion. Dabei spielen die Erhärtungsbedingungen eine große Rolle, besonders die Feuchte und deren Verteilung im Querschnitt. Trotz der Einschränkungen sind Messungen bei variierenden Einflüssen jedoch unerlässlich, um geeignete Zusammensetzungen des Betons und ungünstige Situationen studieren und grundsätzliche Schlussfolgerungen ziehen zu können. Bei den Laborprüfmethode ist es wichtig, dass beim autogenen Schwinden ein Feuchteaustausch verhindert und eine Temperaturkonstanz eingehalten wird. Um beim Trocknungsschwinden eine Feuchteverteilung und gegenseitige Behinderung im Querschnitt zu vermeiden, sind Prüfkörper mit sehr kleinen Abmessungen zu verwenden. Bei Untersuchungen von Zementsteinliegen diese im Bereich von wenigen Millimetern [2.8].

2.2.6.1 Erfassung der chemischen und autogenen Deformationen im jungen Beton

Das chemische Schwinden kann nur volumetrisch festgestellt werden. Dazu dient ein Volumenometer oder ein Hydratationsmesstopf, in den Zementleim bzw. Beton eingebracht, bis zur flüssigen Konsistenz mit Wasser nachgefüllt und luftdicht verschlossen

wird. Der entstehende Hydratationssog ruft ein Absinken an der Messburette hervor [2.49], [2.13]. Bei dem Tauchwägeverfahren dagegen befindet sich die bis auf die Oberseite versiegelte Probe in einem Wasserbad. Der Hydratationssog führt zu einer Verminderung des Auftriebes, der visuell oder digital registriert wird [2.13].

Das eindimensionale autogene Schwinden wird mit steifen Schalungen, z. B. einer so genannten Schwindrinne erfasst. Das U-förmige, 1 m lange Edelstahlprofil ist mit Teflonfolie ausgekleidet, um die Reibung herabzusetzen (Bild 2.43). Der bewegliche Stempel an einer Stirnseite überträgt die Kontraktion auf einen digitalen Wegaufnehmer, der mit einem Datenlogger gekoppelt ist. Andere Schalungen werden für Prismen, Zylinder oder plattenförmige Prüfkörper ausgelegt. Die Abmessungen richten sich bei Beton nach dem Größtkorn.

Wichtig ist, die Verformungen so frühzeitig wie möglich zu erfassen. In [2.15] wird beispielsweise ein Dilatometer für Beton beschrieben, mit dem die lineare Verformung kontinuierlich in einem Zeitraum erfasst werden kann, der bereits vor dem Erstarren beginnt und mindestens 24 Stunden umfasst. Gemessen wird die unbehinderte Verformung eines Prüfkörpers mit einem Durchmesser von etwa 80 mm und einer Länge von 400 mm, der in einer dampfdichten Kunststoffschalung hergestellt und darin belassen wird.

Für das sehr frühe Schwindverhalten können Schwindkegel eingesetzt werden, bei denen die Veränderungen berührungsfrei mit einem Laserstrahl gemessen werden [2.74]. Die Form des Prüfkörpers ergibt einen volumetrischen Schwindwert bei eindimensionaler Messung (Bild 2.44 und Bild 2.45). Eingesetzt wird auch ein modifiziertes Tauchwägeverfahren.

Eine Übersicht zur Anwendung, zur Genauigkeit und zu den zu beachtenden Randbedingungen ist in [2.13] zu finden.



Bild 2.43 Schwindrinne, ohne Teflonauskleidung und ohne Befüllung [2.734]]



Bild 2.44 Schwindkegel zur Messung des frühen autogenen Schwindens (aus [2.75])

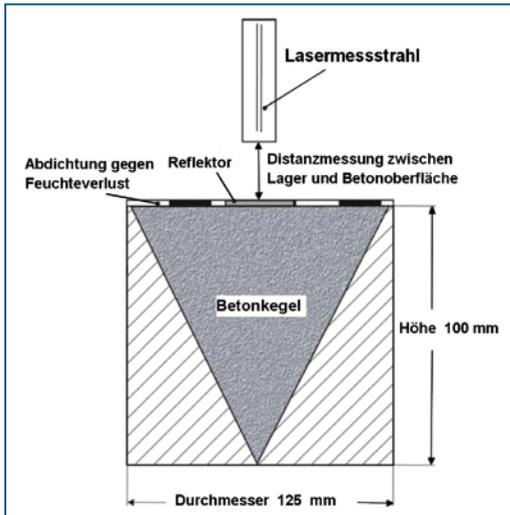


Bild 2.45 Schematische Darstellung der Versuchsanordnung zur Messung des autogenen Schwindens mit dem Schwindkegel (aus [2.75])

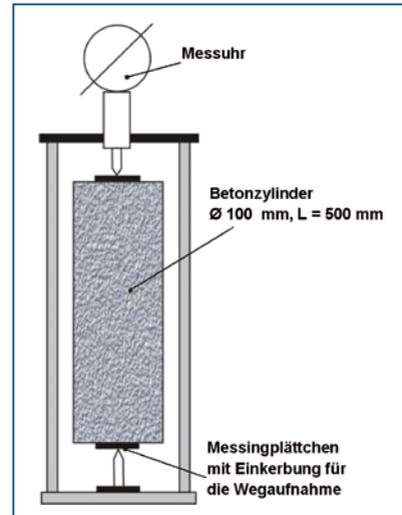


Bild 2.46 Versuchsaufbau zur Messung des Trocknungsschwindens (aus [2.75])

2.2.6.2 Ermittlung des Trocknungsschwindens

Prüfkörper sind Zylinder, die in der Regel einen Durchmesser von 8,0–10,0 cm und eine Länge von 50–100 cm besitzen. Die Verkürzungen werden in einem Messrahmen durch Messuhren mit einer Genauigkeit von 1/1000 mm verfolgt. Die Messung erfolgt in klimatisierten Räumen mit konstanter Temperatur und Feuchte (Bild 2.46).

2.2.6.3 Verfolgen der Rissentwicklung infolge frühen Schwindens

Die Risstendenz innerhalb der ersten 24 Stunden kann an ringförmigen Prüfkörpern festgestellt werden, die durch einen Stahlkern behindert und definierten Umgebungsbedingungen (Temperatur, Feuchte, Windgeschwindigkeit) ausgesetzt sind (Concrete cracking ring test). Die Versuchseinrichtung geht auf [2.76] zurück, ist aber in der Anwendung vielfältig modifiziert (z. B. [2.15], [2.77], [2.78]). Der Beton wird zwischen zwei konzentrische Stahlringe von 300 und 600 mm Durchmesser und 80 mm Höhe eingebracht (Bild 2.47). Durch die Versiegelung der Oberseite ist die Austrocknung des Betons nur über die Mantelfläche möglich. Verformungen am inneren Stahlring werden mit Dehnungsmessstreifen erfasst und gestatten eine Abschätzung der Betonspannungen. Die mit der Erhärtung entstehenden Schwindverkürzungen führen infolge der Behinderung durch den inneren Stahlring zu Tangentialspannungen und zu Oberflächenrissen mit radialer Orientierung.

Das Ergebnis einer Prüfung, die der Beurteilung der Wirkung von verschiedenen SRA diente, ist beispielhaft in Bild 2.48 dargestellt. Vergleichbare Versuchsaufbauten unterscheiden sich lediglich durch die Maße für die Durchmesser und Höhe der Ringe und damit der Prüfkörpergrößen. Umfangreiche Unterlagen für die theoretische Durchdringung und labortechnische Anwendung wurden von [2.77] erarbeitet.

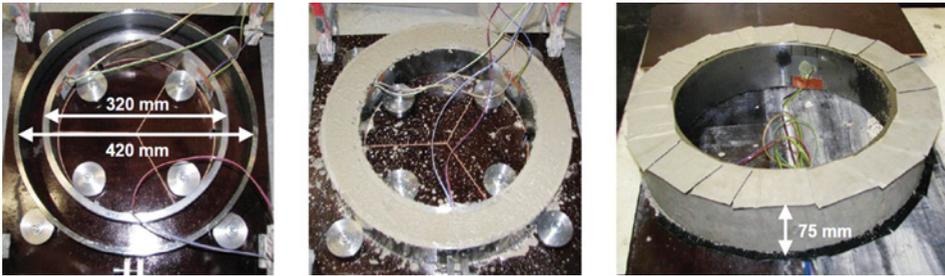


Bild 2.47 Untersuchung des frühen Schwindrissverhaltens mit dem Schwindringversuch
a) Schalung, b) mit Frischbeton gefüllte Schalung c) ausgeschalteter versiegelter Schwindring nach [2.78]

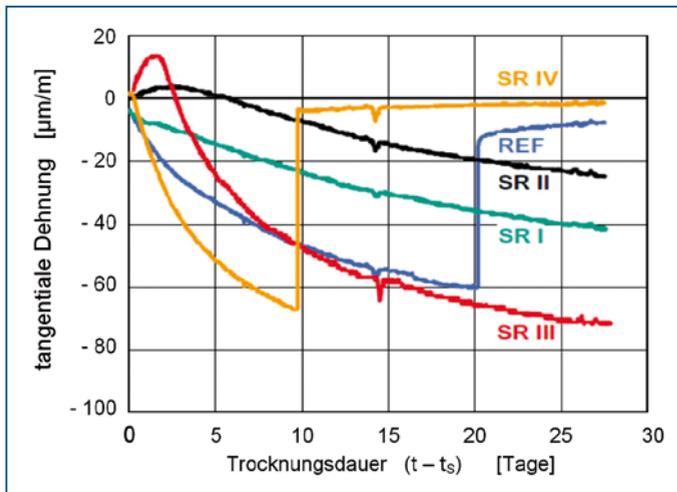


Bild 2.48 Darstellung der gemessenen Dehnungen und der Rissbildung an 6 Schwindringen [2.78]

2.2.7 Karbonatisierungsschwinden

Ursache ist die Reaktion des Kohlendioxides der Außenluft mit dem Kalziumhydroxid der Porenlösung im Zementstein, bei der Kalziumkarbonat entsteht und Wasser freigesetzt wird (Bd. 1 Abschnitt 5.1.1). Dieser Vorgang wird als Karbonatisierung bezeichnet. Obwohl das Kalziumkarbonat ein größeres Volumen besitzt als die Ausgangsstoffe und eine Zunahme der Dichtigkeit hervorruft (etwa 15 %), findet ein Schwinden des Zementsteines statt. Eine zufrieden stellende Erklärung dafür gibt es noch nicht, jedoch verschiedene Ansätze (z. B. [2.79]). Eine Begründung könnte sein, dass das aus den Zwischenräumen des Zementsteines physikalisch gebundene Wasser und das durch die chemische Reaktion freigesetzte Wasser in Abhängigkeit von der relativen Luftfeuchte verdunstet. Bekanntlich ist das Schwindmaß von der Zusammensetzung und den Lagerungsbedingungen abhängig.

Eine getrennte Erfassung der Dehnung infolge Karbonatisierung vom reinen Trocknungsschwinden ist nicht möglich. Bei normalfestem Beton kann das Schwindmaß des Trocknungsschwindens um etwa 50 % vergrößert werden. Optimale Bedingungen für das Karbonatisierungsschwinden sind bei einer relativen Luftfeuchte von 50 bis 70 % gegeben, d. h. bei Bedingungen, die für geschützte Außenbauteile vorhanden sind. Die Schwinddehnung kann bei Beton bis zu $-0,2\text{‰}$ betragen. Bei hochfestem Beton ist aufgrund der hohen Dichtigkeit mit geringer oder zumindest zeitlich stark verzögerter Karbonatisierung zu rechnen.

Für das Schwindmaß von Konstruktionen oder Bauteilen ist das aus der Karbonatisierung resultierende Schwinden ohne Bedeutung, da nur die Randzone betroffen ist. Jedoch kann dort durch die Eigenspannungen ein dichtes Netz von unregelmäßigen Rissen geringer Breite hervorgerufen werden. Die feinen Risse reichen zwar nicht tief, fördern aber trotzdem den Zutritt von Kohlendioxid und Wasser und können deshalb den Abbau des Korrosionsschutzes der Bewehrung beschleunigen. Die Ablagerung von Schmutz in Krakeleerissen kann das optische Erscheinungsbild von Sichtbetonflächen ungünstig beeinflussen. Der Frostwiderstand kann herabgesetzt werden.

Die Risse werden an glatten Betonoberflächen beim Abtrocknen sichtbar, wenn vorher eine Befeuchtung vorgenommen wurde. Bei Prüfkörpern geringerer Abmessungen kann eine Überschätzung des Trocknungsschwindens eintreten, weil die Randzone das Messergebnis viel stärker als bei Bauteilen beeinflusst.

2.2.8 Thermisch bedingte Dehnungen

Zwischen der Temperaturveränderung um den Betrag ΔT und der dadurch hervorgerufenen Verformung ε_T besteht ein proportionaler Zusammenhang, der über die Temperaturdehnzahl α_T hergestellt wird. Die Linearität dieser Beziehung kann auch für Beton als experimentell nachgewiesen und unstrittig angesehen werden.

$$\varepsilon_T = \alpha_T \cdot \Delta T \quad (2.17)$$

Die Temperaturdehnzahl nimmt zwar mit steigender Temperatur zu, wie bei allen mineralischen Stoffen, der Betrag ist aber im Temperaturbereich von 0°C bis 60°C vernachlässigbar gering [2.80].

Die Temperaturdehnzahl des erhärteten Betons ist hauptsächlich abhängig von den temperaturbedingten Verformungen der Gesteinskörnung und des Zementsteines sowie den Anteilen der beiden Komponenten und der Feuchte. Da die voneinander abweichenden Dehnzahlen zu Verformungsdifferenzen, Behinderungen und Spannungen führen, haben auch die E-Moduli des Zementsteines und des Zuschlages Einfluss. Die Temperaturdehnzahl kann deshalb nicht durch einfache Addition der Einzelwerte für die Gefügebestandteile und ihrer prozentualen Anteile bestimmt werden, sondern muss über eine Wichtung der Bestandteile ermittelt werden. Eine Berechnungsmöglichkeit wird in [2.80] angegeben.

Weiterhin zeigen alle Stoffe mit kapillarer Struktur eine zusätzliche, »scheinbare« Dehnung, die auf Feuchtebewegungen zurückzuführen ist [2.80]. Wassergesättigte und extrem getrocknete Körper zeigen, da Feuchtebewegungen nicht stattfinden können,

keine scheinbare Wärmedehnung; Maximalwerte treten bei einem Feuchtegehalt von 50–80 % auf.

Die Temperaturdehnzahl von Festbeton liegt in Abhängigkeit von der Art der Gesteinskörnungen zwischen $0,6 \cdot 10^{-5}$ und $1,4 \cdot 10^{-5}$; weiterhin spielt der Wassergehalt eine wesentliche Rolle. Die Schwankungsbreite ist groß und hauptsächlich auf die Eigenschaften der Gesteinskörnungen zurückzuführen (α_T für Sandstein $4,6 \cdot 10^{-5}$; Granit $3,1 \cdot 10^{-5}$; Kalkstein $1,3 \cdot 10^{-5}$). Die Temperaturdehnzahl des Zementsteines ist relativ konstant, aber vergleichsweise hoch (etwa $2,0 \cdot 10^{-5} \text{ 1/K}$). Aus diesem Grund weisen Betone mit höherem Gehalt an Zementstein auch größere Temperaturdehnzahlen auf. Rechenwerte für die lineare Wärmedehnzahl von Betonen aus unterschiedlichen Gesteinsarten sind in Tabelle 2.3 zusammengestellt.

Eine zielgerichtete Beeinflussung der Zwangsspannungen durch eine Zusammensetzung, die eine verringerte Temperaturdehnung nach sich zieht, ist theoretisch denkbar, praktisch aber nur in Ausnahmefällen realisierbar.

Gesteinskörnung	Feuchtegehalt des Betons	Temperaturdehnzahl α_T in [10^{-5} 1/K] Zementgehalt in [kg/m^3]		
		200	300	400
Quarzgesteine	wassergesättigt	1,16	1,16	1,16
	lufttrocken	1,27	1,30	1,34
Quarzsande und -kiese	wassergesättigt	1,11	1,11	1,12
	lufttrocken	1,22	1,26	1,30
Granit, Gneis, Liparit	wassergesättigt	0,79	0,81	0,83
	lufttrocken	0,91	0,97	1,02
Basalt, Diabas, Gabbro, Diorit	wassergesättigt	0,72	0,74	0,76
	lufttrocken	0,85	0,91	0,96
dichter Kalkstein	wassergesättigt	0,54	0,57	0,60
	lufttrocken	0,66	0,72	0,79

Tabelle 2.3 Temperaturdehnzahlen für erhärteten Beton (nach [2.80], in der Zusammenfassung von [2.49])

Unmittelbar nach der Herstellung sind die höchsten Werte für die Temperaturdehnung vorhanden, etwa $2,0 \cdot 10^{-5}$ bis $2,5 \cdot 10^{-5} \text{ 1/K}$. Durch das Ansteifen und Erstarren nimmt die Temperaturdehnzahl zunächst sehr schnell ab. Im Zuge der chemischen Bindung des Wassers und Selbstaustrocknung wird der Feuchtegehalt verringert, die Temperaturdehnzahl steigt wieder an und nähert sich asymptotisch dem Endwert.

Die Maximalwerte sind zum Zeitpunkt des Erstarrens vorhanden ($2,0$ bis $2,5 \cdot 10^{-5} \text{ 1/K}$), da das Wasser eine etwa 10-fach größere Temperaturdehnzahl besitzt als der Festbeton. Stark streuende Daten bis zur und für die Erstarrungsphase spielen für die Berechnung

keine Rolle, da die Dehnungen durch Plastifizierung fast vollständig und anschließend durch Relaxation weitgehend abgebaut werden.

Mit der weiteren Erhärtung nimmt die Temperaturdehnzahl sehr schnell ab. Innerhalb des ersten Tages kann $1,5 \cdot 10^{-5}/K$, für den jungen Beton $1,2 \cdot 10^{-5}/K$ angenommen werden. Beispielsweise würde bei einem trockenen Beton aus Granit oder Gneis und einem Zementgehalt von etwa 250 kg/m^3 ein Wert $\alpha_T = 0,6 \cdot 10^{-5}/K$ zu erwarten sein. Bei einem jungen Beton unter Verwendung von Gabbro oder Porphyrt und etwa $400 \text{ kg Zement/m}^3$ kann $\alpha_T = 1,6 \cdot 10^{-5}/K$ festgestellt werden. Angaben zur Altersabhängigkeit sind in Tabelle 2.4 enthalten.

Eine zielgerichtete Beeinflussung von temperaturbedingten Spannungen durch eine Zusammensetzung, die eine verringerte Temperaturdehnung nach sich zieht, ist theoretisch denkbar, praktisch aber nur in Ausnahmefällen realisierbar.

Weiterhin wurde verschiedentlich festgestellt, dass sich die Werte bei Expansion und anschließender Kontraktion unterscheiden. Ein nicht unmaßgeblicher Anteil muss dabei aber auf den zwischenzeitlich deutlich veränderten Hydratationsgrad zurückgeführt werden. Nach den Messungen von [2.81] kann dagegen der Einfluss vernachlässigt werden. Bei der Ableitung von Rechenwerten muss deshalb nicht zwischen der Erwärmungs- und Abkühlungsphase unterschieden werden.

Nach DIN 1045-1, MC 90 und anderen Regelwerken darf für den Nachweis der durch Wärmewirkung hervorgerufenen Schnittkräfte oder Verformungen ein Mittelwert

$$\alpha_T = 1,0 \cdot 10^{-5} \quad [1/K]$$

angenommen werden. Damit würde sich ein Bauteil von 25 m Länge bei einer Temperaturerhöhung von $\Delta T = 20 \text{ K}$ um 5 mm ausdehnen ($= 0,2\%$). Diese nicht ungewöhnliche Temperaturbeanspruchung weist auf die Notwendigkeit der Anordnung von Fugen bzw. der Erfassung der Zusatzspannungen hin.

Wenn keine Versuchsergebnisse vorliegen, wird der vorgenannte Wert oft auch für die Spannungsberechnung im jungen Beton verwendet. In Abhängigkeit von der jeweiligen Betonzusammensetzung kann damit die temperaturbedingte Verformung des Betons deutlich über- oder unterschätzt werden.

Bei **höheren Gebrauchstemperaturen** ab etwa 150°C wirkt sich die Differenz zwischen den Wärmedehnungen der Gesteinskörnung und des Zementsteines zunehmend nachteilig aus. Bei größeren Temperaturänderungen entstehen dann entsprechende Gefügespannungen. Um diese zu vermeiden, wäre deshalb eine Auswahl der Gesteinsart notwendig. Zu beachten sind dann auch die parallel verlaufenden Prozesse der Strukturveränderung des Zementsteines durch Entwässerungen der Hydrate, Umwandlungsreaktionen und Zerstörungen der Kontaktzone zwischen Zementstein und Zuschlag. Bei langsam verlaufenden Vorgängen wirkt das Kriechen spannungsentlastend.

Bei **Leichtbeton** ist die Temperaturdehnzahl niedriger, da die Gesteinskörnungen aus Blähton oder Blähschiefer nur Werte zwischen $0,4$ und $0,6 \cdot 10^{-5} \text{ 1/K}$ aufweisen. Nach DIN 1045-1 kann

$$\alpha_T = 0,80 \cdot 10^{-6} \quad [1/K]$$

angenommen werden, der auch für Porenbeton gilt.

Zeitpunkt	Temperaturdehnzahl α_T in 10^{-5} 1/K
Frischbeton	2,0 – 2,5
Erstarren	1,5
8 – 24 Stunden	1,5
1. – 2. Tag	1,3 ... 1,4
2. – 6. Tag	1,2
junger Beton	1,05 1,05 ... 1,25 1,2
Ansätze für die Berechnung:	
für die Erhärtung bis zum Temperaturmaximum	1,2
unmittelbar nach dem Temperaturmaximum	1,1
für den länger andauernden Temperatenausgleich	1,0

Tabelle 2.4 Altersabhängigkeit der Temperaturdehnzahl von Beton

2.3 Nachbehandlung und Schutz des erhärtenden Betons

Unter Nachbehandeln werden alle Maßnahmen verstanden, die den Beton bis zum Erreichen seiner eigenen Widerstandsfähigkeit gegenüber schädigenden Einflüssen schützen, da die angestrebten Qualitätsmerkmale (Festigkeit, Oberflächenbeschaffenheit, rissfreie Konstruktion u. a.) durch Austrocknen in Verbindung mit höheren Temperaturen und niedriger Luftfeuchte, schneller Abkühlung und Gefrieren, großen Temperaturdifferenzen und schroffem Temperaturwechsel, starkem Regen und strömendem Wasser, Erschütterungen sowie chemischen Einflüssen infrage gestellt werden können.

Vor allem die oberflächennahen Bereiche der Bauteile, die die Dauerhaftigkeit der Konstruktion sicherstellen, sind schädigenden Einflüssen ausgesetzt. Die Folgen zu früher Austrocknung sind eine vergrößerte Porosität und Permeabilität und damit in Verbindung eine verminderte Abriebfestigkeit und Dichtigkeit sowie ein geringerer Widerstand gegen das Eindringen schädlicher Medien und ein geringerer Frostwiderstand.

Der Einfluss der Feuchte und der Temperatur während der Erhärtung auf die Druckfestigkeit ist in Bild 2.49 und Bild 2.50 beispielhaft dargestellt. Der Unterschied zwischen der nach den deutschen Normen bisher üblichen Feuchtelagerung von 7 Tagen und der nach dem europäischen Normenwerk von 28 Tagen ist vor allem ab dem Prüfzeitpunkt von 28 Tagen deutlich erkennbar und wird über einen Umrechnungsbeiwert berücksichtigt. Bei ständiger Feuchtelagerung ist ein Festigkeitszuwachs auch noch nach 365 Tagen vorhanden. Der Temperatureinfluss prägt sich nach etwa 14 Tagen aus, die niedrigeren Temperaturen verlieren bei längerer Erhärtung an Wirkung. Die Effekte sind mit der Entwicklung des Hydratationsgrades zu erklären (siehe Abschnitte 1.2.3 und 1.4.2).

Die erforderlichen Schutzmaßnahmen richten sich nach einer Art der Einwirkung oder mehrerer in Kombination. Die Dauer der Aufrechterhaltung eines besonderen Schutzes ist abhängig von der Erhärtungsgeschwindigkeit und den vorgeschriebenen Kennwerten.

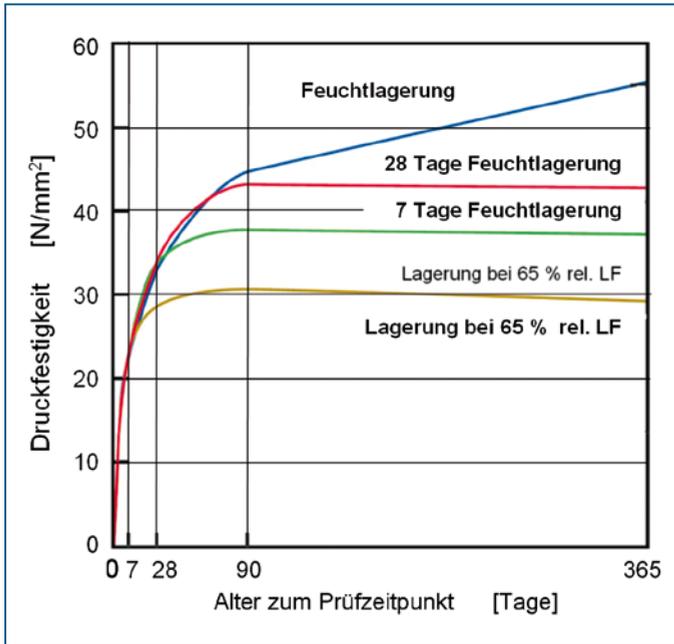


Bild 2.49 Festigkeitsentwicklung in Abhängigkeit von den Lagerungsbedingungen [2.82]. Prüfkörper 150 mm (Zement vergleichbar mit CEM I 42,5)

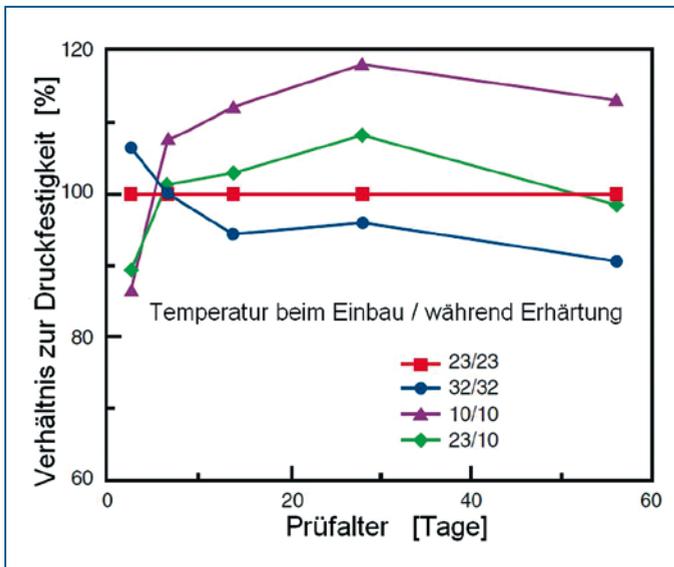


Bild 2.50 Verhältnis der Festigkeitsentwicklung in Abhängigkeit von der Temperatur beim Einbau und während der Lagerung.

In der praktischen Durchführung der Beton- und Stahlbetonarbeiten sind die Gefahren zu schnellem Austrocknen oder zu frühzeitigem Gefrierens besonders häufig gegeben. Infolge der Verkürzung der Ausschaltermine bei weitgespannten Deckenkonstruktionen nehmen aber auch die Kriechverformungen, die durch die Belastung des jungen Betons hervorgerufen werden, an Bedeutung zu.

Die Notwendigkeit des Schutzes gegen schädigende Einflüsse bis zum genügenden Erhärten ist in den nachfolgend angegebenen Regelwerken verankert. Obwohl dort hauptsächlich der Schutz vor Austrocknung angesprochen ist, müssen darüber hinaus auch die anderen oben genannten Gefahren beachtet werden, um die vertragsgemäßen Eigenschaften der Bauteile sicherzustellen.

2.3.1 Nachbehandlung als Regel der Technik

Die Notwendigkeit des Schutzes vor Austrocknung ist grundsätzlich in DIN 1045-3, Abschnitt 8.7, geregelt. In Verbindung mit anderen, zusammenfassenden und erläuternden Darstellungen, wie [2.83], [2.84], [2.85] sowie verschiedenen zusätzlichen Vertragsbedingungen [2.86], [2.87] werden die Regeln der Technik gebildet. Die Verpflichtung zur Nachbehandlung ist auch nach VOB/C – DIN 18 331 gegeben. Danach handelt es sich um eine Nebenleistung, die nicht gesondert vergütet werden muss.

Wenn keine gesonderten Angaben in der Leistungsbeschreibung enthalten sind, gelten die vorgenannten Regelwerke. Führt fehlende oder unzulängliche Nachbehandlung zu einem Beton, der nicht die vertraglich vorausgesetzte Gebrauchstauglichkeit besitzt, ist das Werk fehlerhaft.

Die Schwierigkeiten, Nachbehandlungsmaßnahmen in den Bauablauf einzuordnen und der z. T. erhebliche Aufwand erklären die vorhandenen Probleme bei der Qualitätssicherung. Daraus resultierend wird verschiedentlich befürwortet, die Maßnahmen zur Nachbehandlung gegen Austrocknung gesondert auszuschreiben und anbieten zu lassen.

2.3.2 Frühzeitiges Austrocknen

Zwischen dem Wasserhaushalt im Beton und dem Hydratationsprozess besteht ein zwangsläufiger Zusammenhang. Bei einer Verminderung der Konzentration des Wassers im Betongefüge wird die Hydratationsgeschwindigkeit (Abschnitt 1.2.3) und der erreichbare Hydratationsgrad herabgesetzt (Abschnitt 1.2.4). Die Ursachen können dabei sein:

- Verdunstung des Anmachwassers über die Oberfläche (äußere Austrocknung) und/oder
- Wasserbindung des Anmachwassers durch die Hydratation (innere Austrocknung).

Die Regelwerke stellen hauptsächlich darauf ab, ein übermäßiges Verdunsten von Wasser über die Betonoberfläche zu verhindern (DIN 1045-3, Absatz 8.7.2 (1)). Die möglichen Schutzmaßnahmen werden nachfolgend genannt. Auf die innere Austrocknung wird in der Norm nicht gesondert eingegangen, Gegenmaßnahmen sind in Abschnitt 2.2.5.4 genannt.

2.3.2.1 Verdunsten des Anmachwassers

Über ungeschützte Bauteiloberflächen können beträchtliche Wassermengen verdunsten. Der Wasserverlust je Zeiteinheit und m^2 Oberfläche ist im Wesentlichen von der Temperaturdifferenz zur umgebenden Luft, der Windgeschwindigkeit und der relativen Luftfeuchte abhängig, die die äußeren Verdunstungsbedingungen bilden. Aus Messungen der Verdunstung über dem freien Wasserspiegel wurde das Diagramm in Bild 2.51 abgeleitet, dessen Gültigkeit damit zwar eigentlich auf den Vorgang der Sedimentation und des Blutens des Frischbetons beschränkt ist, aber auch gegenwärtig noch zur Abschätzung der Verdunstung des Anmachwassers am Anfang der Erhärtung Verwendung findet. Messungen verschiedener Autoren ergaben, dass das Diagramm für den plastischen und semiplastischen Zustand des Frischbetons durchaus zutreffende Werte liefert.

Die mit Hilfe des Diagramms ermittelte Verdunstungsrate kann auch wie folgt rechnerisch ermittelt werden [2.89]:

$$\dot{W} = 5 \cdot [(T_B + 18)^{2,5} - \varphi \cdot (T_A + 18)^{2,5}] \cdot (v_W + 4) \cdot 10^{-6} \quad [\text{kg/m}^2 \text{ h}] \quad (2.18)$$

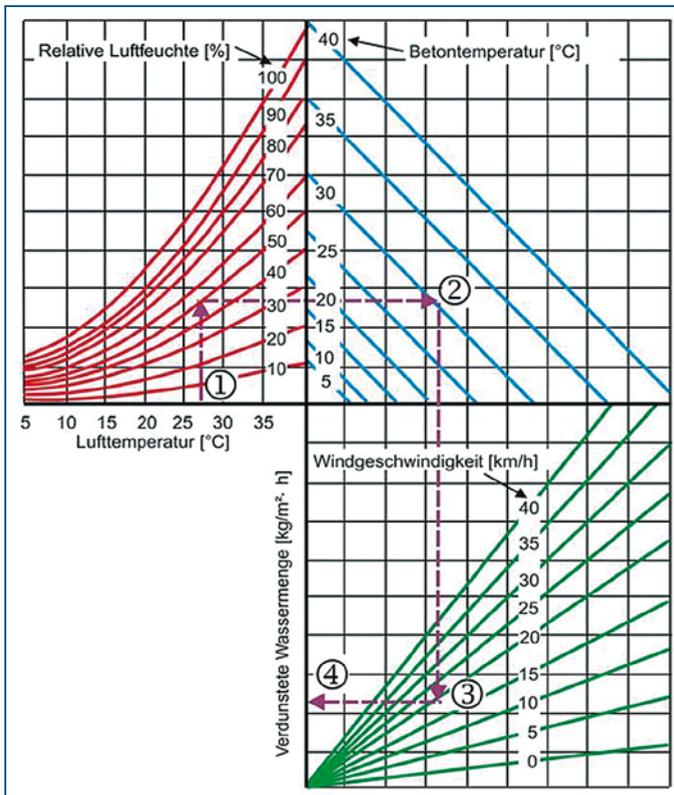


Bild 2.51 Verdunstung des Anmachwassers des Frischbetons in Abhängigkeit von der Windgeschwindigkeit, Luftfeuchte und Temperatur nach [2.88]

Dabei bedeuten: T_B = Temperatur des Betons [°C]. T_A , ϕ , v_w = Temperatur [°C] und Feuchte der umgebenden Luft [rel. Feuchte in % / 100] bzw. Windgeschwindigkeit [km/h].

Beispiel:

Bei der in Bild 2.51 eingetragenen Situation (Luft- und Betontemperatur 20°C, relative Luftfeuchte 50 %, Windgeschwindigkeit 20,0 km/h = 5,6 m/s) beträgt die verdunstende Wassermenge 0,6 kg/m². Bei einer Deckenplatte mit einer Dicke von 20 cm und einer ungeschützten Oberfläche würde dadurch in 24 Stunden ein Wasserverlust von 72 l/m³ eintreten, der, bezogen auf eine übliche Rezeptur mit einem Anmachwasservolumen von 160 l/m³, 45 % beträgt.

Die 2 cm dicke Randzone trocknet bereits nach etwa 6 Stunden vollständig aus. Ausreichende Hydratationsbedingungen sind nicht mehr gegeben. Unter üblichen hochsommerlichen Bedingungen können bis zu 2 kg Anmachwasser je m² Bauteiloberfläche und Stunde an die umgebende Luft abgegeben werden.

Die Anwendung des Nomogramms bedingt, dass die Eingabewerte durch Messung erfasst oder zutreffend abgeschätzt werden können. Unter den üblichen Baustellenverhältnissen und den sich ständig ändernden meteorologischen Bedingungen ist eine zuverlässige Handhabung damit eigentlich nicht gegeben.

Mit der Messmethode nach [1.90], bei der ein so genanntes Curing Meter auf die Bauteiloberflächen aufgelegt wird, kann die Verdunstungsmenge direkt bestimmt werden (Bild 2.52). In einem transparenten Kunststoffgehäuse befindet sich eine spiralförmig gekrümmte Kapillare, die mit gefärbtem Wasser gefüllt wird. Durch den direkten Kontakt mit der Verdunstungsfläche wird die Kapillare sukzessive entleert und zeigt dadurch die Verdunstungsmenge in kg/m² an.

Nach dem Abtrocknen der Oberfläche wird noch nicht gebundenes Anmachwasser aus tieferliegenden Schichten des Bauteiles durch das Porensystem nachgefördert. Die zunehmende Verlängerung der Diffusionswege und die mit der Hydratation verbundene

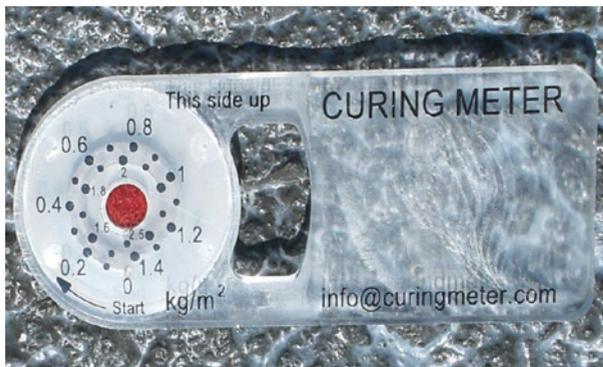


Bild 2.52 Curing Meter zur Bestimmung der Verdunstungsmenge an der Bauteiloberfläche.

Die kontinuierliche Entleerung des spiralförmigen Glasröhrchens zeigt die zeitabhängige Verdunstungsmenge an [2.90].

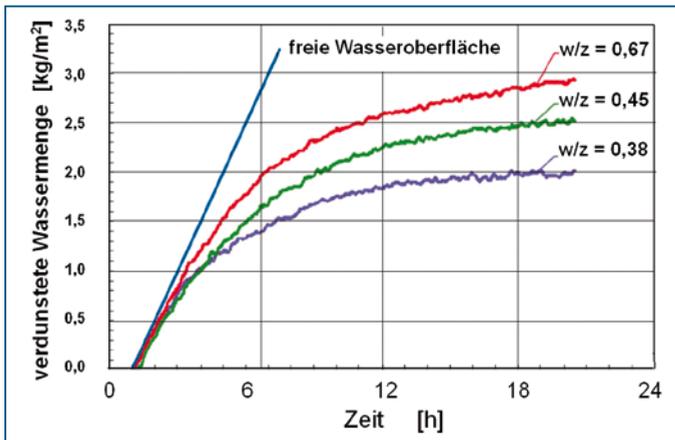


Bild 2.53 Zunahme der verdunstenden Wassermenge in Abhängigkeit vom Wasserzementwert und im Vergleich zum freien Wasserspiegel [2.15]

Verringerung der Porosität führen zu einem ständigen Rückgang der Wassermenge, die über die Verdunstungsfläche abgeführt werden kann (innere Verdunstungsbedingungen). Damit entsprechen die tatsächlichen Austrocknungsverhältnisse immer weniger denen, die dem Diagramm in Bild 2.53 zugrunde liegen; die entnommenen Werte sind zu ungünstig. Besonders auffällig ist der Rückgang des Einflusses der Windgeschwindigkeit. Bild 2.53 zeigt den Vergleich zwischen der Verdunstungsmenge in Abhängigkeit vom Wasserzementwert und bei freier Verdunstung. Das Diagramm Bild 2.51 kann aber herangezogen werden, um den Einfluss einzelner Umgebungsbedingungen zu bewerten.

2.3.2.2 Einflüsse auf die Verdunstung und den Wasserhaushalt im Beton

Bei frisch betonierten Flächen führen diese Wasserverluste, solange noch keine Erhärtung eingesetzt hat, zum Fröhschwinden (Abschnitt 2.1.3). Solange nur das auf der Oberfläche stehende Wasser verdunstet (Bluten, Abschnitt 2.1.2), besteht keine Schwindrissgefahr. Es ist deshalb naheliegend, den Wasserfilm auf der Oberfläche aufrechtzuerhalten, bis die Rissgefahr vorüber ist.

Im weiteren Verlauf schreitet die Austrocknung in das Innere des Bauteiles voran. Die Zusammensetzung des Frischbetons wirkt sich auf die Austrocknung unterschiedlich aus; entscheidend ist, wie schnell die Kapillarporosität, die die Wasserbewegung überproportional beeinflusst, infolge Hydratation abnimmt:

- Bei Betonen mit niedrigem **w/z-Wert** werden die Diffusionswege schneller blockiert, geringere Wassermengen aus dem Bauteilinnern nachgesaugt und die Hydratationsprozesse im Kern des Bauteiles weniger beeinträchtigt. Da der Anmachwassergehalt niedrig war und die Wasserbewegung zur Oberfläche verringert ist, trocknet die Randzone schnell aus und der Beton »verdurstet«. Aus gleichem Grund ist die Nachbehandlung durch Wasserzuführung von außen erschwert. Bei hochfesten Betonen wird deshalb zunehmend eine innere Nachbehandlung vorgenommen.

Bei höherem w/z-Wert und dickeren Bauteilen wird ständig Wasser aus dem Innern des Bauteiles zur und durch die Randzone gefördert und dadurch das schnelle Verdursten des Randbetons verhindert.

- Betone mit plastischer **Konsistenz** verlieren prozentual eine größere Wassermenge als steife Betone mit gleichem Wasserzementwert [2.91], sind deshalb bei Austrocknung stärker gefährdet und weisen einen größeren Festigkeitsabfall auf. Steife Betone neigen darüber hinaus nicht zum Absondern von Wasser, so dass die Anfangsphase mit der freien Verdunstung nahezu völlig entfällt.
- Zemente weisen in Abhängigkeit vom Verlauf der **Festigkeitsentwicklung** eine unterschiedliche Nachbehandlungsempfindlichkeit auf. Bei schnell erhärtenden Zementen nimmt die Durchlässigkeit des Porensystems schnell ab und der Wasserverlust ist geringer. Aus diesen Gründen ist der Wasserverlust bei hochfesten Betonen niedriger (Bild 2.54). Bei langsamer Erhärtung wirkt sich eine Verkürzung der Nachbehandlungszeit besonders nachteilig aus. Bei den Zementarten CEM II und CEM III kann aufgrund der langsamer verlaufenden puzzolanischen Reaktion ein größerer Wasserverlust auftreten, der entsprechende Festigkeitseinbußen bewirkt.
- Betone, deren Wasserzementwert unter Berücksichtigung der Anrechenbarkeit der **Flugasche** festgelegt wurde, weisen niedrigere Verdunstungsraten auf als Portlandzementbetone mit gleichem Wasserzementwert und übereinstimmender Nenndruckfestigkeit.
- Betone mit einem höheren **Feinsandanteil** vermögen das Anmachwasser besser zurückzuhalten und besitzen damit einen Vorteil auch hinsichtlich der Nachbehandlungsdauer. **Unvollständig verdichtete Betone** weisen demgegenüber eine zusätzliche Kapillarporosität auf und trocknen stärker aus.

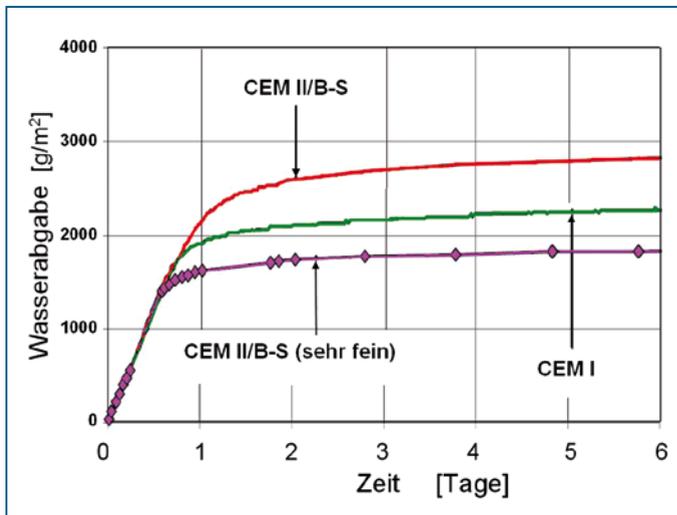


Bild 2.54 Verdunstungsmenge im Laborklima 20°C/ 65% rel. Luftfeuchte bei unterschiedlicher Festigkeitsentwicklung der Zemente (übereinstimmende Klinkerzusammensetzung, aber unterschiedliche Aufmahlung sehr fein bedeutet rd. 5 900 cm²/g). w/z = 0,44 [2.93]

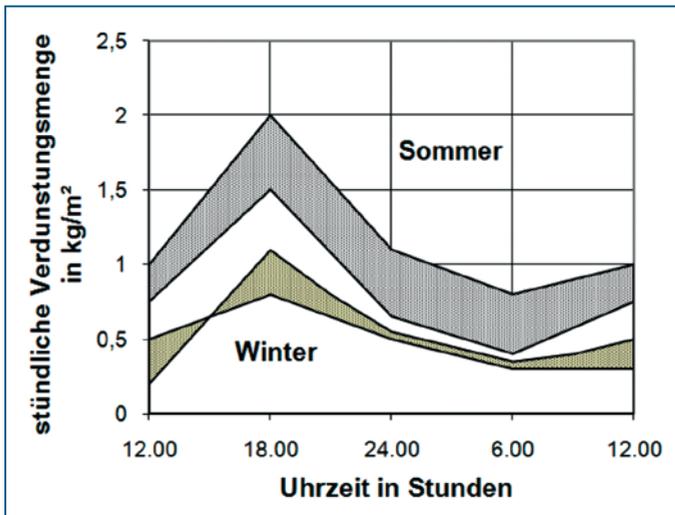


Bild 2.55 Jahreszeitlich bedingte stündliche Verdunstungsmenge in kg Wasser/m², Windgeschwindigkeit $\approx 10\text{--}16$ km/h [2.91]

- **Feingliedrige Bauteile** trocknen schneller und tiefer aus als solche mit größerem Volumen und bedürfen deshalb vor allem des Schutzes. Dünne Platten und Estrich können bis zu 80 % des Anmachwassers verlieren und einen Festigkeitsabfall bis auf 20 % aufweisen. Insofern verlangen Bauteile mit einem hohen und damit ungünstigen Verhältniswert von Oberfläche zu Volumen besondere Aufmerksamkeit.
- Da die Verdunstung von der Temperaturdifferenz zwischen Bauteiloberfläche und umgebender Luft abhängt, trocknen Betone auch bei der **Bauausführung im Winter** aus. Die Abkühlung eines eingebauten Warmbetons führt, wenn kein oder nur ein mangelhafter Schutz vorgenommen wird, zu beträchtlichen Anmachwasserverlusten und frühzeitiger Austrocknung (Bild 2.55); im Winter kann damit ebenfalls die kritische stündliche Verdunstungsmenge erreicht werden, die Risse verursachen kann [2.92].

2.3.2.3 Auswirkungen der Verdunstung auf die Bauteilfeuchte

Die Auswirkungen auf den Hydratationsprozess sind durch den Wassergehalt im Beton und dem Wasserzementwert bestimmt. Prinzipiell gilt: Wird bereits frühzeitig dem eingebrachten Frischbeton das Wasser entzogen, verlangsamen sich die Hydratationsprozesse. Da sich aber neue Hydratationsprodukte nur in wassergefüllten Poren und Zwischenräumen bilden, werden bei Unterschreiten einer Mindestwassermenge bzw. einer kritischen Betonfeuchte die Strukturbildungsvorgänge unterbrochen. Ergebnis fehlender oder unzureichender Nachbehandlung sind ein niedrigerer Hydratationsgrad des Zementes und damit eine erhöhte Porosität vor allem der Randzone der Betonbauteile.

Wie wiederholt beobachtet wurde, wird die Hydratation bei einer relativen Feuchte von etwa 65 % praktisch gestoppt (vgl. Abschnitt 1.2.3). Für eine ausreichende Erhär-

ung ist eine Feuchte im Porensystem nicht unter 80 % sicherzustellen [2.94]. Nach DIN 1045-3, 8.7.2(2) ist bei einer relativen Luftfeuchte $\geq 85\%$ keine Nachbehandlung erforderlich. Für die Bauten im Geltungsbereich der [2.86] ist die Anwendung dieser Festlegung nicht zulässig.

Wann und an welcher Stelle die kritische Betonfeuchte während der Erhärtung unterschritten wird, hängt vom Austrocknungsverhalten der Bauteile und den Schutzmaßnahmen ab. Bild 2.56 zeigt den Gradienten der relativen Betonfeuchte zwischen der Mitte und der Oberfläche einer Platte, die unter verschiedenen Umgebungsbedingungen (relative Luftfeuchte von 35 % bzw. 75 %) austrocknet. Während der Kern die angestrebte relative

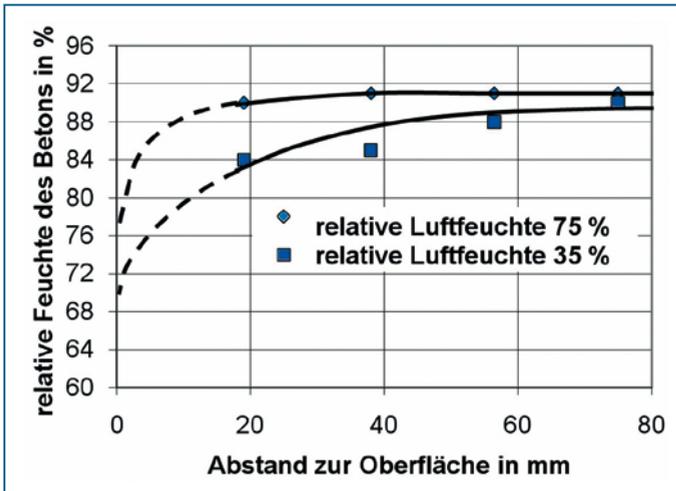


Bild 2.56 Feuchteprofil in einer 15cm dicken Platte bei zwei unterschiedlichen Austrocknungsbedingungen (35% und 75% relative Luftfeuchte); Angaben aus [2.94]

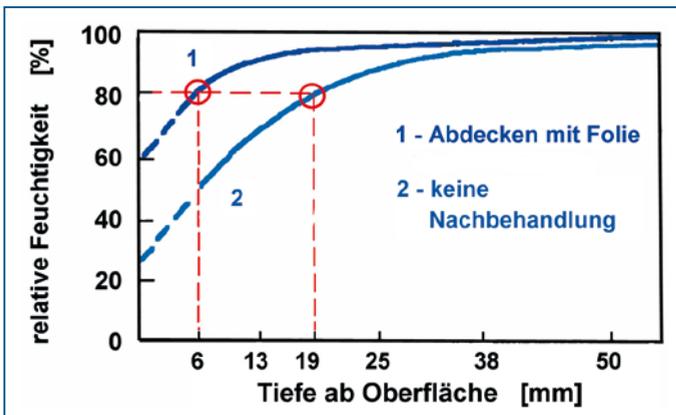


Bild 2.57 Einfluss der Nachbehandlung auf die sich im Beton einstellende Feuchte (nach [2.94])

Betonfeuchte in Höhe von 90 % besitzt, nimmt diese im Randbereich sehr schnell ab und erreicht bereits in einer Tiefe von etwa 10 mm die 80 %-Grenze (untere Kurve). Selbst das Auflegen von Folien reicht nicht aus, um im Randbereich den angestrebten Grenzwert sicherzustellen (Bild 2.57). Bei fehlender Nachbehandlung wird die Tendenz verstärkt, am Rand findet ein Rückgang der Betonfeuchte bis auf etwa 25 % statt. In beiden Fällen ist eine Zuführung von Wasser über die Außenflächen der Bauteile notwendig.

Umfangreiche Untersuchungen (z. B. [2.92], [2.95]) haben das feuchtebedingte Zurückbleiben des Hydratationsgrades im Randbereich eines Bauteiles nachgewiesen, wie beispielhaft in Bild 2.58 angegeben. Die Relationen zwischen dem chemisch gebundenen Wasser in der Randzone und den tiefer liegenden Schichten wurden dabei für verschiedene Nachbehandlungsvarianten, die nach einer eintägigen Lagerung in Schalung einsetzen, ermittelt. Wie das Beispiel zeigt, ist die chemische Wasserbindung und damit der Hydratationsgrad außerordentlich unterschiedlich; auch das Nachbehandlungsmittel hatte keine mit einer konservierenden Lagerung vergleichbare Wirksamkeit. Andere Untersuchungen mit verschiedenen Nachbehandlungsmitteln brachten deutlich voneinander abweichende Ergebnisse. Insofern sind Eignungsprüfungen angeraten.

Die Auswirkungen der Nachbehandlung auf den Permeabilitätskoeffizienten wurden in [2.96] untersucht. Dabei wurden auch Vergleiche zwischen verschiedenen Betonfestigkeiten bei der Erhärtung im Labor und auf der Baustelle durchgeführt. Ein Beispiel zeigt Bild 2.59 mit den Ergebnissen für einen C 30/37. Festgestellt wurde die Gasdurchlässigkeit im oberflächennahen Bereich. Aufgrund der siebentägigen Nachbehandlung verringerte sich der Permeabilitätskoeffizient um den Faktor 70 bis 100. Der auf der Baustelle verarbeitete Beton (7 Tage in Schalung bzw. Umhüllung mit Folie) ergab eine Verminderung um den Faktor 6 bis 20.

Sämtliche Untersuchungen weisen darauf hin, dass die Forderung nach höherer Dauerhaftigkeit nur dann erfolgreich ist, wenn eine ausreichende Nachbehandlung sichergestellt werden kann. Diese steht nicht immer in Übereinstimmung mit den Festlegungen in den Regelwerken.

Durch zu schnelles Austrocknen bedingt, setzt auch das Schwinden zeitiger ein. Aus den unterschiedlichen Schwindmaßen der Außenflächen gegenüber dem Bauteilinneren entstehen Verformungen, die die Bruchdehnungen während der Erhärtung übersteigen und zu Rissen führen können. Diese tragen zur Beeinträchtigung der Eigenschaften der Randzone bei.

Da aus einem Bauteil die Feuchte über die Oberfläche abgegeben wird, entsteht innerhalb der Konstruktion ein Feuchteprofil. Große Feuchtedifferenzen im Querschnitt, d. h. zu rasches Austrocknen, bewirken ein stärkeres Schwinden der oberflächennahen Schichten, führen zu Schwindrissen und damit zu einer verminderten Oberflächenfestigkeit sowie erhöhter Durchlässigkeit gegenüber Medien. Weitere Auswirkungen der beschleunigten und gleichzeitig ungleichmäßigen Austrocknung sind Verkrümmungen flächiger Bauteile, die beispielsweise zum Abheben der Ecken und Kanten von Zementestrichen und unverdübelten Fahrbahnplatten führen [2.97]. Ziel der Nachbehandlung muss deshalb auch sein, große Feuchtedifferenzen im Querschnitt zu vermeiden.

Nicht geklärt ist, ob die durch Austrocknung **unterbrochenen Hydratationsvorgänge** bei Zuführung von Wasser wieder neu beginnen. Beobachtet wurde bei Betonen mit niedrigerem Wasserzementwert und durch Verdunstung weiter abnehmendem Was-

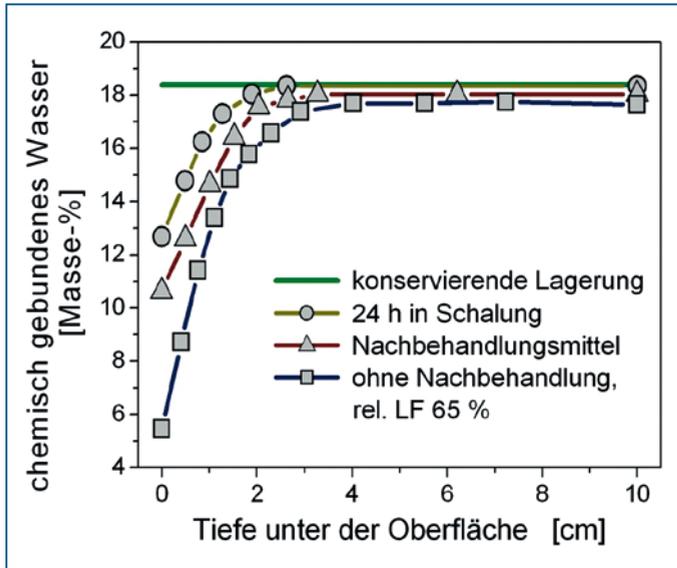


Bild 2.58 Chemisch gebundenes Wasser zur Beurteilung des Hydrationsgrades nach 28 Tagen Erhärtung in Abhängigkeit von der Tiefe und der Nachbehandlung [2.95]

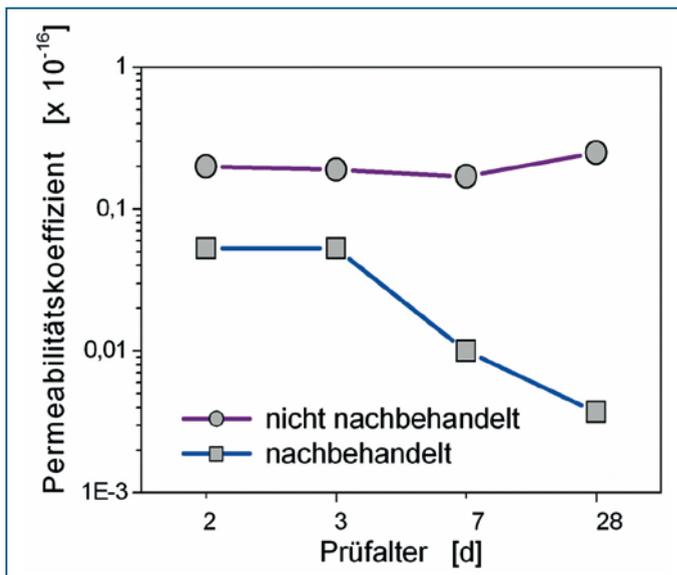


Bild 2.59 Einfluss der Nachbehandlung auf den Permeabilitätskoeffizienten bei einem Beton C 30/37. Wasserlagerung bis zum Prüfzeitpunkt (max. 7 Tage) bzw. Lagerung bei 65 % rel. LF (Würfelproben; CEM I 42,5 R; $z = 370 \text{ kg/m}^3$, $w/z = 0,50$) nach [2.96]

sergehalt die Bildung von dichten Hydrathüllen, die die einzelnen Zementkörper verkapseln; eine spätere intensive Nachbehandlung wirkte sich nur unwesentlich aus. Nach [2.98] ist deshalb bei Betonen mit $w/z < 0,50$ unbedingt in den ersten 24 Stunden Wasser zuzuführen; später bleibt diese Maßnahme ohne Wirkung.

Andere Versuche an Betonen mit größerem Anmachwasservolumen ergaben, dass nach einer Wasserlagerung, die nach einer Austrocknung durchgeführt wurde, ein Festigkeitszuwachs auftrat und die anfänglichen Versäumnisse in der Nachbehandlung teilweise ausgeglichen wurden. Beispielsweise unterscheidet sich die Zugfestigkeit von ständig wassergelagerten Proben kaum von der zwischenzeitlich trocken gelagerter Prüfkörper [2.98], [2.99]. Insgesamt gilt, dass die verbleibende Schädigung umso größer ist, je später mit der Nachbehandlung begonnen wird.

2.3.2.4 Schutzmaßnahmen gegen vorzeitiges Austrocknen

Grundsätzlich gilt: Die Nachbehandlung ist so frühzeitig wie möglich zu beginnen und so lange fortzuführen, bis die Sicherheit besteht, dass die geforderten Eigenschaften erreicht werden. Die größten Schwierigkeiten bestehen dabei in der Frühphase unmittelbar nach dem Einbau des Frischbetons zur Vermeidung des Kapillarschwindens (siehe Abschnitt 2.1.3). Auf die besonderen Maßnahmen gegen das autogene Schwinden wurde in den Abschnitten 2.2.1.4 und 2.2.5 eingegangen. Die nachfolgenden Schutzmaßnahmen beschränken sich deshalb auf die so genannte äußere Nachbehandlung.

Auf die diese Schutzmaßnahmen darf im Allgemeinen verzichtet werden, wenn in den ersten Tagen der Hydratation ein regnerisches, feuchtes Wetter mit mind. 85 % relativer Luftfeuchte herrscht. Da die Luftfeuchte über den Tagesverlauf variiert, darf vereinfacht der Tagesmittelwert angesetzt werden. Über einen längeren Zeitraum ist eine Mittelwertbildung nicht zulässig [2.50]. Aufgrund der Schwierigkeit einer Wetterprognose muss sorgfältig geprüft werden, ob von der 85 %-Regel Gebrauch gemacht oder der Einsatz von Schutzmaßnahmen vorgesehen werden sollte. Einzelne Regelwerke (WU-Richtlinie des DAfStb und die ZTV-ING [2.86]) erkennen die 85 %-Grenze nicht an und verlangen die konventionellen Nachbehandlungsmaßnahmen.

Die bei Probekörpern normgemäß anzuwendende Wasser- bzw. Feuchtelagerung ist bei der Herstellung von Bauteilen und Konstruktionen im Regelfall nicht realisierbar. Als wasserzuführende und verdunstungshemmende bzw. wasserrückhaltende Maßnahmen können, in der Reihenfolge ihrer Wirksamkeit geordnet, angewandt werden:

■ Bedecken der Bauteile mit einer Wasserfläche / Fluten mit Wasser

Der junge Beton kann Wasser nachsaugen und erhärtet unter Normbedingungen. Die Anwendung ist dann gegeben, wenn die Oberfläche der Bauteile durch das strömende oder stehende Wasser nicht mehr beeinträchtigt werden kann.

Der Vorteil wird vor allem bei Betonen mit niedrigem w/z -Wert und Zementen mit intensiverem Nachbehandlungsbedarf deutlich. Die Anwendung ist schwierig und auf wenige Bauteile beschränkt: Bodenplatten mit aufgehenden Wänden (weiße Wanne), Tiefgaragendeckenplatten und Turbinentische mit aufbetonierten Aufkantung, Wandkronen in höher geführter Schalung u.ä. Probleme treten bei der Bauausführung im Winter auf.

■ **Berieseln und Besprühen der Bauteile mit Wasser**

Für Wände und horizontale Bauteile können dadurch Erhärtingsbedingungen geschaffen werden, die den Normbedingungen weitgehend entsprechen. Die Maßnahmen müssen nach ausreichender Erhärtung flächendeckend einsetzen und kontinuierlich fortgesetzt werden; Unterbrechungen stellen das beabsichtigte Ergebnis infrage. Auf den Oberflächen ist ein sichtbarer Wasserfilm aufrechtzuerhalten. Probleme stellen der Wasserverbrauch (bei Wänden sind auch Sammelrinnen und Umlaufpumpen im Einsatz), die Anwendung im Winter sowie die Verdunstungskälte bei massigen Bauteilen und die dadurch begünstigte Rissbildung dar. Nebenwirkungen können ein Auswaschen des Zementleimes an der Oberfläche sein, wenn der Zeitpunkt zu früh gewählt wurde (Mindestfestigkeit: 0,1 bis 0,2 N/mm²) und ein Abschrecken, verbunden mit Schalenrissbildung, wenn die Temperaturdifferenz zwischen Beton und Wasser zu groß ist. Die Anwendung ist auch deshalb im Winter problematisch, bei Frost ist eine Anwendung nicht gestattet.

Die wasserzuführende Nachbehandlung kann auch Ausblühungen hervorrufen.

■ **Aufbringen von wasserspeichernden Abdeckungen**

Wassersaugende Materialien (Moosgummimatten, eine 3 bis 5 mm dicke Sandschicht, im einfachsten Fall Strohmatte oder Segeltuch) verhindern nicht nur die Verdunstung, sondern bewirken u. U. sogar eine gewisse Wasseraufnahme des Betons. Sie sind ständig feucht zu halten und können zur Erhöhung der Wirksamkeit noch mit Folien abgedeckt werden (Verdunstungsschutz). In dieser Kombination werden Erhärtingsbedingungen erreicht, die der Wasserlagerung nahezu entsprechen. Besonders vorteilhaft ist dies bei Geschossdecken und vergleichbaren horizontalen Bauteilen und Stützen anwendbar. Bei Sichtbeton sind mögliche Ausblühungen zu bedenken.

■ **Belassen in Schalung**

Der Vorteil reduziert sich darauf, ein vorzeitiges Austrocknen der Bauteile zu verhindern. Dazu sind Holzschalungen ständig feucht zu halten und bei hochsommerlichen Bedingungen in Folien einzuhausen. Nachteilig ist, dass eine Zuführung von Wasser nicht möglich ist.

Bei Stahlschalungen ist ein Schutz gegen Aufheizung im Sommer und zu schneller Abkühlung unter winterlichen Bedingungen erforderlich.

■ **Abdecken der Bauteile mit Folien und Planen**

Wenn der Bauablauf eine schnelle Entschalung der Bauteile fordert, ist das Auflegen und Anhängen von Folien und Planen eine meist ausreichende, einfache und praktische Lösung. Die Oberflächenabdeckung muss das Bauteil vollständig umschließen, eine Feuchtigkeitsabgabe ist durch Überlappung im Stoßbereich und nach innen gerichteter Neigung der Folie zu verhindern. Die Folien müssen einen ausreichend hohen Widerstand gegen Wasserdampfdiffusion aufweisen.

Die Folien sind in zeitlichen Abständen zu öffnen und die Bauteile mit Wasser zu besprühen, um die Luftfeuchte hoch zu halten. Werden besondere Anforderungen an die Oberfläche gestellt, muss ein unmittelbares Aufliegen der Folie vermieden werden. Bei Folien ist zu beachten, dass zwar die Feuchte aufrechterhalten werden kann, jedoch kein Schutz gegen niedrige Temperaturen gegeben ist.

■ **Aufbringen eines Schutzfilmes (Antiaustrocknungsmittel)**

Wachs- und Kunststoffemulsionen, die aufgesprüht oder aufgestrichen werden, verzögern oder verhindern eine Austrocknung des Betons und ermöglichen eine frühzeitige Nachbehandlung ohne Beeinträchtigung des Bauablaufs. Der Schutzfilm muss einen ausreichenden Widerstand gegen Wasserdampfdiffusion besitzen. Das Aufbringen muss so frühzeitig wie möglich erfolgen; bei freiliegenden Betonflächen sobald die glänzende Oberfläche des Frischbetons matt wird, bei geschalteten Flächen unmittelbar nach dem Entschalen.

Die eingesetzten Produkte unterscheiden sich hinsichtlich Zusammensetzung, Verwendbarkeit und Wirksamkeit. Besonders geeignete Mittel trocknen schnell zu dichten Überzügen, können auf feuchte Oberflächen aufgebracht werden und verhindern auch das Ausschwemmen von Zementleim bei Regen. Wenn abgetrocknete Betonflächen Voraussetzung sind, wird die Wirksamkeit eingeschränkt. Verfügbare Nachbehandlungsmittel sind in [2.100] zusammengefasst. Wichtig ist, dass die vorgeschriebene Auftragsmenge eingehalten und ein geschlossener Film hergestellt wird; bei Wänden kann ein mehrmaliger Auftrag erforderlich werden. Bei schnellem Austrocknen wurde wiederholt festgestellt, dass die Schutzfilme nicht ausreichen und zusätzliche Maßnahmen unerlässlich sind. Weitere Hinweise zur Wirksamkeit sind in Abschnitt 2.3.2.6 genannt.

Grundsätzlich zu beachten ist, dass die Haftfestigkeit später aufzubringender Beschichtungen und auch die Griffigkeit von Straßendecken beeinträchtigt werden kann; Eignungsuntersuchungen sind deshalb erforderlich. Angaben der Hersteller zu Mindestauftragsmenge, Abwitterungszeiten und zweckmäßigen Anwendungsbereichen sind zu beachten. Ggf. müssen die Nachbehandlungsfilme gesondert entfernt werden. Die Möglichkeit eines anschließend fleckigen Aussehens ist zu prüfen; die Auswahl ist auch unter Beachtung der Anwendungstemperaturen vorzunehmen.

■ **Anordnung von Schutzdächern**

Bei flächigen und linienförmigen Bauteilen, wie Fundamenten, Straßen usw., die direkter Sonneneinstrahlung ausgesetzt sind, kann die Verdunstung durch umsetzbare oder verfahrbare Einhausungen verringert werden; ausreichend ist diese Maßnahme allein nicht und ist demzufolge mit den bereits genannten zu kombinieren. Sonnenschutzabdeckungen können auch bei Stahlschalungen und zur Vermeidung starker Aufheizung von Betonbauteilen erforderlich werden.

In einzelnen Fällen ist auch eine Kombination verschiedener Maßnahmen erforderlich oder kostengünstig. So wird beispielsweise der Beton verlängert in der Schalung belassen und anschließend mit einem Antiaustrocknungsmittel behandelt oder die Nachbehandlung mit wasserzuführenden Abdeckungen wird durch anschließend aufgelegte Folien verlängert.

Die Möglichkeit der Anwendung und der Einordnung der Nachbehandlungsmaßnahmen in den Bauablauf ist schließlich für die Auswahl von entscheidender Bedeutung. Die Zweckmäßigkeit ist auch in Abhängigkeit von den vorhandenen Außentemperaturen zu beurteilen. Beispielsweise verbieten sich im Winter die wasserzuführenden Maßnahmen, so dass bevorzugt Nachbehandlungsmittel verwendet werden.

2.3.2.5 Beginn und Dauer der Nachbehandlung

Nach DIN 1045-3, Absatz 8.7.3, ist mit der Nachbehandlung (unmittelbar) nach Abschluss des Verdichtens oder der Oberflächenbearbeitung des Betons zu beginnen. Diese Festlegung berücksichtigt das Kapillarschwinden nicht. Nur der Sonderfall im Betonstraßenbau, dass mit dem Fertiger oder dem Nachläufer die Oberflächenbearbeitung abgeschlossen wird und das Nachbehandlungsmittel aufgetragen werden kann, entspricht der Forderung. Im Allgemeinen ist eine Mindestfestigkeit notwendig, um den Scheiben- oder Flügelglätter einsetzen sowie die Oberflächentexturierung durchführen zu können. Bis zu diesem Zeitpunkt, an dem das Nachbehandlungsmittel aufgetragen werden kann, ist der Beton ungeschützt. Insofern sind die besonderen Maßnahmen nach Abschnitt 2.1.3 erforderlich.

Zur Dauer gilt aus betontechnologischer Sicht grundsätzlich, dass die Nachbehandlung so intensiv und so lange wie möglich durchgeführt werden sollte. Unter baupraktischem und wirtschaftlichem Gesichtspunkt ist aber die Festlegung von vertretbaren Mindestwerten unerlässlich. Diese Nachbehandlungsdauer muss sich selbstverständlich nach dem Erhärtungsverlauf, den Anforderungen an den Beton (Porosität, Wasserdichtigkeit usw.) und den Umgebungsbedingungen richten. Die erforderliche Nachbehandlungszeit ergibt sich demnach in Abhängigkeit von der Betonzusammensetzung (Zementnormfestigkeit, Wasser-Zement-Wert, Zusatzmittel), der Temperatur des Frischbetons und den klimatischen Bedingungen (Temperatur der umgebenden Luft, relative Luftfeuchte, Sonneneinstrahlung). Dabei kann durchaus unterstellt werden, dass auch nach Beendigung der Nachbehandlungsmaßnahmen bei dafür günstigen Umgebungsbedingungen eine weitere Erhärtung stattfindet und die mit der Austrocknung verbundene Diffusion von Anmachwasser an die Oberfläche in natürlich geringerem Umfang zur Hydratation beiträgt.

Zur praktischen Handhabung sind zweifellos Vereinfachungen erforderlich. Grundlage der Festlegungen in DIN 1045-3 ist, dass ohne genauen Nachweis mindestens so lange nachbehandelt werden muss, bis in Abhängigkeit von der Expositionsklasse im Bauteil (außer X0 und XC1) ein prozentualer Anteil der charakteristischen Festigkeit erreicht ist. Eingangsgrößen sind die Temperatur der Bauteiloberfläche (oder Lufttemperatur bzw. Frischbetontemperatur) und die Festigkeitsentwicklung des Betons. Zur Charakterisierung der Festigkeitsentwicklung wird das Verhältnis der im Alter von 2 und 28 Tagen ermittelten Druckfestigkeit herangezogen: $r = f_{cm,2} / f_{cm,28}$. Entsprechend dem Wert r erfolgt die Einteilung in die Gruppen schnell, mittel, langsam und sehr langsam.

Bei den Expositionsklassen X0 und XC1 genügt nach der Norm eine Nachbehandlungsdauer von einem halben Tag, wenn die Verarbeitungsdauer des Frischbetons kürzer als 5 Stunden ist und die Temperatur der Betonoberfläche über 5°C liegt. Unter Berücksichtigung der Gepflogenheiten im Baustellenbereich sollte jedoch ein Tag nicht unterschritten werden.

Bis auf die Beanspruchung des Betons gemäß XM ist bei allen anderen Expositionsklassen so lange nachzubehandeln, bis im oberflächennahen Bereich des Bauteiles 50 % der charakteristischen Festigkeit, d. h. $0,5 f_{ck}$, erreicht sind. Nach DIN 1045-3, Ergänzung A2, sind für die Expositionsklassen XC2, XC3, XC4 und XF1 gesonderte Regeln zu beachten. Die erforderlichen Nachbehandlungsdauern können auch in Abhängigkeit von der Frischbetontemperatur beim Einbau festgelegt werden, wenn ein übermäßiges Auskühlen des Betons im Anfangsstadium der Erhärtung ausgeschlossen wird. Das trifft besonders bei Stahlschalungen und ungeschalteten Betonoberflächen zu.

Für Bauteiloberflächen mit einem Verschleiß gemäß XM muss 70 % der charakteristischen Festigkeit ($0,7 f_{ck}$) vorhanden sein, wenn die Nachbehandlung beendet werden soll. Ohne genauen Nachweis ist die Mindestdauer zu verdoppeln.

Obwohl nicht ausdrücklich darauf hingewiesen wird, könnte die Nachbehandlungsdauer verkürzt bzw. beendet werden, wenn das Erreichen der Mindestfestigkeit nachgewiesen ist. Bei dickeren Bauteilen oder direkter Sonneneinstrahlung kann die Festigkeitsentwicklung wesentlich angehoben werden.

Bei besonderen Anforderungen sollte überlegt werden, ob die Einordnung in die Expositionsklassen ausreicht oder höhere Mindestfestigkeiten als notwendig angesehen werden. Das trifft vor allem dann zu, wenn neben der Festigkeit weitere Eigenschaften wie Dichtigkeit und Permeabilität usw. wichtig sind. Auch bei Frost-Tausalz-Beanspruchung erscheint eine Mindestfestigkeit $> 50\%$ angemessen. Wenn die Kontinuität im Kapillarporensystem aufgehoben werden soll, um das Eindringen von schädigenden Stoffen zu verhindern oder zumindest zu erschweren, ist in Abhängigkeit vom Wasserzementwert ein Mindesthydratationsgrad anzustreben (Bild 1.65). Ein solcher Wert kann abgeleitet werden aus Messungen der Wärmeentwicklung (\rightarrow Abschnitt 1.8.3) oder deren Beziehung zur Druckfestigkeit (Abschnitt 1.4.2).

Die Mindestdauer der Nachbehandlung ergibt sich dann in Abhängigkeit von der Geschwindigkeit der Festigkeitsentwicklung und der Oberflächentemperatur des Bauteiles (bzw. der Einbautemperatur des Frischbetons) nach Tabelle 2.5. Die Aufrechterhaltung einer Mindestdauer von einem Tag erscheint notwendig, selbst wenn Berechnungen eine Verkürzung erlauben würden. Ein Nachbehandlungstag bedeutet dabei 24 Stunden und nicht der restliche Kalendertag. Eine zusätzliche Hilfe könnte sein, die Tabelle 2.2 aus [2.85] heranzuziehen und auch die Kommentare zu beachten.

Beispielsweise ist bei Beton mit Flugasche und der gleichzeitigen Abminderung des Mindestzementgehaltes und/oder Erhöhung des Höchst-Wasserzementwertes die Nachbehandlung um 2 Tage zu verlängern.

Die Festlegungen in Tabelle 2.5 und Tabelle 2.6 für Außenbauteile im Hochbau mögen den Interessen der Bauausführung entgegenkommen, betontechnisch vertretbar sind diese in der pauschalen Formulierung nicht. Es kann nicht erwartet werden, dass mit den beiden Kriterien Festigkeitsentwicklung des Betons und Oberflächentemperatur die erforderliche Bauteilfestigkeit gewährleistet wird, wenn die komplizierten Zusammenhänge der Austrocknung eines Bauteiles und die Auswirkungen auf die Hydratation bedacht werden. Beispielsweise können Bauteile geringer Dicke in relativ kurzer Zeit soviel Anmachwasser verlieren, dass die Mindestfestigkeit an der Oberfläche nicht oder gerade noch erreicht wird, aber die notwendige Bauteilfestigkeit bei Nutzungsbeginn nicht vorliegt.

Bei dickeren Bauteilen und/oder direkter Sonneneinstrahlung unter sommerlichen Bedingungen werden bei Einhaltung der Nachbehandlungsdauern höhere Festigkeiten als die Mindestwerte erreicht, wenn die Lufttemperatur als Eingangsgröße zugrunde gelegt wird. Problematisch ist, dass der Einfluss des Tagesganges der Lufttemperatur nicht zuverlässig abgeschätzt werden kann.

Grundsätzlich besser geeignet erscheint demgegenüber, eine Zielfestigkeit vorzugeben, die während der Nachbehandlung erreicht werden muss und das Ergebnis über die Reife (siehe Abschnitt 2.6) zu kontrollieren. Dafür stehen verschiedene Gerätekonfigurationen zur Verfügung.

Die Nachbehandlungsdauer für spezielle Anwendungsbereiche des Betons ist in den zusätzlichen Technischen Vorschriften geregelt.

Bei Wasserbauten gelten nach ZTV-W [2.101] besondere Festlegungen (Tabelle 2.5). Bei geschalteten Betonflächen, die ausschließlich den Expositionsclassen XC1 oder XC2 ausgesetzt sind und die nach Fertigstellung mit Erde überdeckt werden, ist nach der Mindestdauer des Belassens in der Schalung gemäß Tabelle 2.5 keine weitere Nachbehandlung erforderlich.

Im Brücken- und Straßenbau gelten nach ZTV-Stb 07 [2.87] abweichende Regelungen zur Nachbehandlung. Bei Lufttemperaturen $> 25\text{ °C}$ ist die Decke unmittelbar nach dem Schneiden der Kerben mindestens dreimal im Abstand von 2 bis 3 Stunden flächendeckend anzunässen. Die Mindestdauer der Nassnachbehandlung beträgt 3 Tage.

Für Bauwerke nach ZTV-ING [2.86] ist die Festlegung in DIN 1045-3, Abschnitt 8.7.2, Absatz (2) über eine ausreichende Nachbehandlung bei Luftfeuchten $> 85\%$ nicht zulässig. Beton der Expositionsclassen XC3, XC4, XF, XD und XA muss so lange nachbehandelt werden, bis im oberflächennahen Bereich des Bauteils 70 % der charakteristischen Festigkeit erreicht sind. Wird der Nachweis nicht geführt, ist die von der Oberflächentemperatur abhängige erforderliche Nachbehandlungsdauer nach Tabelle 2.5 zu verdoppeln.

Oberflächentemperatur T_B in [°C] ^{e)}	Festigkeitsentwicklung des Betons ^{c)}			
	$r = f_{cm2} / f_{cm28}$ ^{d)}			
	$r \geq 0,50$	$r \geq 0,30$	$r \geq 0,15$	$r < 0,15$
$T_B \geq 25$	1	2	2	3
$25 > T_B \geq 15$	1	2	4	5
$15 > T_B \geq 10$	2	4	7	10
$10 > T_B \geq 5$ ^{b)}	3	6	10	15
Wasserbau (ZTV-W)				
Gesamtnachbehandlung ^{f)}	4	10	14	21
davon Mindestdauer des Belassens in der Schalung ^{g)}	2	5	7	10
Expositionsclassen XC2, XC3, XC4 und XF1				
Frischbetontemperatur [°C]				
$T_{FB} \geq 15$	1	2	4	k. A.
$15 > T_{FB} \geq 10$	2	4	7	k. A.
$10 > T_{FB} \geq 5$	4	8	14	k. A.

a) Bei mehr als 5 h Verarbeitungszeit ist die Nachbehandlungsdauer angemessen zu verlängern.

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

c) Die Festigkeitsentwicklung des Betons wird durch das Verhältnis der Mittelwerte der Druckfestigkeiten nach 2 Tagen und nach 28 Tagen beschrieben.

d) Zwischenwerte dürfen eingeschaltet werden.

e) Anstelle der Oberflächentemperatur des Betons darf die Lufttemperatur angesetzt werden.

f) Bei XM2 und XM3 Verdoppelung der Zeit. Maximalwert der Mindestdauer beträgt 30 Tage.

g) Verkürzung der Schalzeit nur bei wasserabführender Schalungsbahn und Zustimmung des Auftraggebers.

Tabelle 2.5 Mindestdauer ^{a)} der Nachbehandlung von Beton bei den Expositionsclassen nach DIN 1045-2 (außer X0, XC1 und XM) gemäß DIN 1045-3, Abschnitt 8.7.4 und ZTV-W [2.101]

Unterschiedliche Auffassungen bestehen zur Nachbehandlung bei **höherfesten Betonen** mit sehr niedrigem w/z-Wert und damit größerer Dichte. Weder in der DIN 1045-3 noch in der Richtlinie für hochfesten Beton sind dazu Hinweise enthalten. Obwohl der schnelle Festigkeitsanstieg und die dichtere Oberfläche die Wasserverdunstung stark einschränken, erscheint ein nachbehandlungsfreier hochfester Beton unvertretbar [2.102]. Eine Nachbehandlung würde dabei auch die Kontrolle der Wärmeentwicklung und Temperaturdifferenzen einschließen. Auf die innere Nachbehandlung wurde im Abschnitt 2.2.5.4 eingegangen.

Bereits bei Auswahl der Betonzusammensetzung ist der Nachbehandlungsbedarf zu bedenken. Oft ist die Auswahl einer Zementsorte mit einer schnelleren Festigkeitsentwicklung und dadurch kürzerer Nachbehandlungsdauer für den Bauablauf auch kostenseitig günstiger.

Umgebungsbedingungen	Festigkeitsentwicklung des Betons		
	schnell, z. B. w/z < 0,50 Z 52,5 R; 52,5; 42,5 R	mittel, z. B. w/z ≥ 0,50 bis 0,60 Z 52,5; 52,5;42,5 R; 42,5; 32,5 R w/z < 0,50 Z 32,5	langsam, z. B. w/z ≥ 0,50 bis 0,60 Z 32,5 w/z < 0,50 Z 32,5 NW/HS
günstig vor unmittelbarer Sonneneinstrahlung und vor Windeinwirkung geschützt, relative Luftfeuchte durchgehend ≥ 80 %	1 (2)	2 (4)	2 (4)
normal mittlere Sonneneinstrahlung und/oder mittlere Windeinwirkung und/oder relative Luftfeuchte ≥ 50 %	1 (2)	3 (6)	4 (8)
ungünstig starke Sonneneinstrahlung und/oder starke Windeinwirkung und/oder relative Luftfeuchte < 50 %	2 (4)	4 (8)	5 (10)

Klammerwerte: Verdoppelung nach Richtlinie Nachbehandlung [2.83] bei Temperaturen unter 10 °C

Tabelle 2.6 Mindestwerte für die Nachbehandlungsdauer in Tagen für Außenbauteile in Abhängigkeit von den Umgebungsbedingungen und der Festigkeitsentwicklung des Betons sowie bei Betontemperaturen über 10 °C [2.85]

Beispiel zur Anwendung der Tabelle 2.6

Verwendet wird eine Betonsorte mit einem CEM I 42,5 R und einem w/z-Wert von 0,54 (Festkeitsentwicklung mittel). Das Bauteil ist nach der Nachbehandlung keiner Sonneneinstrahlung, aber starkem Wind ausgesetzt. Die relative Luftfeuchte beträgt ca. 60 % geschätzt (Umgebungsbedingungen ungünstig); die Erhärtung findet bei 21 °C statt. Nach Tabelle 2.6 ergibt sich eine Nachbehandlungsdauer von 4 Tagen.

Unter Berücksichtigung der Tatsache, dass der Windeinfluss mit der Erhärtung abnimmt und die Luftfeuchte relativ hoch ist, wird eine Einordnung in die Gruppe Umgebungsbedingungen normal als vertretbar angesehen. Dadurch würde eine Verkürzung auf 3 Tage erreicht. Zur Gewährleistung ausreichender Nachbehandlung wird das Bauteil diese 3 Tage in Schalung gehalten.

Wird die Schalung eher benötigt, könnte diese nach 2 Tagen entfernt und das Bauteil anschließend durch Folien geschützt werden (mindestens 2 Tage oder länger).

2.3.2.6 Überprüfung der Wirksamkeit der Nachbehandlungsmaßnahmen

Versuche zur Prüfung der Wirkung einzelner Nachbehandlungsmaßnahmen wurden vielfach und mit unterschiedlichen Zielsetzungen durchgeführt (z. B. Einfluss auf die Porosität [2.103], den Frost-Tausalz-Widerstand [2.104], [2.105], unter Berücksichtigung der Prüfverfahren [2.106] u. a.). Eine neuere Untersuchung [2.107] vergleicht die Menge des gebundenen Gel- und Kristallwassers (bezogen auf den Zementgehalt) in der Randzone mit der in unbeeinflusster Tiefe nach 7 Tagen Erhärtungszeit. Eine zusammenfassende Einschätzung ist in [2.108] zu finden. Zur quantitativen Beurteilung der Wirksamkeit wurden auch Effizienzkriterien vorgeschlagen, die Relationen zur idealen Nachbehandlung (Wasserlagerung) darstellen und als Parameter den Hydratationsgrad [2.92], [2.108] oder die Zugfestigkeit, Porosität, Karbonatisierung usw. [2.109] zugrunde legen.

Übereinstimmend zeigt sich, dass das Überfluten des Bauteiles, ständiges Berieseln und Belassen in Schalung (Stahlschalung und feucht gehaltene Holzschalung) als praktisch gleichwertig angesehen werden können, wenn von einem gewissen Hydratationszugewinn bei wasserzuführender Nachbehandlung abgesehen wird. Unterschiede wurden anhand des Hydratationsgrades und des Kapillarporenraumes in der oberflächennahen Randzone der Bauteile nicht festgestellt. Wenn das Berieseln nur in Abständen durchgeführt wird und die Oberfläche zwischenzeitlich austrocknen kann, ist die Wirksamkeit deutlich eingeschränkt.

Der Erfolg bei Anwendung von Abdeckungen ist von der Sorgfalt und der Aufrechterhaltung des feuchten Milieus im Luftraum abhängig. Eine Minderung gegenüber Belassen in Schalung von ca. 20 % sollte angenommen werden.

Flüssige Nachbehandlungsmittel können in der Wirksamkeit zum Teil große Unterschiede aufweisen, deren Ursachen in ungeeigneter Zusammensetzung und falscher Anwendung liegen. Neben mit Wasserlagerung vergleichbarer Wirksamkeit gibt es auch Ergebnisse, die der ungehinderten Austrocknung entsprechen. Die Beurteilung der Wirksamkeit ist in [2.110] beschrieben.

Die Wirksamkeit des Nachbehandlungsmittels wird durch den Sperrkoeffizient charakterisiert. Die Bestimmung ist in [2.100] geregelt. Der Sperrkoeffizient S_n gibt an, um

wieviel Prozent die Wasserabgabe der behandelten Proben (W_b) gegenüber den unbehandelten Proben (W_u) verringert ist:

$$S_n = \frac{W_u - W_b}{W_u} \cdot 100 \quad [\%] \quad (2.19)$$

Die Untersuchungen zeigen, dass neben der Art des Nachbehandlungsmittels die Schutzwirkung vom Auftragszeitpunkt, von der Menge, der Dicke, der Gleichmäßigkeit und der Geschlossenheit des aufgetragenen Filmes sowie von der Oberflächentextur abhängt.

Kritisch ist oft der Auftragszeitpunkt. Lösungen, bei denen der Feststoff in der Flüssigkeit enthalten ist, können unabhängig von der Feuchte aufgetragen werden. Nach dem Abtrocknen entsteht an der Oberfläche eine zusammenhängende Schutzschicht. Emulsionen, bei denen die Verbindung zwischen Feststoff und Flüssigkeit mithilfe eines Emulgators herbeigeführt wird, dürfen erst nach dem Abtrocknen, d. h. auf mattfeuchter Oberfläche aufgebracht werden [2.110]. Wird diese Vorgabe des Herstellers eingehalten, ist die höchste Wirksamkeit zu erwarten. Wird zu früh aufgetragen, ist die Wirkung des Nachbehandlungsmittels zu gering, bei einem zu späten Zeitpunkt ist der Wasserverlust bereits zu groß.

Dieser Zeitpunkt ist jedoch visuell nicht zuverlässig zu bestimmen. [2.111] hat nachgewiesen, dass mit Lackmusstreifen, die in zeitlichen Abständen auf die Oberfläche aufgesetzt werden, der kritische Zeitpunkt dann erreicht ist, wenn keine bläuliche Verfärbung mehr eintritt (siehe dazu auch Abschnitt 2.1.3). Rotes Lackmuspapier färbt sich bei hohen pH-Werten blau und kann so ein Aufsaugen von alkalischem Wasser aus dem Beton anzeigen (Bild 2.60a). Dabei kann auch eine sehr einfache Vorgehensweise hilfreich sein, den Abtrocknungszeitpunkt zu bestimmen (Bild 2.60b).

Ein Beispiel der Anwendung zeigt Bild 2.61. Die Beziehung zwischen Auftragszeitpunkt und Sperrkoeffizient besitzt ein Maximum, das durch den Rückgang der benetzten Lackmuspapierfläche gekennzeichnet ist. Optimal ist ein Auftragszeitpunkt zwischen 2 und 4 Stunden nach der Ausführung des Besenstrichs [2.110]. Bei der Berechnung des Sperrkoeffizienten muss von [2.100] abgewichen und als Bezugszeitpunkt der Besenstrich gewählt werden.

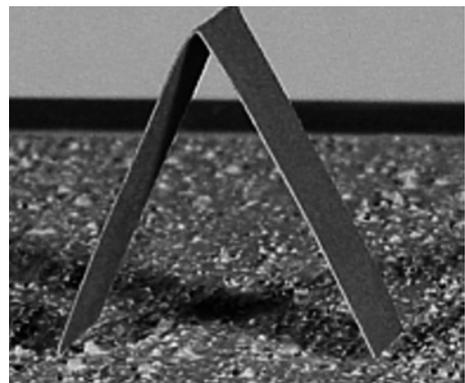
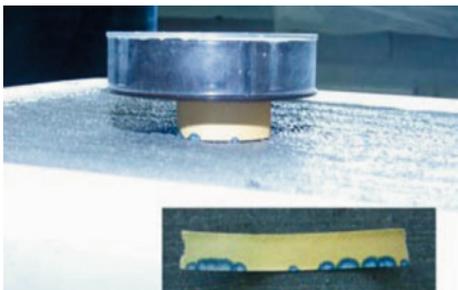


Bild 2.60 Durchführung des Lackmuspapiertests
a) der umlaufende Streifen verfärbt sich blau (aus [2.112])
b) Aufständern von Lackmusstreifen (aus [2.110])

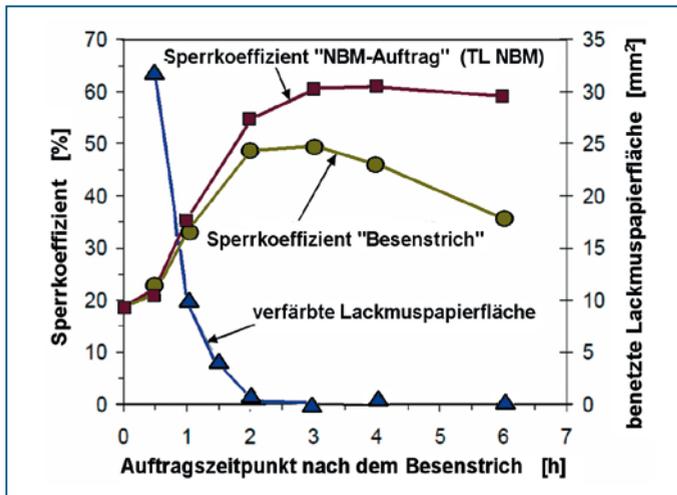


Bild 2.61 Lackmüstest, Auftragszeitpunkt des Nachbehandlungsmittels und Sperrkoeffizient [2.110]

Bei Verwendung von Nachbehandlungsmitteln nach [2.100] muss je nach Anwendungsgebiet ein Sperrkoeffizient von 75 % bzw. 85 % erreicht werden. Zur Vermeidung von Fröhschwindrissen wird ein Sperrkoeffizient von mindestens 80 % nach einem Tag und von 75 % im Mittel empfohlen. Kritisch ist, dass bei der Bestimmung des Sperrkoeffizienten der bis zum Auftragszeitpunkt eingetretene Wasserverlust nicht berücksichtigt wird. Auch die Angabe von hohen Sperrkoeffizienten bei einem späteren Auftrag des Mittels sind bedeutungslos, da die Schäden durch Fröhschwinden bereits entstanden sein können.

Bei der Verwendung von Nachbehandlungsmitteln im Betonstraßenbau ist zu beachten, dass der Sperrkoeffizient S nach TL NBM-Stb [2.100] erforderlich ist. Bei starker Sonneneinstrahlung und sommerlichen Temperaturen ist ein Nachbehandlungsmittel mit erhöhtem Hellbezugswert zweckmäßig. Bei Lufttemperaturen $> 30^{\circ}\text{C}$, starker Sonneneinstrahlung, starkem Wind oder relativer Luftfeuchte $< 50\%$ ist zusätzlich nach Abtrocknen des Nachbehandlungsmittels nass nachzubehandeln.

Flüssige Nachbehandlungsmittel besitzen den Nachteil, dass die Oberfläche der Betonbauteile in der Nutzung eingeschränkt ist. Nach ZTV-ING [2.86] ist eine Anwendung in Arbeitsfugen und für geschaltete Betonoberflächen oder Oberflächen, die beschichtet werden sollen, untersagt. Bei nachträglichen Beschichtungen muss ggf. der Schutzfilm vollständig entfernt werden, z. B. durch Kugelstrahlen.

Die Griffigkeit von Fahrbahndecken liegt erst dann vor, wenn der Film durch den Verkehr abgetragen wurde.

2.3.2.7 Kontrolle der Durchführung der Nachbehandlung

Bei Beton der Überwachungskategorie 2 muss auf der Baustelle eine schriftliche Arbeitsanweisung vorliegen, in der die durchzuführenden Maßnahmen zur Nachbehandlung enthalten sind. Die Festlegungen zu Art und Dauer der Nachbehandlung entsprechen dabei

den normgemäßen Forderungen oder sind Vorgaben bzw. Ergänzungen des Auftraggebers. Im Betoniertagebuch der Baustelle sind bauteilkonkret die Angaben zur Witterung, der Luft- und Bauteiltemperatur sowie die Art und Dauer der Nachbehandlung einzutragen. Die Fremdüberwachung kontrolliert, ob entsprechende Informationen vorliegen.

Ob eine Nachbehandlung überhaupt bzw. ausreichend durchgeführt wurde, kann mit den Methoden zur Festigkeitsprüfung nicht oder nur sehr unsicher festgestellt werden. Aus Druckfestigkeitsprüfwerten an beispielsweise Bohrkernen können keine Schlussfolgerungen gezogen werden, da sich die Eigenschaften der Oberfläche nur marginal auf das Prüfergebnis auswirken. Demgegenüber könnten Messungen mit dem Rückprallhammer eher Aufschluss geben, da mit dieser Methode gerade die Randzone geprüft wird (Abschnitt 2.8.2). Die Untersuchungen [2.106] zeigen jedoch, dass keine Unterschiede zwischen nachbehandelten und ungenügend nachbehandelten Proben festgestellt werden und demzufolge eine Beurteilung der Wirksamkeit der Nachbehandlung ebenfalls nicht erfolgen kann. Aufschluss über die Wirksamkeit der Nachbehandlung geben Methoden zur Beurteilung des Gefüges und zur Ermittlung der Dichtigkeit.

Der Hydratationsgrad und die Porosität kann mikroskopisch und mit digitaler Bildanalyse ermittelt und daraus ein Rückschluss auf die zu erwartende Festigkeit und Dichtigkeit gezogen werden (siehe Abschnitt 1.3.8). Für diese Untersuchungen sind Bohrkern aus dem Bauteil zu entnehmen und Dünnschliffe bzw. Prüfkörper anzufertigen. Die Auswertung ist an dafür geeignete Prüfeinrichtungen gebunden. Labortechnisch kann eine Aussage zur Durchlässigkeit des Porensystems und damit zur Dauerhaftigkeit über die Messung der Permeabilität oder der Diffusion erhalten werden. Eine Methode ist die Bestimmung der Gasdurchlässigkeit, z. B. gegenüber Sauerstoff.

Zur Untersuchung vor Ort ohne Probenentnahme wurden verschiedene Verfahren zur Erfassung der Permeabilität der Betonoberfläche für die Baustellenbedingungen weiterentwickelt. Dazu gehören die Wassereindringprüfung und die Messung der Luftpermeabilität.

Die über die Betonoberfläche aufgenommenen Wasser- oder evakuierte Luftmengen hängen sehr wesentlich von der Porosität ab und weisen deshalb deutlich auf Nachbehandlungsunterschiede hin. Damit durchgeführte Vergleichsuntersuchungen zeigten beispielsweise die mangelhafte Wirksamkeit von Nachbehandlungsmitteln auf [2.106].

Bei der Wassereindringprüfung wird ein skaliertes Prüfröhrchen auf einer glatten Betonoberfläche aufgebracht und abgedichtet (siehe Abschnitt 1.4.3). Über die Eindringmenge kann die kapillare Porosität abgeschätzt werden. Zum Prüfverfahren existieren verschiedene Varianten, die sich in der Gerätetechnik und der Vorbehandlung der Oberfläche unterscheiden.

Die Luftdurchlässigkeit der Betonrandzone kann über das Einbringen einer Messzelle in die Betonoberfläche, d. h. als zerstörende Prüfung (heute selten angewandt), oder über auf der Oberfläche aufgesetzte Saugglocken, ermittelt werden. Im ersten Fall wird in eine Öffnung, die unmittelbar nach dem Betonieren oder durch Bohren im erhärteten Beton hergestellt wird, Luft eingedrückt oder ein Vakuum erzeugt, bis eine vorgegebene Druckhöhe erreicht ist. Die anschließenden Druckveränderungen ergeben einen Kennwert für die Porosität.

Eine zerstörungsfreie Prüfung ist mit einer Saugglocke möglich, die auf die Oberfläche aufgesetzt wird und über einen Gummiring abgedichtet ist. Bei dem Einkammerverfahren

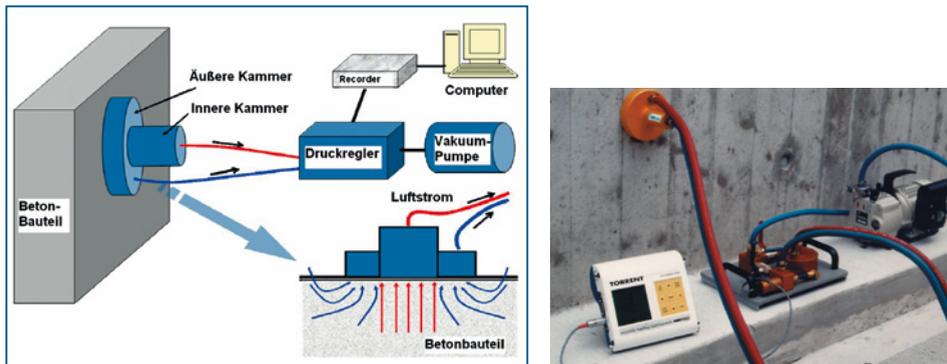


Bild 2.62 Messung der Luftpermeabilität am Bauteil mit dem Torrent-Gerät

a) schematische Darstellung (nach [2.118])

b) Einsatz an einem Wandbauteil [2.116]

[2.113] wird durch eine Vakuumpumpe die Saugglocke entleert und über das Porensystem Außenluft angesaugt. Der Druckanstieg gibt an, in welchem Maße der Beton durchlässig, d. h. porös ist. Eine vorausgehende Trocknung der Oberfläche ist vorzunehmen.

Durch einen internationalen Vergleich mehrerer Geräteentwicklungen [2.114] wurde festgestellt, dass das TORRENT-Gerät [2.115], das nach dem Zweikammerprinzip arbeitet, hinsichtlich Genauigkeit und Eignung für den Praxiseinsatz als am besten geeignet angesehen werden kann. Über eine Zweikammer-Vakuumpumpe mit Druckregler wird ein senkrecht zur Oberfläche gerichteter Luftstrom erzeugt, der in die innere Kammer geleitet wird. Aus dem Druckanstieg über die Zeit wird anhand eines theoretischen Modells der Permeabilitätskoeffizient und die Wirktiefe des Vakuums ermittelt (Bild 6.39a). Bei feuchtem Beton wird der Koeffizient mit dem gleichzeitig gemessenen elektrischen Betonwiderstand kombiniert und dann die Einordnung in die Qualitätsklasse vorgenommen. Ansonsten wäre die Porosität geringer und die Beurteilung des Betons zu günstig [2.116].

Mehrere Untersuchungen (z. B. [2.117]) zeigten, dass eine Beurteilung der Dichtigkeit durch Messung der Luftpermeabilität hinreichend genau vorgenommen werden kann. Die Prüfmethode wurde deshalb in die Schweizer Norm SN 505 262/1 (Anhang E) aufgenommen.

2.3.3 Schutz gegen zu schnelle Abkühlung und zu niedrige Temperaturen

Während der Erhärtung des Betons sind zu niedrige Temperaturen und zu große Temperaturdifferenzen zwischen dem Bauteil und der umgebenden Luft kritisch.

Bei niedrigen Temperaturen verlaufen die Hydratation und Festigkeitsbildung langsamer, geforderte Festigkeiten werden zu späteren Zeitpunkten erreicht. Bei niedrigen Temperaturen erhärtende Betone erreichen eine höhere Festigkeit, da sich C-S-H-Phasen mit größerer Faserlänge bilden. Es handelt sich also nicht um bleibende Festigkeitsminderungen.

Sind Ausschaltermine festgelegt, kann die erforderliche Festigkeitsentwicklung durch Warmbeton und wärmedämmende Abdeckungen gesichert werden (Bd. 3 Abschnitt 3.3). Bei Temperaturen ab etwa $-10\text{ }^{\circ}\text{C}$ findet keine nennenswerte Hydratation statt, d. h. bei Frischbeton setzt der Hydratationsvorgang nicht ein, bei Festbeton wird dieser unterbrochen. Mit wieder ansteigender Bauteiltemperatur setzt die Hydratation wieder ein. Eine Festigkeitsminderung ist damit nicht verbunden, wenn eine Mindestfestigkeit vorhanden und damit die Gefrierbeständigkeit gegeben war.

Wenn erhärtender Beton, der durch die anfänglich entwickelte Hydratationswärme und tagsüber durch hohe Lufttemperaturen oder starke Sonneneinstrahlung stark aufgeheizt wurde, in der folgenden Nacht infolge Wärmeabstrahlung, Verdunstungskälte und Wind schnell und stark abgekühlt wird, entsteht ein Temperaturgefälle zwischen dem Rand und Kern der Betonbauteile. Die daraus resultierenden Eigenspannungen können zu Rissen führen, die vor allem an dünneren und flächigen Konstruktionen auftreten (Abschnitt 3.2). Zur Vermeidung der Rissgefahr ist der junge Beton mit wärmedämmenden Abdeckungen oder Einhausungen zu versehen. Der Schutz vor starkem Wind ist dabei besonders wichtig.

Zum Schutz des erhärtenden Betons gelten Temperaturgrenzwerte. In den Regelwerken sind die Maximaltemperatur für den Warmbeton und die Mindestfestigkeit beim erstmaligen Gefrieren des Betons festgeschrieben. Die in diesem Zusammenhang zu beachtenden weiteren Festlegungen sind in Bd. 3 Abschnitt 3.3 erläutert.

2.3.4 Schutz des erhärtenden Betons vor Schwingungen und Erschütterung

Schwingungen und Erschütterungen, die auf den erstarrenden und erhärtenden Beton einwirken (Rütteln des Frischbetons benachbarter Bauteile, Motorschwingungen, LKW- und Eisenbahnverkehr, Rammarbeiten) wirken sich dann schädigend aus, wenn das Betongefüge aufgelockert wird und die Verbundwirkung zwischen Bewehrung und Beton gefährdet ist. Für die Auswirkungen maßgebend sind das Verformungsverhalten des jungen Betons sowie die Schwinggeschwindigkeit, vor allem bei niedrigen Frequenzen.

Die **Grundsätze für die Erfassung und Beurteilung** von Erschütterungen im Bauwesen sind in DIN 4150, Teil 1 und 3 enthalten und sind auch auf erhärtende Bauteile anzuwenden. Die Parameter auftretender Schwingungen streuen in einem weiten Bereich. Nach den in [2.119] angegebenen Messwerten für unterschiedliche Erreger (Straßen- und Schienenfahrzeuge, Maschinen in und außerhalb von Gebäuden, Sprengungen) lag die Schwingungsgeschwindigkeit an den Gebäudefundamenten und in den oberen Stockwerken hauptsächlich zwischen $v = 0.2\text{ mm/s}$ und 10 mm/s (Extremwerte bis ca. 30 mm/s) sowie die Frequenz zwischen $f = 10\text{ Hz}$ und 130 Hz (Mindestwerte bei 3 Hz). Nach [2.120] liegen 96 % der gemessenen Schwinggeschwindigkeiten an Industriebauten unter 20 mm/s .

Starke Erschütterungen haben relativ kurze Einwirkungszeiten von $0,2$ bis 1 s .

Verschiedene Untersuchungen weisen einen **Einfluss auf die Betondruckfestigkeit** eindeutig nach. Dies trifft insbesondere auf die Art der Erschütterung (Frequenz, Intensität), den Zeitpunkt der Einwirkung, die Eigenmasse der Bauteile und die Zusammensetzung

zung des Betons zu. Grundsätzlich gilt, dass große Frequenzen mit kleinen Amplituden bei kurzer Schwingungsdauer nicht so ungünstig zu beurteilen sind, wie kleine Frequenzen mit größeren Amplituden. Bei verdichtetem Frischbeton treten selbst bei hohen Schwingungsgeschwindigkeiten, wie sie während der Durchführung von Bauarbeiten festgestellt wurden, keine Beeinträchtigungen der Eigenschaften des Festbetons auf.

In der **Phase des Ansteifens** des Frischbetons bis zur Erstarrung tritt ein Nachverdichtungseffekt ein, der zu Festigkeitserhöhungen führen kann. Solange durch die Schwingungen ein Fließen einsetzt, d. h. der Frischbeton bewegungsfähig bleibt, sind selbst bei Schwingungsgeschwindigkeiten bis etwa $v = 20 \text{ mm/s}$ keine nachteiligen Folgen zu erwarten (je nach Zusammensetzung des Betons die ersten 4 bis 6 Stunden). Nach [2.121] ist die Aussage bis zu einer Erschütterungsamplitude von etwa 0,7 mm gültig. Voraussetzung ist ein sachgemäß zusammengesetzter und verarbeiteter Frischbeton. Gleiche positive Ergebnisse wurden bei Untersuchungen zum Haftverbund erzielt. Damit ist eine Vielzahl baupraktischer Bedingungen unbedenklich.

Die Wirkungen bei $v > 20 \text{ mm/s}$ sind gegenwärtig nicht sicher zu beurteilen; bei schlecht zusammengesetzten Betonen tritt offensichtlich ein Rückgang der Festigkeit ein, bewehrte Bauteile scheinen diese Schwingungen besser zu ertragen. Damit sind nur in Ausnahmefällen besondere Maßnahmen erforderlich.

Wirken Erschütterungen **nach dem Erstarrungsende** ein, kommt es zu Auflockerungen und Festigkeitsverluste sind die Folge. Die Auswirkungen werden mit zunehmendem w/z -Wert größer. Besonders drastisch nimmt der Haftverbund ab, da sich der schwingende Bewehrungsstahl vom erhärtenden Beton löst.

Mit zunehmender Festigkeit des jungen Betons nimmt der Einfluss von Erschütterungen auf die Betoneigenschaften ständig ab. Empfohlen wird, die Beanspruchungen bis zu 16 Stunden nach dem Einbringen des Frischbetons zu vermeiden; in [2.83] wird dieser Zeitraum mit 36 Stunden angegeben. Nach [2.121] wird ein Beton auch durch Schwingungsgeschwindigkeiten bis zu 100 mm/s nicht mehr geschädigt, wenn eine Mindestfestigkeit von 5 bis 6 N/mm² vorliegt. Daraus könnte bei Kenntnis der Festigkeitsentwicklung die notwendige Vorlagerungszeit abgeleitet werden.

Die vorgenannten Ergebnisse an Betonwürfelproben sind auf massigere Bauteile und Betonarbeiten in steifen Schalungskonstruktionen übertragbar. Wenn durch Biegeschwingungen Dehnungen hervorgerufen werden, können nachteilige Auswirkungen auf die Bauteilfestigkeit nicht ausgeschlossen werden.

Ungeklärt ist die Beeinflussung des **Verbundes zwischen Alt- und Neubeton** durch Schwingungen und Erschütterungen.

Einzelstöße (Rammen, Sprengen) können derzeit ebenfalls nicht sicher beurteilt werden; von großer Bedeutung ist der Erhärtungszustand.

Werden im Baustellenbereich stärkere Erschütterungen festgestellt bzw. erwartet, sind **Eignungsprüfungen** durchzuführen. Die Art und Abmessungen der Probekörper müssen dabei die Verhältnisse am und im zu betonierenden Bauteil hinreichend genau erfassen, z. B. durch Auflagerung von Würfelproben auf das Bauteil oder Abtrennen von Prismen und Würfeln in Balken, Deckenplatten usw.

Sind schädigende Einflüsse festgestellt worden und die Einwirkungen nicht auszuschließen, müssen erschütterungsdämpfende Maßnahmen (ggf. auch Verstärkung der Schalung) angeordnet werden.

2.3.5 Chemischer Angriff auf jungen Beton

Stoffe aus dem Grundwasser (z. B. Sulfate), dem Boden (z. B. Huminsäuren) und aus der Luft (z. B. Abluft in Betrieben der chemischen Industrie) können nicht nur die Nachbehandlung beeinflussen, sondern den erhärtenden Beton dauerhaft schädigen und in extremen Fällen für den vorgesehenen Verwendungszweck unbrauchbar machen. Dazu zählen auch ungeeignete Frostschutzmittel (z. B. Chloride), Aluminiumabrieb aus Transportmulden u. ä.

2.4 Festigkeit und Festigkeitsentwicklung des Betons

Der Widerstand eines Betonbauteiles gegen eine Rissbildung oder Durchtrennung bei mechanischer Beanspruchung ist als Festigkeit definiert, die damit die wichtigste Kenngröße zur Bemessung im Beton- und Stahlbetonbau darstellt. In Abhängigkeit von der Beanspruchung ist der Widerstand des Betons als Druck-, Zug- und Scherfestigkeit oder eine andere Festigkeitsart wirksam. Die Ermittlung der jeweiligen Festigkeitsart erfolgt experimentell an Probekörpern, die die Beanspruchung und das Bauteilverhalten hinreichend widerspiegeln müssen. In Übereinstimmung mit der üblichen Prüfpraxis wird dadurch die so genannte Kurzzeitfestigkeit erhalten. Der festgestellte Höchstwert ist die Basis für die um einen Sicherheitsbetrag abgeminderten Rechenwerte der Festigkeit.

Kennwerte für die einzelnen Festigkeitsgrößen nach einer normgemäßen Erhärtung von 28 Tagen sind für die Betonfestigkeitsklassen als Quantil- bzw. Mittelwerte in DIN 1045-1 (Tabelle 9) enthalten (Tabelle 2.6a).

Nachfolgend werden die Kurzzeitfestigkeiten bei Druck- und Zugbeanspruchung behandelt. Der E-Modul wurde in den Abschnitt 2.5 aufgenommen.

Bei tragenden Bauteilen muss von der Situation ausgegangen werden, dass die Eigenlast ständig und die Verkehrslast mit einer gewissen Häufigkeit auftritt und die Kombination während der gesamten Lebensdauer des Bauwerkes vorhanden ist. Dieser dauerhafte Widerstand der Bauteile wird durch die Begriffe Dauerstandfestigkeit und Betriebsfestigkeit charakterisiert. Da die dauerhafte gegenüber der kurzzeitigen Belastung niedriger ist, muss der Bemessungswert entsprechend korrigiert werden. Wechselnde oder schwelende Belastungen bedürfen gesonderter Untersuchungen.

Die Festigkeitswerte werden in der Regel unter einaxialer Belastung ermittelt und unterscheiden sich von denen bei mehraxialer Beanspruchung infolge der veränderten Verformungsverhältnisse.

Während für die Bemessung der Konstruktionen normgemäße Festigkeitskenngrößen nach weitgehender Erhärtung verwendet werden, sind während der Baudurchführung verlässliche Angaben zur Festigkeitsentwicklung wichtig.

Kenngröße	Festigkeitsklassen															Analytische Beziehung
	12*	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	100	
f_{ck}	12*	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	100	
$f_{ck, cube}$	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105	115	
f_{cm}	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	108	(1)
f_{ctm}	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	5,2	(2)
$f_{ctk,0.05}$	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	3,7	(3)
$f_{ctk, 0.95}$	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	6,8	(4)
E_{cm}	25800	27400	28800	30500	31900	33300	34500	35700	36800	37800	38800	40600	42300	43800	45200	(5)
E_{cm}	21800	23400	24900	26700	28300	29900	31400	32800	34300	35700	37000	39700	42300	43800	45200	(6)

*) Die Festigkeitsklasse C12/15 darf nur bei vorwiegend ruhender Belastung verwendet werden.

- (1) $f_{cm} = f_{ck} + 8$
- (2) $f_{cm} = 0,30 f_{ck}^{2/3}$ (bis C50/60)
- (3) $f_{cm} = 2,12 \ln(1 + f_{cm}/10)$ (ab C55/67)
- (4) $f_{ctk,0.05} = 0,7 f_{ctm}$
- (5) $f_{ctk,0.95} = 1,3 f_{ctm}$
- (6) $E_{cm} = 9500 (f_{cm} + 8)^{1/2}$
- (6) $E_{cm} = \alpha_1 \cdot E_{cm}$ mit $\alpha_1 = (0,8 + 0,2 f_{cm}/88) \leq 1,0$

Tabelle 2.6a Festigkeitskennwerte für Normalbeton (nach DIN 1045-1, Tabelle 9)

2.4.1 Bedeutung der Kenntnis der Festigkeitsentwicklung des Betons

Während der Erhärtung des Betons treten bereits vielfältige Beanspruchungen auf, die beim Überschreiten der zum Zeitpunkt vorhandenen Festigkeit zur Rissbildung oder bei Überlastung zum Versagen der Konstruktion führen können. Dazu gehören das frühzeitige Gefrieren des Betons, das Abfließen der Hydratationswärme mit der dann einsetzenden thermischen Dehnung, das Schwinden des Bauteiles, das zu frühe Entfernen von Schalungsstützen und andere Einwirkungen. Zur Vermeidung von Schäden sind teilweise Mindestfestigkeiten einzuhalten (z. B. beim erstmaligem Gefrieren) oder rechnerische Nachweise vorgeschrieben (z. B. Begrenzung der Rissbreite). Sowohl die Berechnung der Spannungen während der Bauzeit als auch deren Ertragbarkeit in der Konstruktion ist an die Kenntnis des Festigkeitsverhaltens und dessen zeitliche Entwicklung gebunden. Die Beurteilung einer Spannungssituation ist demzufolge zuverlässig nur dann möglich, wenn entsprechende werkstoffliche Daten für den Beton zur Verfügung stehen.

Deshalb wurde international das Ziel verfolgt, vorhandene Versuchsergebnisse zu vergleichen, Zusammenhänge beispielsweise zwischen der Zusammensetzung und den Eigenschaften des Betons oder der Temperatur im Bauteil und der zeitlichen Entwicklung der mechanischen Kenngrößen usw. zu erkennen und dadurch eine prospektive Einschätzung des Verlaufes der Herausbildung des Festigkeitsverhaltens während der Erhärtung zu ermöglichen. Je nach der Spezifik der Bauaufgabe kann es notwendig sein, die Angaben zur zeitlichen Entwicklung mechanischer Kenngrößen des verwendeten Betons gesondert versuchstechnisch zu ermitteln.

Die Untersuchung der Kenngrößen des jungen Betons ist mit unterschiedlichen Schwierigkeitsgraden verbunden. Vergleichsweise einfach ist die Bestimmung der Druckfestigkeit. Ausgehend von der Druckfestigkeit des Betons als maßgebende Größe zur Einteilung in Betonklassen werden andere Festigkeitsparameter, z. B. die Zugfestigkeit und der E-Modul, darauf bezogen bzw. die Kennwerte davon abgeleitet. Da die Faktoren, die auf die Festigkeitsentwicklung einwirken, die einzelnen Kenngrößen unterschiedlich beeinflussen, sind bei diesen Umrechnungsfaktoren größere Streubreiten zu erwarten, die bei der Verwendung im konkreten Fall zu beachten sind. Ein Charakteristikum des jungen Betons ist, dass sich die Entwicklung der einzelnen Festigkeitskenngrößen nicht synchron vollzieht (Bild 2.63).

Die mathematische Beschreibung des charakteristischen S-förmigen Verlaufes der Entwicklung der einzelnen Festigkeitskenngrößen des Betons in Abhängigkeit von der Erhärtungszeit hat Tradition und ist heute sehr wirklichkeitsnah möglich. Selbst bei extrem langsam oder sehr schnell erhärtenden Betonen kann die Eigenschaftsentwicklung mit den zur Verfügung stehenden Funktionen gut erfasst werden. Die Beziehungen wurden zwar zunächst zur Erfassung des Verlaufes der Betondruckfestigkeit vorgesehen, sind aber aufgrund des übereinstimmenden evolutionären Vorganges allgemein anwendbar.

Bei einer davon abweichenden Vorgehensweise werden die Festigkeitskenngrößen mit der freigesetzten Hydratationswärme oder dem Hydratationsgrad in Korrelation gebracht. Das ist immer dann zweckmäßig, wenn die sich im Beton entwickelnde Temperatur ebenfalls von Bedeutung ist, z. B. bei dicken Bauteilen. Mit der Kette »Wärmefreisetzung – Hydratationsgrad – Festigkeitsentwicklung« erscheint eine günstige Verknüpfung in Rechenprogrammen möglich. Der oft erwartete Vorteil ist jedoch infrage

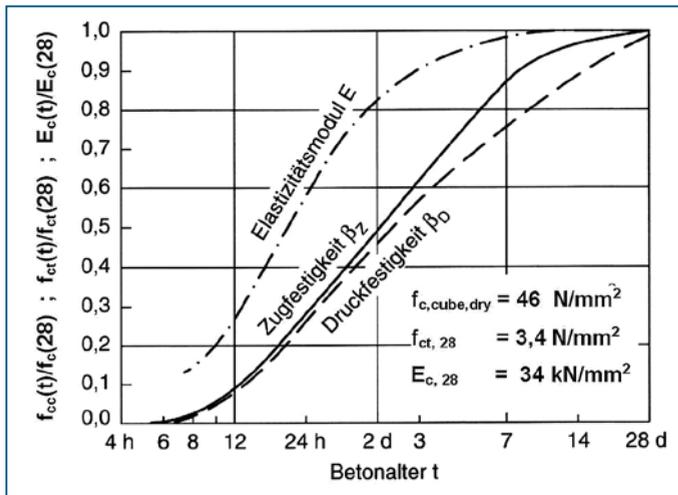


Bild 2.63 Entwicklung der Relativwerte der Betondruck- und Zugfestigkeit sowie des E-Moduls [2.122]

gestellt, weil die Entwicklung von Hydratationswärme und Festigkeit nicht synchron verläuft und die Beziehungen zwischen den beiden Parametern nicht universell gelten, sondern aufgrund des Einflusses des Wasserzementwertes auf die Festigkeit der Kalibrierung bedürfen.

Die Verfolgung der Festigkeitsentwicklung im Bauteil ist zwar wünschenswert, aber in der baupraktischen Anwendung nur in Ausnahmefällen realisierbar (Ultraschall, teilerstörende Festigkeitsprüfungen). Zur Qualitätssicherung wurden deshalb indirekte Verfahren entwickelt, die die Erhärtung im Bauteil simulieren oder berechnen und dabei von dem gravierenden Einfluss der Temperatur auf die Festigkeitsentwicklung ausgehen. Die Anwendung dieser Verfahren in der Baudurchführung zur Abschätzung der Erhärtungsdruckfestigkeit ist nur an die Feststellung der Temperatur im Bauteil gebunden, die mithilfe von Sensoren leicht möglich ist. Der Einfluss der Temperatur wird dann über so genannte Reife-Beziehungen berücksichtigt, die als Software auch in so genannten Reife-Computern impliziert sind (siehe Abschnitt 2.6).

2.4.2 Einflüsse auf die Druck- und Zugfestigkeit

Maßgebend für die Festigkeit des Betons sind die Eigenschaften des Zementsteins und der Gesteinskörnungen sowie der Übergangszone zwischen den beide Gefügebestandteilen. Da die Festigkeit der Gesteinskörnungen ($120\text{--}450 \text{ N/mm}^2$) bei Normal- und Schwerbeton größer ist als die des Zementsteins, ist deren Einfluss relativ gering und lediglich über den Wasseranspruch infolge Kornform und -größe und daraus resultierendem Zementgehalt gegeben. Bei Beanspruchungen bilden sich räumliche Spannungstrajektorien zwischen den größeren Gesteinskörnungen aus, die bei Druck senkrecht zur Krafrichtung Zugspannungen und Risse in der Übergangszone hervorrufen. Wenn eine Zugbelastung aufgebracht wird, sind Zementstein und Übergangszone direkt beansprucht.

Mit abnehmender Kornfestigkeit, wie bei Leichtbeton, ist das Gestein immer stärker mit festigkeitsbestimmend.

Die Festigkeit des Zementsteins ist von der Porosität abhängig, die aus dem Wasserzementwert sowie dem Hydratationsgrad und damit aus den Erhärtungsbedingungen resultiert (Abschnitte 1.4 und 1.2.3). Ist ein bestimmter Zeitpunkt für die Beurteilung der Festigkeit maßgebend, spielt die Hydratationsgeschwindigkeit des Zementes eine wichtige Rolle. Durch eine Zunahme des Wasserzementwertes oder des LP-Gehaltes wird die Festigkeit abgemindert, dabei ist die Druckfestigkeit stärker beeinflusst als die Zugfestigkeit.

Je höher die Festigkeit des Zementsteines, desto mehr gewinnen die Eigenschaften der Übergangszone an Bedeutung (Abschnitt 1.4.1), die durch eine relativ niedrige Zugfestigkeit gekennzeichnet ist. Insofern bestimmt vor allem bei Zugbeanspruchungen die Übergangszone die Festigkeit des Betons. Auswirkungen sind jedoch auch auf die Druckfestigkeit vorhanden, da der Bruch schließlich über die Querkzugspannungen im Gefüge herbeigeführt wird. Eine vorteilhafte Beeinflussung ist durch gebrochene und oberflächenraue Gesteinskörnungen zu erreichen. Dadurch kann eine Zunahme der Zugfestigkeit um etwa 10–25 % erreicht werden. Weitere Möglichkeiten zur Festigkeitssteigerung sind der Zusatz von Fasern (Bd. 3 Abschnitt 1.5) und die Tränkung mit Kunstharz. Bei hochfesten Betonen wird die Haftung zwischen Zementstein und Gesteinskörnung durch die Zugabe von Silikastaub verbessert.

2.4.3 Druckfestigkeit des Betons und dessen zeitliche Entwicklung

Für die meisten Anwendungsgebiete ist die Druckfestigkeit des Betons die wichtigste mechanische Kenngröße. Neben der Klassifizierung des Betons wird die Druckfestigkeit herangezogen, die Zugfestigkeit und andere Festigkeitskennwerte sowie die zu erwartende Widerstandsfähigkeit gegen schädigende äußere Einwirkungen abzuschätzen. Die Druckfestigkeit reicht jedoch nicht aus, die Dauerhaftigkeit eines Bauteiles sicher beurteilen zu können.

Wenn eine ausreichende Feuchte im Beton vorhanden ist, wird die Entwicklung der Betonfestigkeit hauptsächlich durch die Eigenschaften des Zements, den Wasser-Zement-Wert, die Erhärtungstemperatur und die Hydratationsdauer beeinflusst, in geringerem Maße durch die Verarbeitbarkeit des Frischbetons.

2.4.3.1 Kurzzeitdruckfestigkeit des Betons

Die Festigkeitswerte werden in der Regel an gesondert hergestellten Prüfkörpern nach einer Erhärtung von 28 Tagen bestimmt. Ausnahmen sind die Ermittlung am Bauwerk (Abschnitt 2.8) und die Abschätzung über die Reife (Abschnitt 2.6). Die Festigkeit an früheren Prüfterminen als nach einer Erhärtung von 28 Tagen ist in gleicher Weise zu bestimmen. Das trifft zu bei besonderen Erhärtungsbedingungen, z. B. bei der Warmbehandlung von Bauteilen, und auch bei der Ermittlung der Festigkeitsentwicklung. Ein späterer Prüftermin (z. B. 56 oder 91 Tage) ist nur unter besonderen Anwendungsbedingungen des Betons zulässig, wie beispielsweise im Massenbetonbau und bei sehr langsam erhärtenden Zementen. Eine spätere Prüfung bedarf einer gesonderten Zustimmung und Vereinbarung.

Die Prüfkörper sind entweder Würfel mit 150 mm Kantenlänge oder Zylinder mit 300 mm Länge und 150 mm Durchmesser, die der DIN EN 12390-1 entsprechen und nach DIN EN 12390-2 hergestellt und gelagert worden sind. Die charakteristische Druckfestigkeit muss nach DIN EN 12390-3 dann als $f_{c,cube}$ bzw. $f_{c,cyl}$ bezeichnet werden. Detaillierte Angaben zur Probennahme und Durchführung der Prüfung sind in [2.123] enthalten.

Die durch Prüfung erhaltenen Festigkeitswerte sind von der Probekörperform und -größe und den Prüfbedingungen (Druckplattensteifigkeit, Verformungsbehinderung der Proben durch Reibung an den Druckplatten usw.) abhängig. Die Referenzfestigkeit im Regelwerk ist die Zylinderdruckfestigkeit, die mit der Schlankheit $h/d = 2$ die »wahre« einachsige Betondruckfestigkeit darstellt. Die Beziehung zur Würfelprobe ist in den Betonfestigkeitsklassen berücksichtigt mit

$$f_{c,cyl} = 0,80 \dots 0,82 \cdot f_{c,cube} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (2.20a)$$

Andere Prüfkörpergrößen dürfen verwendet werden, wenn die Korrelation zu den genormten Größen nachgewiesen ist. Werden beispielsweise Würfelproben mit 100 mm Kantenlänge geprüft, dürfen die Werte wie folgt umgerechnet werden:

$$f_{c,dry(150\text{mm})} = 0,97 \cdot f_{c,dry(100\text{mm})} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (2.20b)$$

Bei Lagerung nach DIN EN 12390-2 bleibt der Prüfkörper einen Tag in Schalung und anschließend unter Wasser bis zum Prüftermin. Wenn nicht anders vereinbart, ist in der BRD die Druckfestigkeit nach DIN EN 12390-2, Anhang NA, zu bestimmen, in dem geregelt ist, dass nach dem Ausschalen und anschließender 6-tägiger Wasserlagerung die Prüfkörper weitere 21 Tage bei einer relativen Luftfeuchte von 65 % erhärten (so genannte Trockenlagerung nach DIN 1048-5). Die Umrechnung der danach ermittelten Festigkeit $f_{c,cube,dry}$ zu der nach dem Referenzverfahren darf wie folgt vorgenommen werden:

$$f_{c,cube} = 0,92 \cdot f_{c,cube,dry} \quad \text{Normalbeton bis einschl. C50/60} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (2.20c)$$

$$f_{c,cube} = 0,95 \cdot f_{c,cube,dry} \quad \text{hochfester Normalbeton ab C55/67} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (2.20d)$$

Die Belastungsgeschwindigkeit bei der Prüfung ist vorgeschrieben (in Deutschland üblich: $0,5 \text{ N/mm}^2 \text{ s}$) und konstant zu halten. Bei Steigerung der Belastungsgeschwindigkeit nimmt die Druckfestigkeit im logarithmischen Maßstab linear zu. Bei $106 \text{ N/mm}^2 \text{ s}$ ist die Druckfestigkeit um etwa 20 % höher als im Kurzzeitversuch [2.124].

2.4.3.2 Einflussfaktoren auf die Festigkeitsentwicklung

Grundsätzlich gilt, dass Betone gleicher Zusammensetzung, die sich lediglich in der Verwendung von Portlandzementen verschiedener Festigkeitsklassen unterscheiden, eine nahezu übereinstimmende Endfestigkeit erreichen, wenn die Hydratationsprozesse vollständig ablaufen können. Die bei gleichem Mineralbestand voneinander abweichende **Mahlfeinheit der Zemente** bewirkt demzufolge lediglich eine Verschiebung der Festigkeiten zu früheren oder späteren Zeitpunkten. Zur Steigerung der Frühfestigkeit des Betons setzt man deshalb Portlandzemente größerer Mahlfeinheit und damit höherer Festigkeitsklassen ein.

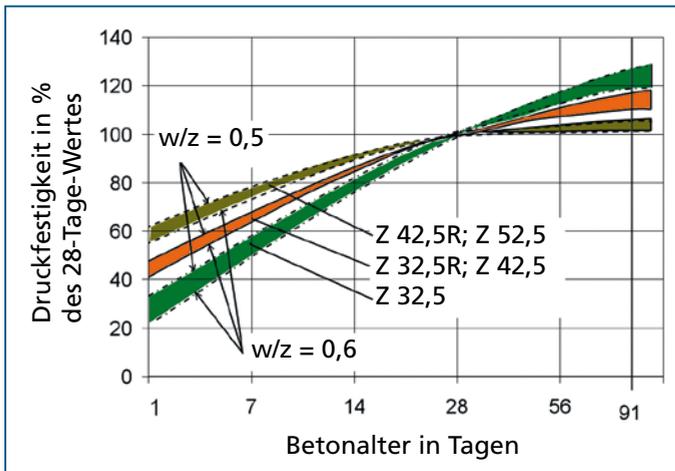


Bild 2.64 Relative Festigkeitsentwicklung in Abhängigkeit vom Betonalter und w/z-Wert [2.124]

Der **Wasser-Zement-Wert** wirkt sich in Überlagerung verschiedener Faktoren auf die Festigkeitsentwicklung, vor allem in der Frühphase der Erhärtung, aus, und zwar werden der Beginn des Festigkeitsanstieges, die Endfestigkeit und die Geschwindigkeit der Verfestigung beeinflusst.

Die Entwicklung der relativen Druckfestigkeit in Abhängigkeit vom Betonalter und dem w/z-Wert für verschiedene Zementfestigkeitsklassen ist in Bild 2.64 dargestellt.

Da durch das Wasser-Zement-Verhältnis auch der Abstand der einzelnen Zementteilchen im Anmachwasserraum gekennzeichnet wird, muss eine vom w/z-Wert abhängige Menge an Hydrationsprodukten gebildet werden, bis eine Zementsteinstruktur entsteht, die messbare mechanische Beanspruchungen aufnehmen kann. Bei einem niedrigen w/z-Wert genügt deshalb auch ein geringerer Hydrationsgrad und eine kürzere Erhärtungszeit bis die Hydrationsprodukte, Feinstoffe und der Zuschlag zusammenwachsen können.

Der Beginn messbarer Festigkeit bei einem Hydrationsgrad α_0 kann abgeschätzt werden mit

$$\alpha_0 = 0,35 \dots 0,40 \cdot w/z \quad (2.21)$$

Bei einem w/z-Wert von 0,60 würde danach ein Festigkeitsanstieg erst nach Erreichen eines Hydrationsgrades von etwa $\alpha = 0,21$ einsetzen. Selbst bei einer sehr langen Hydrationszeit kann ein größerer Anmachwasserraum nicht mit den Hydraten hinreichend dicht ausgefüllt werden. Die dadurch bedingte Herabsetzung der Kennwerte aller Festigkeitsgrößen wirkt sich aber nicht erst nach weitgehender Erhärtung aus, sondern ist über den gesamten Erhärtungszeitraum hinweg festzustellen, besonders im jungen Alter (Bild 2.65).

Die Geschwindigkeit der Hydratation nimmt mit steigendem w/z-Wert etwas zu. Ein Vorteil ist damit nicht verbunden, da sich die parallellaufende Verminderung der Festigkeit aufgrund der Kapillarporosität viel nachhaltiger auswirkt. Eine Verringerung des w/z-

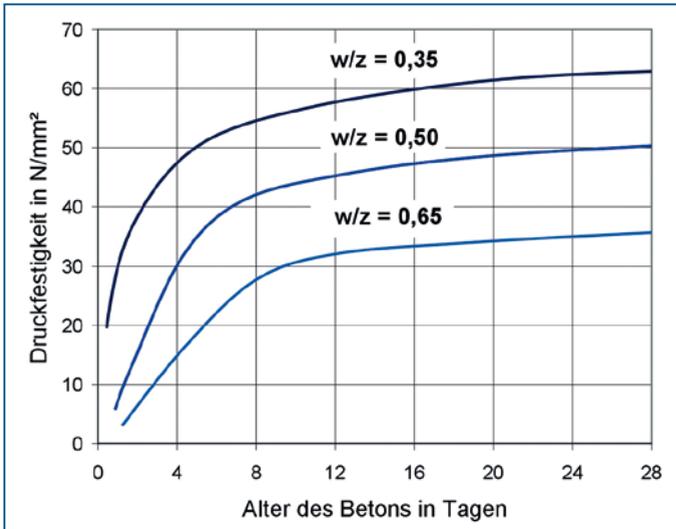


Bild 2.65 Zeitliche Entwicklung der Betondruckfestigkeit in Abhängigkeit vom Wasserzementwert

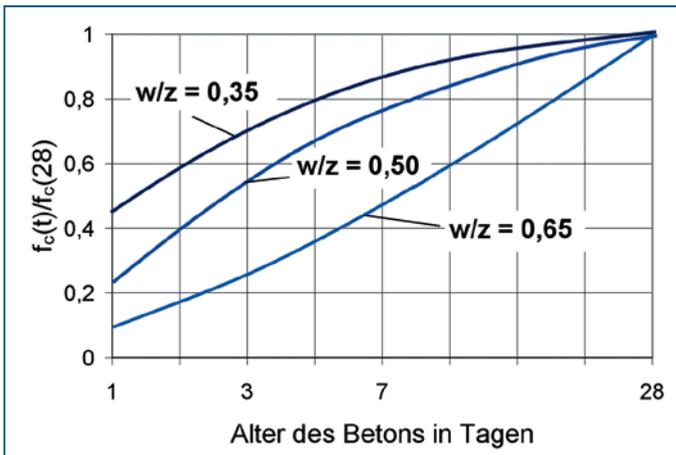


Bild 2.66 Zeitliche Entwicklung der relativen Betondruckfestigkeit in Abhängigkeit vom Wasserzementwert

Wertes führt zu einem schnellen Festigkeitsanstieg, da bereits ein vergleichbar niedrigerer Hydratationsgrad zu einer größeren Festigkeit führt (Bild 2.66).

Die **Betontemperatur während der Erhärtung** und die Geschwindigkeit der Hydratation beeinflussen die Struktur des Zementsteines. Im Ergebnis entstehen bei höheren Temperaturen größere Neubildungen sowie größere Porenräume und damit niedrigere Festigkeiten und umgekehrt. Untersuchungen haben gezeigt, dass die Endfestigkeit im wesentlichen durch die Temperaturverhältnisse in der Anfangsphase der Erhärtung bedingt

sind (vgl. Bild 1.27, Abschnitt 1.2.3). Je länger die Erhärtung dauert und damit die Festigkeitsbildung zugenommen hat, desto weniger wird der Temperatureinfluss wirksam. Gleichzeitig zeigen sich aber auch immer deutlicher die Auswirkungen der Temperatur im Erhärtungszeitraum auf die erreichbare Endfestigkeit (Bild 2.67).

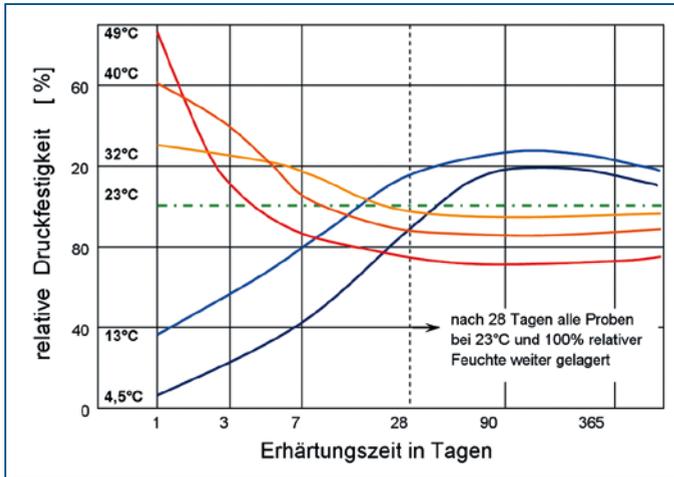


Bild 2.67 Einfluss der Erhärtungstemperatur auf die relative Druckfestigkeit des Betons (nach Klieger, aus [2.125])

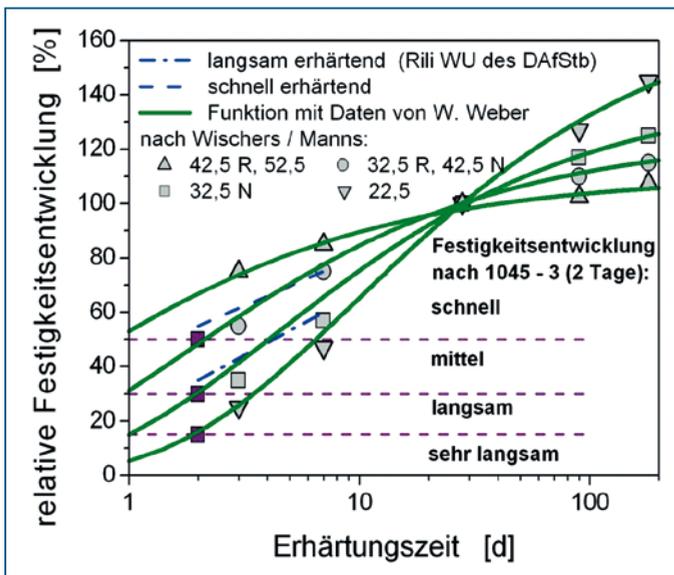


Bild 2.68 Zeitliche Entwicklung der relativen Druckfestigkeit bei Betonen mit unterschiedlichen Zementsorten in Abhängigkeit vom wirksamen Betonalter t_e (nach Angaben in den Regelwerken, Richtwerten und dem funktionalen Verlauf nach [2.126])

Wenn eine Temperatursteigerung vorgesehen wird, um technologische Abläufe zu beschleunigen, ist der Festigkeitsabfall durch eine höhere Zielfestigkeit des Betons zu kompensieren.

Die Beschleunigung der Erhärtungsprozesse bei höheren Temperaturen führt dazu, dass die Festigkeiten zu früheren Zeitpunkten vorliegen (Abschnitt 2.6). Bei niedrigeren Temperaturen, wie z. B. beim Betonieren im Winter, verzögert sich die Festigkeitsentwicklung und festgelegte Festigkeitswerte, z. B. für das Ausschalen der Bauteile, sind erst später zu erwarten.

2.4.3.3 Richtwerte zur Abschätzung der Festigkeitsentwicklung

Zur Charakterisierung der Festigkeitsentwicklung sind verschiedentlich Angaben in den Regelwerken enthalten, existieren verallgemeinernde Richtwerte für Festigkeitsklassen und können Angaben aus experimentellen Untersuchungen herangezogen werden.

In DIN 1045-3, Abschnitt 8.7.4, ist eine Klassifizierung hinsichtlich der Festigkeitsentwicklung zur Bestimmung der Nachbehandlungsdauer enthalten (Abschnitt 2.3.2.5). Kriterium ist dabei das Verhältnis $r = f_{cm2} / f_{cm28}$. Eine grobe Orientierung zu Festigkeitswerten ist in [2.127] aufgenommen worden (Tabelle 2.7).

Zeitabhängige Richtwerte sind nur in begrenztem Umfang bekannt, z. B. ältere Angaben aus [2.128], Tabelle 2.8. Diese wenigen Angaben zur Charakterisierung der Festigkeitsentwicklung sind nicht ausreichend, um evtl. vorhandene Prüfergebnisse zu verdichten und eine Regressionsanalyse zur Bestimmung von Funktionsparametern für eine durchgängige mathematische Beschreibung durchführen zu können, wie diese beispielsweise zur Prognose der zeitabhängigen Betoneigenschaften anhand der Reife benötigt wird.

Zementcharakteristik	Druckfestigkeit des Betons	
	im Alter von 2 Tagen	im Alter von 7 Tagen
langsam erhärtend	0,35	0,60
schnell erhärtend	0,55	0,75

Tabelle 2.7 Näherungswerte für die Druckfestigkeitsentwicklung nach [2.127] (entspr. Hinweis auf DIN EN 206-1, Tabelle 12)

Zementfestigkeitsklasse	Festigkeit in % der 28 Tage-Druckfestigkeit nach				
	3 Tagen	7 Tagen	28 Tagen	90 Tagen	180 Tagen
(CEM 22,5)	20 ... 30	40 ... 55	100	115 ... 140	130 ... 160
CEM 32,5 N	30 ... 40	50 ... 65	100	110 ... 125	115 ... 130
CEM 32,5 R; CEM 42,5 N	50 ... 60	65 ... 80	100	105 ... 115	110 ... 120
CEM 42,5 R; CEM 52,5 N u. R	70 ... 80	80 ... 90	100	100 ... 105	105 ... 110

Tabelle 2.8 Richtwerte für die Druckfestigkeitsentwicklung von Beton aus verschiedenen Zementen bei einer ständigen Lagerung bei + 20 °C (nach [2.128])

2.4.3.4 Mathematische Beschreibung der Festigkeitsentwicklung

In Auswertung einer Vielzahl von sehr unterschiedlichen Versuchsergebnissen wurde in Abhängigkeit von der Zementfestigkeitsklasse vorgeschlagen [2.126] [2.130]:

$$f_{cm,t} / f_{cm,28} = A \cdot \exp\left(\frac{B}{t^C}\right) \quad [t \text{ in Tagen}] \quad (2.22)$$

$$A = f_{cm,\infty} / \beta_{cm,28} \quad B = \ln\left(\frac{f_{cm,1}}{f_{cm,\infty}}\right) \quad C = 0,3 \cdot \ln(B/D) \quad D = \ln(1/A)$$

Der Faktor A charakterisiert die Nacherhärtung und kann aus Tabelle 2.9 oder Bild 2.64 entnommen werden, der Faktor B die Frühfestigkeit des Zementes. Der Faktor C steht für den Festigkeitsanstieg und wird in [2.126] als Konstante mit 0,55 angegeben; eine Bestimmung aus Messwerten ist aber zweckmäßig.

Vorteilhaft ist, dass zur Bestimmung der Koeffizienten kein Fit-Programm benötigt wird. Die Anwendung ist sinnvoll ab dem ersten Tag der Erhärtung. Grundsätzlich erhält man einen Kurvenverlauf, der für eine gewählte Betonzusammensetzung aber nur als Annäherung verstanden werden darf.

Die Funktion 2.22 entspricht im Prinzip der Formulierung für einen sigmoidalen Verlauf nach Gleichung 2.25, wie bereits für die Beschreibung der Hydratation und Wärmeentwicklung verwendet (siehe Abschnitt 1.9.1). Wird die Gleichung (2.22) um den w/z-Wert erweitert, folgt

$$\beta_t / \beta_{28} = a^{w/z} \cdot \exp\left(\frac{b \cdot w/z}{t^C}\right) \quad (2.23)$$

Werte für die Koeffizienten a und b sind ebenfalls in Tabelle 2.9 angegeben. Untersuchungen zeigen, dass eine Zunahme des Wasserzementwertes die relative Festigkeitsentwicklung verringert [2.124]. Die Auswirkungen sind aber nur bei höheren Zementfestigkeitsklassen ($\geq Z 42,5$ R) und zu Beginn der Erhärtung feststellbar, bei CEM II- und CEM III-Zementen kann der Einfluss unter Beachtung der ansonsten vorhandenen Streuungen vernachlässigt werden.

Werden alle vorgenannten Angaben zusammengefügt und über die funktionale Beziehung 2.22 mit Mittelwerten aus Tabelle 2.9 miteinander verbunden, ergibt sich Bild 2.68. Zu erkennen ist, dass die Grenzwerte der Klassifizierung nach DIN 1045-3 eigentlich Mittelwerte darstellen, auch die Orientierung [2.127]. Die Richtwerte der Tabelle 2.8 entsprechen recht gut den Mittelwerten nach [2.130].

Nach dem Model Code 90 [2.131] wird die zeitliche Entwicklung der mittleren Zylinderdruckfestigkeit $f_{cm}(t)$ berechnet aus der mittleren Zylinderdruckfestigkeit im Alter von 28 Tagen f_{cm} und mithilfe einer Zeitfunktion $\beta_{cc}(t)$ nach

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} \quad (2.24)$$

$$\beta_{cc}(t) = \exp\left\{s \left[1 - \left(\frac{28}{t/t_1}\right)^{0,5}\right]\right\} \quad (2.24a)$$

t_1 = Bezugsalter = 1 Tag; s = Beiwert, der von der Zementfestigkeitsklasse abhängt (Z 32,5: s = 0,38; Z 32,5 R und Z 42,5: s = 0,25; Z 42,5 R und Z 52,5: s = 0,20).

Zementfestigkeitsklasse	A	a	B	b	C	
Z 22,5	1,60...1,95 (1,75)	3,10	- 2,94...- 4,17 (3,5)	- 7,10	0,55	A; B: [2.126] a; b: [2.130]
Z 32,5 N	1,35...1,50 (1,40)	2,10	- 1,88...- 2,53 (2,25)	- 4,40		
Z 32,5 R; Z 42,5 N	1,20...1,30 (1,22)	1,60	- 1,14...- 1,64 (1,40)	- 2,80		
Z 42,5 F; Z 52,5	1,10...1,15 (1,10)	1,30	- 0,60...- 0,87 (0,73)	- 1,80		
Z 22,5; Z 32,5 N; Z 42,5 N	1,45		- 2,32			[2.126]
Z 35 R; Z 45 R	1,27		- 1,49			
Z 55 N; Z 55	1,20		- 1,14			

(Klammerwerte: Mittelwerte für die Gleichungen 2.22 in Bild 2.68)

Tabelle 2.9 Koeffizienten zur Beschreibung der Druckfestigkeitsentwicklung (nach [2.126] und [2.130])

Durch Auswertung von Druckprüfungen und Ermittlung eines zutreffenden Wertes s kann eine bessere Anpassung erreicht werden. Dieser Sachverhalt wird auch aus dem Beispiel und Bild 2.58 deutlich.

Die Ansätze im MC 90 wurden von [2.132] modifiziert, um die Entwicklung des Festigkeitsverhaltens in der Frühphase besser erfassen zu können:

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \cdot \left[1 - \left(\frac{28 - t_0}{t - t_0} \right)^c \right] \right\} \quad (2.24b)$$

Der Wert t_0 markiert den Beginn der Festigkeitsentwicklung und ist von der Zusammensetzung des Betons abhängig. Bei CEM I liegt t_0 zwischen 8 und 12 Stunden, bei CEM II und CEM III werden längere Hydratationszeiten benötigt. Der Einfluss eines Verzögerers kann durch entsprechende Verlängerung von t_0 erfasst werden.

Liegen Versuchsdaten vor, kann der Verlauf der relativen Festigkeitsentwicklung zwischen den Stützstellen und extrapolierend sehr einfach durch die sigmoidale Entwicklungsfunktion 2.25 bestimmt werden zu:

$$f_{cm}(t) = P1 \cdot \exp \left[P2 \cdot \left(\frac{t_e}{t_k} \right)^{P3} \right] \quad (2.25)$$

Die Anpassung an den tatsächlichen Verlauf wird mit Hilfe der Koeffizienten $P1$, $P2$, $P3$ und t_k erreicht (siehe dazu Abschnitt 1.9.1).

	Zementart		
	CEM 32,5 N	CEM 32,5 R, CEM 42,5 N	CEM 42,5 R; CEM 52,5
s nach MC 90 [2.131]	0,38	0,25	0,20
	CEM III/B 32,5 NW (Betone C 40/50)	CEM I 42,5 R (Betone C 40/50)	CEM I 52,5 (Betone C 60/75)
s nach [2.133]	0,28–0,45	0,20–0,23	0,17–0,22

Tabelle 2.10 Angaben für den Faktor s in den Gleichungen 2.24a und 2.24b

Die relative Festigkeitsentwicklung, als allgemeinere Form von Gleichung 2.22, ergibt sich zu

$$\frac{f_{cm,t}}{f_{cm,28}} = P4 \cdot \exp \left[P2 \cdot \left(\frac{t_e}{t_k} \right)^{P3} \right] \quad (2.25a)$$

Eine Reduzierung der Anzahl der Koeffizienten kann zu einer unbefriedigenden Beschreibung der Festigkeitsentwicklung führen. Die früher vorhandenen Schwierigkeiten bei der multifaktoriellen Regressionsanalyse sind heute durch die Computertechnik und die zur Verfügung stehende Software behoben.

Beispiel

Ein Vergleich der vorgenannten Funktionen ist für zwei Betone mit unterschiedlicher Zusammensetzung in Bild 2.69 vorgenommen worden. Zur Bestimmung der Koeffizienten wurden die im Bild 2.69 angegebenen experimentell ermittelten Druckfestigkeitswerte verwendet. Die Koeffizienten wurden wie folgt eingesetzt:

Zement	Gl. (2.22)	Gleichung (2.25a)			
	s	P4	P2	P3	t _k
CEM 32,5 N	0,38	1,618	–2,51	–0,52	1,164
CEM 42,5 R	0,20	1,023	–1,52	–1,01	0,624

Aus dem Verlauf in Bild 2.69 wird deutlich, dass Richtwerte und die Funktion nach [2.131] nicht in der Lage sind, den gesamten Erhärtungsbereich richtig wiederzugeben. Vor allem bei schnell erhärtenden Zementen kann entweder nur die Früh- oder die spätere Erhärtungsphase zutreffend beschrieben werden; die Koeffizienten müssen deshalb unter Beachtung dieses Sachverhaltes bestimmt werden. Deshalb ist eine Regression mithilfe der Gleichung 2.25 zweckmäßig, Bild 2.69 dokumentiert eine dann befriedigende Übereinstimmung.

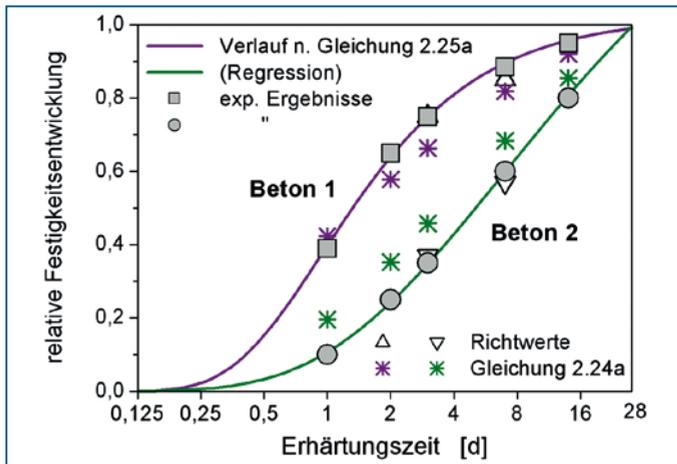


Bild 2.69 Vergleich der experimentell festgestellten Festigkeitsentwicklung von zwei Betonen unterschiedlicher Zusammensetzung mit dem Verlauf anhand verschiedener Festigkeitsbeziehungen und Richtwerten
 Beton 1 – CEM 42,5 R und $w/z = 0,40$
 Beton 2 – CEM 32,5 N und $w/z = 0,60$

2.4.4 Zugfestigkeit und deren Entwicklung

Eine Mindestzugfestigkeit ist eine Grundlage der Stahlbetonbauweise und muss vorhanden sein, um die Verankerung der Bewehrung und die Funktion von Übergreifungsstößen sowie die Kraftübertragung in Arbeitsfugen gewährleisten zu können. Bei der Berechnung der Tragwerke wurde früher die Zugfestigkeit des Betons nur in einigen Ausnahmefällen benötigt, wie z. B. bei Konstruktionen im Zustand I (nicht gerissene und mittragende Zugzone) oder bei wenig und nicht bewehrten Bauteilen. Die Kenntnis der Zugfestigkeit des Betons hat heute eine weitaus größere Bedeutung und ist wichtig bei Bauwerken, an denen keine Risse auftreten dürfen (siehe z. B. Bd. 3 Abschnitt 1.2) sowie zur Abschätzung der Risslast infolge Zwang während der Erhärtung und der Bestimmung der Mindestbewehrung zur Rissbreitenbeschränkung.

Die Zugfestigkeit des Betons ist relativ gering und beträgt nur etwa 10 % der Druckfestigkeit. Die Streuung der Festigkeitswerte ist demgegenüber größer. Darüber hinaus ist die nutzbare Zugfestigkeit im Bauteil dadurch herabgesetzt, dass sich Lastspannungen mit Eigen- und Zwangs- sowie Schwindspannungen überlagern. Besonders parallel zur Oberfläche wirkende Eigenspannungen aus Temperaturdifferenzen können die Zugtragfähigkeit herabsetzen. Dieser Sachverhalt wird, wie bereits genannt, bei der Bemessung der Mindestbewehrung für Zwang berücksichtigt (Abschnitt 3.3).

2.4.4.1 Kurzzeitzugfestigkeit des Betons

Die Betonzugfestigkeit charakterisiert bei kontinuierlicher Steigerung einer Zugbeanspruchung den Bruchzustand im Prüfkörper oder Bauteil. Diese Werkstoffgröße kann durch drei Methoden festgestellt werden, die zu deutlich unterschiedlichen Ergebnissen führen:

- **Biegezugfestigkeit ($f_{ct,fi}$)**

Nach DIN EN 12390-5 werden bis zur Prüfung feucht gelagerte Balken mit einem Querschnitt von 150 x 150 mm und 700 mm Länge durch eine Einzellast in den Drittelpunkten der Stützweite von 600 mm belastet. Bei einem Größtkorn > 32 mm sollen Balken 200 x 200 x 900 mm verwendet werden.

Die Zugspannung, die sich nach der linearen Elastizitätstheorie in der Randfaser beim Versagen des Querschnittes ergibt, ist die rechnerische Biegezugfestigkeit. Die Biegezugfestigkeitswerte unterscheiden sich deutlich, wenn die Belastung in Stützenmitte erfolgt (höhere Zugfestigkeiten) oder andere Balkenhöhen verwendet werden (abnehmende Zugfestigkeit mit steigender Balkenhöhe).

- **Spaltzugfestigkeit ($f_{ct,sp}$)**

Die Bestimmung erfolgt nach DIN EN 12390-6 an Zylindern oder seltener an prismatischen Körpern, die bis zur Prüfung feucht gelagert und zwischen den Druckplatten einer Druckprüfmaschine gespalten werden. Dabei wird die Druckbelastung durch zwei gegenüber liegende Streifen aus Hartholz oder harter Hartfaserplatte (10 mm breit und 5 mm dick) eingetragen.

Die Zugfestigkeit ergibt sich aus der rechnerischen Ermittlung der Beanspruchung in der Belastungsebene.

- **Zentrische Zugfestigkeit ($f_{ct,ax}$)**

Die Prüfung ist noch nicht genormt und wird mit verschiedenen Prüfkörpern durchgeführt, Hinweise sind zu finden in [2.134].

Durch die Zugprüfung eines feucht gelagerten Betonzylinders der Schlankheit $h/d \geq 2$ mit verstärkt ausgebildetem Endbereich zur Krafteinleitung wird eine über den Querschnitt gemittelte axiale Zugfestigkeit festgestellt, die nach gegenwärtiger Auffassung der tatsächlichen Zugfestigkeit des Betons am nächsten kommt. Die Übertragung der Prüfkräfte erfolgt über an den Stirnseiten aufgeklebte Stahlplatten. Zur besseren Krafteinleitung sind die Zylinderköpfe auch konisch vergrößert. Weiterhin werden Prismen mit hammerkopffartiger Erweiterung der Prüfkörperenden verwendet. Die Prüfung ist vergleichsweise aufwändig, die störungsfreie Einleitung der axialen Zugkraft ist mit Schwierigkeiten verbunden.

Im Vorschriftenwerk ist die zentrische Zugfestigkeit $f_{ct,ax}$ als die maßgebende Festigkeitskenngröße verankert, da diese der »wahren« Zugfestigkeit des Betons am ehesten entspricht und demzufolge auch bei Zwangsbeanspruchung anzusetzen ist. Die experimentelle Ermittlung ist mit größerem Aufwand verbunden, so dass die vergleichsweise einfacheren Prüfmethode (Spaltzug- und Biegezugfestigkeit) auch heute noch alternativ zugelassen sind. Die Ergebnisse können mithilfe von Umrechnungsbeiwerten wechselseitig transformiert werden (Tabelle 2.11). Die Koeffizienten haben Gültigkeit für erhärteten Beton; Angaben zu den Beziehungen bei jungem Beton liegen nicht vor.

Das Verhältnis der verschiedenen Formen der Zugfestigkeit untereinander wird sehr wesentlich durch die Betonzusammensetzung und die Erhärtungsbedingungen bestimmt. Die Streuung der Verhältniszahlen kann demzufolge erheblich sein und ist bei der Ableitung bestimmter Festigkeitskenngrößen zu beachten [2.135].

	$f_{ct,sp}$	$f_{ct,fl}$	Quelle
$f_{ct,ax} =$	0,75 bis 0,90	0,45 bis 0,55	[6.134]
	0,89	0,53	[6.135], [6.136]
	0,90		DIN 1045-1

Tabelle 2.11 Beiwerte zur Umrechnung von Ergebnissen aus verschiedenen Festigkeitsprüfungen
 $f_{ct,sp}$ = Spaltzugfestigkeit, $f_{ct,fl}$ = Biegezugfestigkeit, $f_{ct,ax}$ = zentrische Zugfestigkeit

2.4.4.2 Beziehungen zwischen Zug- und Druckfestigkeit des Betons

Prüftechnische Schwierigkeiten haben dazu geführt, den Zusammenhang zwischen der Druck- und Zugfestigkeit des Betons zu nutzen und aus den Ergebnissen einfacher durchführbarer Würfeldruckprüfungen die Zugfestigkeitswerte abzuleiten. Ein solcher Zusammenhang ist in Bild 2.70 dargestellt.

Aus umfangreichen Untersuchungen in den 1960iger Jahren wurde eine Beziehung abgeleitet [2.136], [2.138], die auch in das Normenwerk aufgenommen worden ist. Danach besteht zwischen der zentrischen Zugfestigkeit $f_{ct,ax}$ und der mittleren Würfeldruckfestigkeit f_{cm} bei einer Normlagerung nach 28 Tagen die Abhängigkeit

$$f_{ct,ax} = c \cdot (f_{cm})^{2/3} \quad (2.26)$$

Der Beiwert c für die 5 %- und 95 %-Fraktile ist in [2.136] angegeben mit

$$c = 0,17 \text{ bis } 0,35 \quad (\text{Mittelwert } c = 0,26)$$

Nach DIN 1045-1:2001 ist der Bezugswert die Beton-Nennfestigkeit, so dass für die mittlere Zugfestigkeit gilt:

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot (f_{ck})^{2/3} \quad (2.27)$$

Die daraus resultierenden Werte nach 28 Tagen normgemäßer Lagerung sind Bestandteil der DIN 1045-1:2001 (Tabelle 2.9). Bei Betondruckfestigkeiten ab C55/67 ist eine Korrektur erforderlich.

Übereinstimmende Ergebnisse werden mit dem Ansatz im Model Code MC90 erhalten. Dem Erfordernis Rechnung tragend, dass auch Ober- und Untergrenzen der Zugfestigkeit benötigt werden, ist für die zentrische Zugfestigkeit f_{ct} in Abhängigkeit von der Zylindernormdruckfestigkeit f_{ck} angegeben:

$$f_{ct,min} = 0,95 \cdot (f_{ck}/10)^{2/3} \quad (2.28a)$$

$$f_{ct,max} = 1,85 \cdot (f_{ck}/10)^{2/3} \quad (2.28b)$$

$$f_{ct,m} = 1,40 \cdot (f_{ck}/10)^{2/3} \quad (2.28c)$$

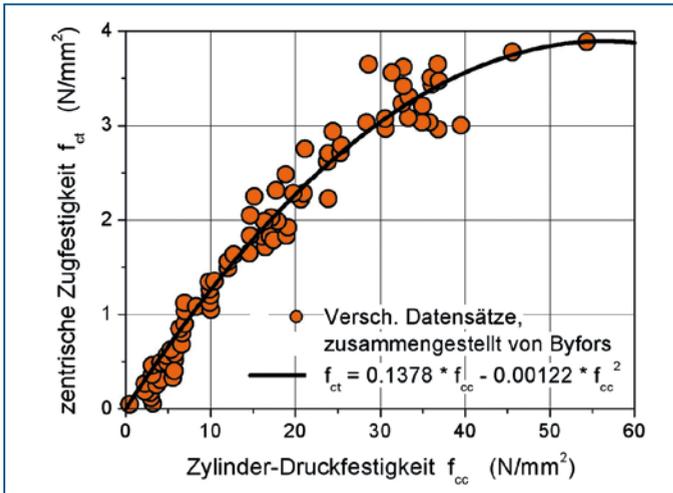


Bild 2.70 Zusammenhang zwischen Druckfestigkeit und zentrischer Zugfestigkeit nach [2.36]

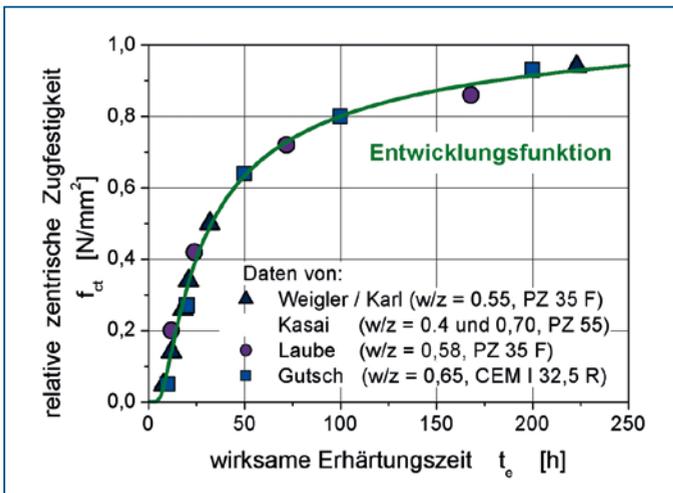


Bild 2.71 Beschreibung der zeitabhängigen relativen zentrischen Zugfestigkeit mit der Entwicklungsfunktion 2.25 bei Betonen mit unterschiedlichen w/z -Werten (siehe dazu [1.129])

2.4.4.3 Zeitliche Entwicklung der Zugfestigkeit

Im Vergleich mit der Druckfestigkeit ist in der Frühphase der Erhärtung bei übereinstimmendem Volumen neu gebildeter Hydrate eine größere Zugfestigkeit vorhanden. Daraus resultiert, dass die Entwicklung der Zugfestigkeit zunächst schneller verläuft und der Endwert eher erreicht wird, als bei der Druckfestigkeit (Bild 2.63).

Die zeitabhängige Zugfestigkeit ist nur in sehr geringem Umfang untersucht worden, eine Auswertung ist in Tabelle 2.12 enthalten. Da keine speziellen Altersfunktionen für die Zugfestigkeit vorhanden sind, wurden die bekannten Verläufe für die Druckfestigkeit herangezogen und Angaben für die Zugfestigkeit zu bestimmten Zeitpunkten abgeleitet (z. B. als k_{zt} -Werte, Abschnitt 3.3.2). Die Vorgehensweise ist berechtigt, da die Versuchsergebnisse in [2.137] und [2.45] nachweisen, dass der Faktor c in Gleichung 2.26 mit hinreichender Genauigkeit als konstant angenommen werden kann und nicht nur für die normgemäße Lagerung und Prüfung nach 28 Tagen Gültigkeit besitzt.

Daraus folgt, dass Zug- und Druckfestigkeit eines Betons in einer bestimmten Relation stehen und zwar unabhängig davon, ob es sich dabei beispielsweise um einen Beton niedriger Festigkeitsklasse oder einen mit noch geringem Erhärtungsgrad handelt. Insofern gelten die Werte für f_{ctm} in DIN 1045-1, Tafel 9, auch für den jungen Beton und folgen damit der Festigkeitsentwicklung (vgl. Bild 2.70).

Wenn die relative Entwicklung der Druckfestigkeit nach MC 90 durch Gleichung 2.24 und 2.24a beschrieben wird, steht die der Zugfestigkeit $\beta_{ct}(t)$ damit im Zusammenhang durch

$$f_{ct}(t) = \beta_{ct}(t) \cdot f_{ct}(28) \quad (2.29)$$

$$\beta_{ct}(t) = (\beta_c(t))^{2/3} \quad (2.29a)$$

In [2.133] wird für den Exponenten statt des fixen Wertes 2/3 ein Streubereich zwischen 0,55 und 0,67 mitgeteilt. Die normgemäße Ermittlung kann jedoch als ausreichend angesehen werden.

In [2.127] werden zur Orientierung folgende relativen Zugfestigkeitswerte angegeben, die im jungen Alter der Beziehung 2.29 und 2.29a entsprechen (Tabelle 2.12).

Ein Einfluss des Wasserzementwertes auf die relative Entwicklung der Zugfestigkeit ist anhand verschiedener Untersuchungsergebnisse nicht zu erkennen. In Bild 2.71 sind Daten betontechnischer Versuche mit unterschiedlichen w/z -Werten und Zementsorten enthalten, die durch eine einzige Entwicklungsfunktion beschrieben werden können.

Betonalter in Tagen	$f_{ct,t} / f_{ct,28}$			
	3	7	28	90 (360)
Biegezugfestigkeit	0,58	0,75	1	1,20
Spaltzugfestigkeit	0,65	0,78	1	1,08
zentrische Zugfestigkeit [6.132]	0,58	0,74	1	1,22
zentrische Zugfestigkeit [6.133] (normal erhärtender PZ)	0,40	0,7	1	1,05 (1,1)

Tabelle 2.12 Korrekturwerte zur Berücksichtigung der zeitlichen Entwicklung der Zugfestigkeit (nach [2.135] und [2.136])

Zementcharakteristik (DIN EN 206-1, Tabelle 12)	Zugfestigkeit des Betons $f_{ct, t} / f_{ct, 28}$	
	im Alter von 2 Tagen	im Alter von 7 Tagen
langsam erhärtend	0,50	0,80
schnell erhärtend	0,65	0,85

Tabelle 2.13 Relative Zugfestigkeit des Betons im jungen Alter nach [2.127], Erhärtung bei 20 °C

2.4.4.4 Zugfestigkeit im Bauteil und bei Dauerbeanspruchung

Die im Bauteil vorhandene Zugfestigkeit weist gegenüber Laborprüfkörpern geringere und stärker streuende Festigkeitswerte auf. Eine Ursache ist die unterschiedliche Intensität der Verdichtung und die Betonierfolge, die dazu führt, dass in vertikaler Betonierichtung die Zugfestigkeit sehr stark vermindert wird; [2.139] gibt dafür sogar etwa 40–50 % an. Als Erklärung können wasserreiche und damit poröse Zementsteinschichten unter den groben Gesteinskörnungen gelten, die beim Einbau und nach dem Verdichten auftreten. Bei Wänden und Sohlplatten entwickelt sich die Zwangsspannung in der Regel rechtwinklig zur Betonierichtung.

In Auswertung von Versuchen wird vorgeschlagen, den Einfluss der Verdichtung durch einen Abminderungsfaktor in Höhe von 0,85 [2.137] bzw. 0,90 [2.43] zu berücksichtigen. In [2.141] wird für dicke Bauteile

$$k_v = 0.90$$

angesetzt.

Weiterhin ist die nutzbare Zugfestigkeit im Bauteil infolge Mikrorissbildung hauptsächlich in den oberflächennahen Schichten herabgesetzt, die durch Eigen- und Gefügespannungen im jungen Alter hervorgerufen werden (Temperaturdifferenzen, Schwinden). Die verminderte Zugfestigkeit ist Bestandteil des Nachweises der Rissicherheit und über die dadurch verringerte Risslast in den Nachweis der Einhaltung der Rissbreite integriert (hier: Faktor k , nähere Erläuterungen siehe Abschnitt 3.3). Die Angaben über den Einfluss der Mikrorissbildung streuen nicht unerheblich.

Die üblicherweise angegebenen Zugfestigkeiten gelten für eine Kurzzeitbelastung. Eine langandauernde Zwangsbeanspruchung wirkt sich schädigend auf die wirksame Betonzugfestigkeit aus [2.140]. Der quantitative Nachweis ist in [2.137] geführt, die Reduzierung wird mit etwa 15 % angegeben. Nach 7 Tagen konstanter Last soll die Zugfestigkeit sogar bis auf etwa 70 % vermindert sein [2.21].

Der sich langsam aufbauende Zwang bis zur Bruchdehnung wird bei dickeren Bauteilen durch einen Abminderungsfaktor

$$k_D = 0.85$$

berücksichtigt [2.141]. Noch offen ist, ob die gemeinsame Wirkung von Dauerzwang und Eigenspannungen zu einer größeren Schädigung führen könnte [2.137]. Bei der Ermittlung der rissbreitenbeschränkenden Bewehrung wird der Einfluss der Dauerbeanspruchung gesondert berücksichtigt (Abschnitt 3.3.2).

Die mittlere Zugfestigkeit f_{ctm} ergibt sich bei Berücksichtigung des Einflusses der Verdichtung und der Dauerbeanspruchung zu

$$f_{ctm,e} = 0,90 \cdot f_{ctm} \text{ (übliche Bauteile) bzw. } = 0,90 \cdot 0,85 \cdot f_{ctm} = 0,75 \cdot f_{ctm} \text{ (dicke Bauteile)}$$

2.4.5 Auswirkungen der Erhärtungstemperatur auf das Festigkeitsverhalten

Eine höhere Betontemperatur während der Erhärtung beschleunigt nicht nur die Festigkeitsentwicklung, sondern vermindert auch die Endfestigkeit. Insofern besteht ein, bei größeren Bauteildicken erheblicher Unterschied zwischen der normgemäßen Erhärtung von Prüfkörpern und den Vorgängen in den realen Bauteilen.

Auf weitere nachteilige Wirkungen, die die Dauerhaftigkeit betreffen, soll nur hingewiesen werden (verzögerte und schädigende Ettringitbildung, geringerer Frostwiderstand). Die verminderte Festigkeit kann den Forderungen widersprechen, die sich aus der Beanspruchung des Bauteiles und der Einordnung in Expositionsklassen ergeben.

Die Wirkungen der Temperatur im Bauteil, d. h. die größere Festigkeit zu einem bestimmten Zeitpunkt infolge Beschleunigung der Hydratation und die Verminderung der Festigkeit aufgrund der Strukturdefekte, treten in Überlagerung auf und werden in den so genannten Reife-Konzepten (Abschnitt 2.6) nicht getrennt berücksichtigt. Im Allgemeinen wird nur die Verkürzung der Erhärtungszeit als relevant angesehen. Bei der Untersuchung risskritischer Situationen sind jedoch beide Effekte zu bewerten.

Auf den kinetischen Aspekt bei der Hydratation und Festigkeitsentwicklung wurde bereits in Abschnitt 1.9.3 eingegangen, die zeitlichen Auswirkungen einer Veränderung der Reaktionsgeschwindigkeit können über die Temperatur-Zeit-Beziehung (Abschnitt 2.6) berücksichtigt werden.

Die strukturellen Auswirkungen sind durch die Warmbehandlung von Betonfertigteilen bekannt und wiederholt umfänglich untersucht worden. Die Aufwärmgeschwindigkeit ist im Ortbetonbau vergleichsweise geringer, die Höchsttemperaturen sind jedoch vergleichbar oder übertreffen heute die bei der Herstellung von Fertigteilen. Die Haltezeit, d. h. die Zeitdauer der Warmbehandlung dagegen, ist auf der Baustelle beträchtlich länger.

In [2.142] sind die Ergebnisse von Untersuchungen zur Entwicklung der Druckfestigkeit dargestellt, bei denen die Temperaturzyklen (Beginn und Geschwindigkeit der Temperaturerhöhung, Dauer des Temperaturabfalles) und die Höchsttemperatur variiert wurden. Bild 2.72 zeigt das unterschiedliche Verhalten der Betone bei Einsatz von Portlandzement und hüttensandhaltigem LH-Zement. Die Festigkeitsentwicklung von Betonen mit LH-Zement wird durch höhere Temperaturen in der Frühphase intensiver und länger beeinflusst. Die Endfestigkeit wird selbst bei höheren Maximaltemperaturen im Probekörper nur geringfügig herabgesetzt. Bei Verwendung von Portlandzement beträgt der Festigkeitsrückgang bis zu 25 %.

Zu ähnlichen Ergebnissen kam eine umfassende Studie über die Festigkeit von Betonen unterschiedlicher Zusammensetzung, die auf der Baustelle in verschiedenen Bauteilabmessungen differenter Temperatureinwirkung unterworfen wurden [2.143]. Ein deutlicher Festigkeitsabfall wurde wiederum nur bei Beton aus Portlandzement festgestellt. Die

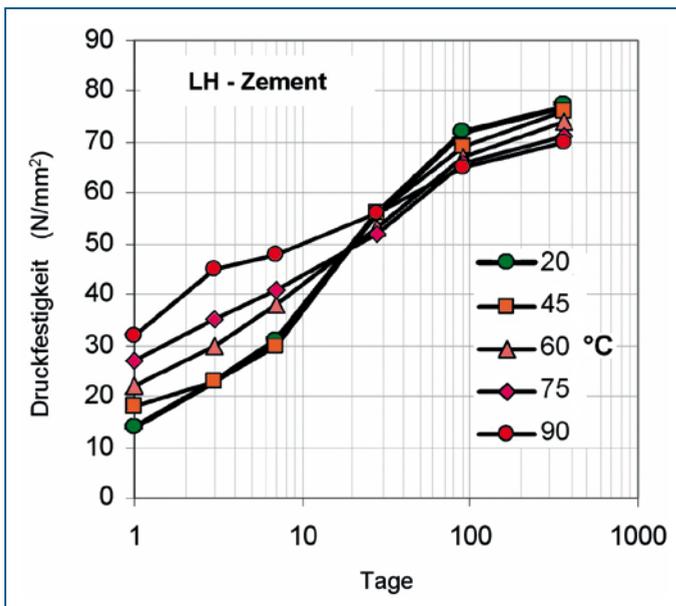
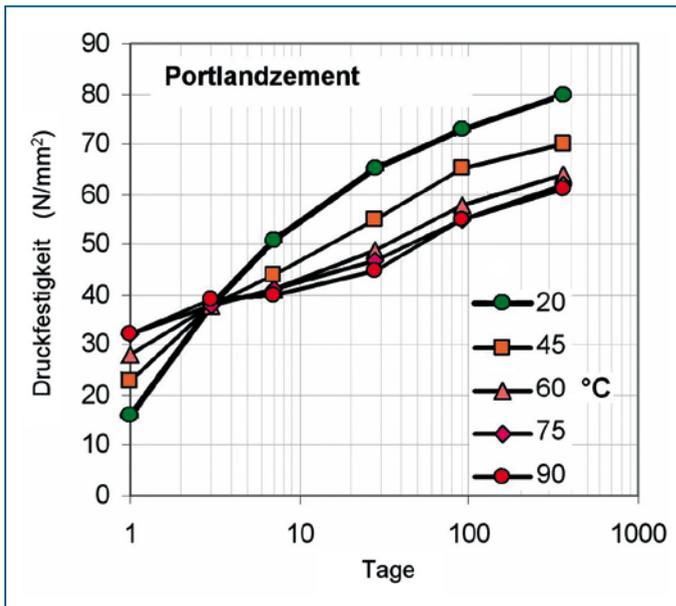


Bild 2.72 Temperaturbeeinflusste Festigkeitsentwicklung (nach [2.142]
a) bei Betonen aus Portlandzement
b) bei Betonen aus LH-Zement

Ursachen sind in einer Vergrößerung der Porenstruktur, Diskontinuität der Hydratationsprodukte und der Menge des freigesetzten Kalziumhydroxides zu sehen [2.144]. Der Festigkeitsabfall war bei Flugaschezusatz deutlich vermindert und wurde durch hütten-sandhaltige Zemente verhindert. Festgestellt wurde weiterhin, dass der prozentuale Festigkeitsverlust während des gesamten Zeitraumes der Festigkeitsentwicklung in gleicher Höhe, weitgehend unabhängig von der Festigkeitsklasse und unbeeinflusst durch saisonale Einwirkungen (Sommer / Winter) auftrat.

Die Wirkung der Erhärtungstemperatur kann bei Beton aus Portlandzement vereinfacht dadurch berücksichtigt werden, dass von einer Festigkeitsentwicklung bei Normtemperatur ausgegangen wird und die ermittelten Festigkeitswerte über einen Koeffizienten k_s zur Berücksichtigung des Einflusses der Temperatur auf die Festigkeit proportional abgemindert werden. Nach [2.146] und [2.199] kann die Korrektur erfolgen mit:

$$k_s = 1 - [\beta_T \cdot (T - 20)] \quad (2.30)$$

Die Werte liegen im Bereich $\beta_T = 0,0045 \dots 0,010$. Mit einem Mittelwert $\beta_T = 0,00725$ ergibt sich für eine Höchsttemperatur von 60°C ein Festigkeitsabfall auf $k_s = 0,71$, der dem in Bild 2.73 entspricht.

Die aus Bild 2.72 und Bild 2.73 erkennbaren Tendenzen werden durch weitere Angaben aus Versuchen bestätigt. Der Beiwert für die Korrektur bewegt sich zwischen $\beta_T = 0,004$ (niedriger WZW, $T < 40^\circ\text{C}$) und $0,0055$ (hoher WZW, $T > 40^\circ\text{C}$). Bei einem Hydratationsgrad von $0,6$ und einer Temperatur von 65°C war beispielweise die Druckfestigkeit auf etwa 75% abgesenkt.

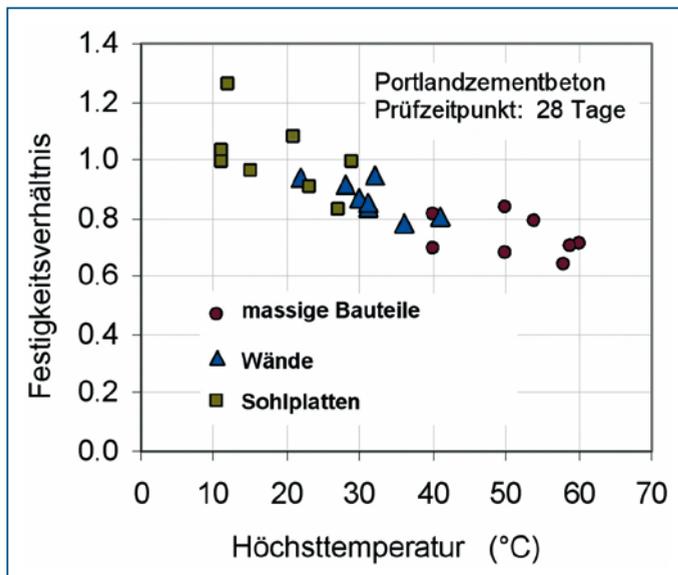


Bild 2.73 Auswirkung der Höchsttemperatur im Bauteil auf das Festigkeitsverhältnis der Prüfkörper nach 28 Tagen Erhärtung (nach [2.143]). Beton mit Portlandzement

Wie die Auswertung der Versuche [2.146] und [2.147] zeigt, ist eine Berücksichtigung der temperaturbedingten Festigkeitsminderung bei Einsatz von Portlandzement unumgänglich. Nach verschiedenen Hinweisen kann bei Verwendung von Flugasche (ab einem Gehalt von 25 %) und LH-Zementen darauf verzichtet werden.

2.4.6 Festigkeitskenngrößen in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad

In den letzten Jahrzehnten sind umfangreiche Forschungsarbeiten durchgeführt worden, um die zeitabhängigen Eigenschaften des erhärtenden Betons oder deren Änderung in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad beschreiben zu können (siehe dazu Abschnitt 1.4.2). Der Hydratationsgrad nimmt eine Schlüsselstellung ein, da alle Phänomene des Hydrationsprozesses, wie Hydrationswärme, Porosität und demzufolge auch Festigkeit, damit in Verbindung stehen. Unter baupraktischem Gesichtspunkt kann dabei von einer Proportionalität zwischen Hydratationsgrad und Hydrationswärme ausgegangen werden.

Seit langem ist bekannt, dass eine Korrelation zwischen der freigesetzten Hydrationswärme und der Festigkeitsentwicklung besteht. Im Abschnitt 1.8.4 ist gezeigt, dass eine bestimmte Druckfestigkeit immer mit einer entsprechenden Wärmeentwicklung verbunden ist. Dies trifft für Portlandzemente und weitestgehend für hüttensandhaltige Zemente zu, galt aber bislang nur eingeschränkt für Zemente mit Flugascheanteil. Neuere Untersuchungen haben einen generellen Zusammenhang zwischen freigesetzter Wärmemenge und Festigkeit nachgewiesen [2.148].

Die Anwendung dieses Zusammenhanges ist besonders dann von Bedeutung, wenn beispielsweise gleichzeitig Temperatur- und Festigkeitsentwicklungen sowie Spannungen berechnet und die Rissgefahr beurteilt werden sollen. Über die Wärmemessung können auch Frühfestigkeiten abgeschätzt und einzelne Daten von Festigkeitsprüfungen miteinander verbunden werden. Aus Messungen des Hydratationsgrades am Bauwerk können Rückschlüsse auf die Struktur und Eigenschaften des Festbetons gezogen werden.

Die Messung der Hydrationswärme wird technisch mit großer Genauigkeit und Zuverlässigkeit beherrscht. Die Anwendung der einzelnen Methoden auf den gesamten Erhärtungszeitraum ist jedoch mit Problemen verbunden (Abschnitt 1.8.3). Wird beispielsweise die isothermische Kalorimetrie eingesetzt, kann nur der Zeitraum bis zu 72 Stunden sicher und höchstens bis etwa 168 Stunden erfasst werden. Mathematische Extrapolationen helfen, den Aussagebereich zu erweitern.

Zur Ableitung des Hydratationsgrades wird der Endwert der Hydrationswärme bei vollständiger Umsetzung des Zementes benötigt. Dieser kann messtechnisch nicht erfasst und nur aus der Zusammensetzung des Zementes berechnet werden (Abschnitt 1.8.2). Trotz dieser Schwierigkeiten gilt allgemein das Konzept der hydrationsgradabhängigen Eigenschaften als eine nützliche Arbeitsgrundlage.

Ideal ist, wenn zur Quantifizierung der Relation zwischen dem Hydrationsfortschritt und der dadurch bedingten Festigkeitsentwicklung die relevanten Parameter an einem Prüfkörper festgestellt werden können. Dies trifft beispielsweise weitestgehend für die Untersuchungsmethode nach [2.147] zu, bei der in einem geeichten Thermosgefäß ein Betonzylinder teiladiabatisch erhärtet (Abschnitt 1.8.3.3). Aus der Temperaturmessung

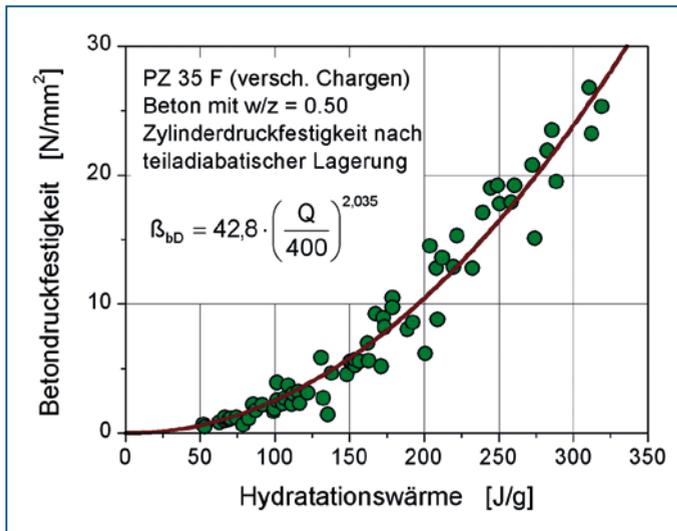


Bild 2.74 Beziehung zwischen der teiladiabatisch ermittelten Hydratationswärme und der Zylinderdruckfestigkeit (Versuchsergebnisse aus [2.147])

kann die freigesetzte Wärmemenge ermittelt werden, der Prüfkörper dient zur Bestimmung der Druckfestigkeit. In Bild 2.74 sind Versuchsergebnisse von Betonproben mit verschiedenen Chargen einer Zementfestigkeitsklasse zusammengefasst, die Regression ist mit einer Exponentialfunktion durchgeführt worden. Bei getrennter Messung sind die Daten über die Hydratationswärme und die Festigkeit zu einzelnen Zeitpunkten zu verknüpfen, wie beispielsweise in Bild 2.74 angegeben.

Nach [2.149] und [2.150] kann die Abhängigkeit zwischen Hydratationsgrad und den Festigkeitskenngrößen X_{ci} mit einem allgemeingültigen Werkstoffansatz, bei dem sich die jeweilige Abhängigkeit nur im Exponenten n ausdrückt (Tabelle 2.14), vereinfachend, aber hinreichend genau, beschrieben werden; α_0 ist der Hydratationsgrad, an dem die (messbare) Entwicklung der Eigenschaften X_{ci} beginnt:

$$\frac{X_{ci}(\alpha)}{X_{ci}(\alpha = 1)} = \left[\frac{\alpha - \alpha_0}{1 - \alpha_0} \right]^n \quad (2.31)$$

Durch den Grenzwert α_0 soll der Tatsache Rechnung getragen werden, dass sich alle Festigkeitsgrößen erst dann entwickeln, wenn eine Mindestmenge an hydratisiertem Gefüge gebildet worden ist, das den Anmachwasserraum überspannt und das Zuschlaggerüst verbindet. Dieses Verhalten zeigt sich auch eindeutig an Zement- und C_3S - bzw. C_2S -Pasten sowie -mörtel [2.151]. Der Beginn der messbaren Festigkeitsentwicklung hängt vom w/z -Wert sowie vom C_3S -Gehalt des Klinkers, der Aufmahlung des Zementes und der Temperatur ab. Als Anhaltspunkt kann nach Gleichung $\alpha_0 = 0,35 \dots 0,40$ gesetzt werden.

Kenngröße X_{ci}	E-Modul E_c	Zugfestigkeit f_{ct}	Druckfestigkeit f_{cc}
Exponent n	0.5	1.0	1.5

Tabelle 2.14 Exponent n zur Beschreibung der Entwicklung der mechanischen Kenngrößen in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad (Gleichung 2.31)

Die relative Entwicklung der Kenngrößen in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad ist in Bild 2.75 dargestellt. Die Vereinfachungen und der Widerspruch zur Realität zu Beginn und am Ende der Festigkeitsentwicklung sind für den praktischen Gebrauch im Allgemeinen ohne große Bedeutung. Wenn es auf die anfängliche Festigkeit ankommt, muss eine genauere Erfassung der Beziehungen vorgenommen werden, wie z. B. in Bild 2.74 angegeben.

Zum Verlauf der Betondruckfestigkeit und des E-Moduls gibt es unterschiedliche Auffassungen. Ein Abweichen am Ende der Hydratation, wie im Bild 2.75 angegeben, ist nicht auszuschließen. Unstrittig dagegen ist die Abhängigkeit der Zugfestigkeit vom Hydratationsgrad (Bild 2.76).

Die Formulierung der hydrationsgradabhängigen Eigenschaften ist an eine experimentell abgesicherte Korrelation gebunden. Trotz einer Vielzahl erfolgreicher Anwendungsbeispiele sind die noch vorhandenen Schwierigkeiten und Unsicherheiten nicht zu verkennen.

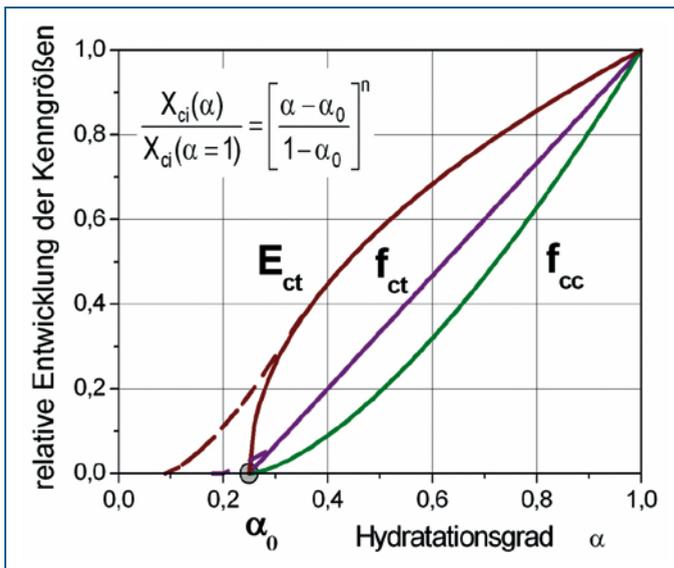


Bild 2.75 Relative Entwicklung der Festigkeitskenngrößen f_{cc} , f_{ct} und E_{ct} in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad nach Gleichung 2.31

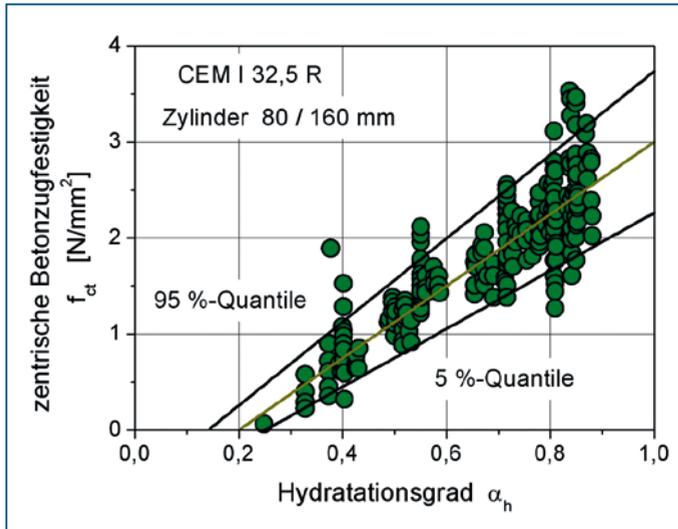


Bild 2.76 Beziehung zwischen dem Hydratationsgrad und der zentrischen Zugfestigkeit. Ermittlung an Zylindern 80/160 mm, sowie zusätzlich aus Kriech- und Relaxationsversuchen, nach [2.45]

2.5 Formänderungen des Betons unter Einwirkung von Spannungen

Wird Beton durch äußere oder im Bauteil entstehende Spannungen beansprucht, treten Formänderungen auf, die bei einer Entlastung nicht vollständig reversibel sind, d. h. neben einem elastischen Anteil sind viskoelastische (verzögert elastische) oder plastische (bleibende) Verformungsbestandteile vorhanden (Bild 2.77).

Auch bei kurzzeitiger Belastung ist der Beton zwar weitestgehend, aber nur näherungsweise elastisch. Bei Entlastung sind bleibende Dehnungen vorhanden, die umso größer sind, je weiter sich die aufgebrachte Spannung der Bruchspannung nähert. Die Ursachen sind Rissbildungen und zunehmende Strukturzerstörung.

Bei länger andauernder Belastung nehmen die bleibenden Dehnungen zeitlich verzögert zu (viskoplastische Formänderungen). Der Vorgang wird als Kriechen bezeichnet und ist auf Umlagerungen der Gefügebestandteile zurückzuführen, die sich der Belastung entziehen wollen (Bild 2.77).

Auf die gleichen physikalischen Zusammenhänge zurückzuführen ist die Relaxation, die die zeitabhängige Abnahme einer Spannung infolge aufgezwungener Verformung darstellt.

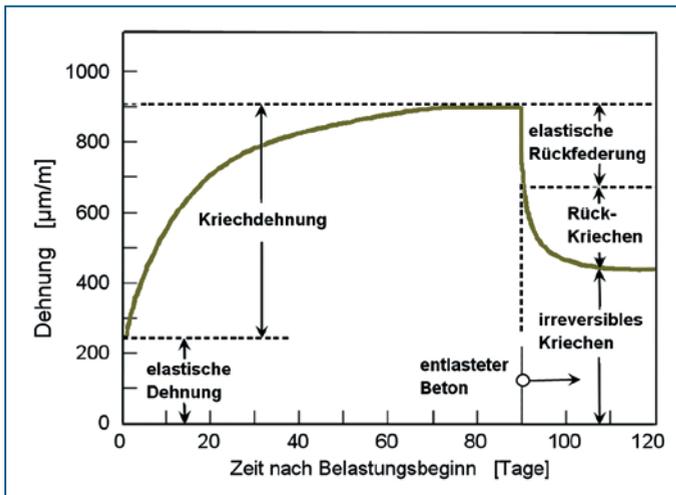


Bild 2.77 Verformungsarten und -anteile bei Be- und Entlastung der Bauteile

2.5.1 Spannungs-Dehnungs-Beziehung und Elastizitätsmodul

Der E-Modul beschreibt die elastische Verformung des Betons bei Belastung und stellt das proportionale Verhältnis zwischen der einwirkenden einachsigen Spannung und der zugehörigen elastischen Formänderung dar:

$$\varepsilon_{c,el} = \frac{\sigma_c}{E_c} \quad (2.32)$$

2.5.1.1 Definition und Bestimmung des Elastizitätsmoduls

Durch eine stetig zunehmende Belastung von Prüfkörpern und Messung der Verformungen ergeben sich charakteristische Spannungs-Dehnungslinien, die sich bei last- und verformungsgesteuertem Versuchsablauf unterscheiden. Bei konstanter Belastungsgeschwindigkeit tritt bei Erreichen der Höchstlast im Scheitelpunkt der Kurve der Bruch ein (Bruchstauchung). Die weitere Stauchung nimmt unkontrolliert zu, der Versuch ist damit beendet (Bild 2.78). Bei verformungsgesteuerter Belastung mit konstanter Dehnungsgeschwindigkeit wird über die Betonfestigkeit hinaus die Belastung weiter, aber ständig abnehmend, gesteigert, so dass auch der abfallende Ast der Spannungs-Dehnungslinie bis zur vollständigen Zerstörung erfasst wird (Bild 2.79).

Nach dem Belastungsbeginn ist zunächst ein nahezu linearer Anstieg vorhanden, in der Verbundzone zwischen Zementstein und Zuschlag vorhandene Mikrorisse und Inhomogenitäten in der Betonstruktur wirken sich noch nicht merklich aus. Ab etwa 30 % Druckfestigkeit vergrößern sich diese Risse und dehnen sich allmählich in die Zementsteinmatrix aus; ab etwa 75 % des maximalen Festigkeitswertes vereinigen sich die Matrixrisse und sind zunehmend makroskopisch sichtbar. Nach Überschreiten des Druckspan-

nungsmaximums findet eine weitere starke Rissbildung statt und es tritt Instabilität des Gefüges ein.

Die Abweichung von der Geraden nimmt mit steigender Belastung zu; die Krümmung der Spannungs-Dehnungs-Linie prägt sich zunehmend aus. Neben der Rissbildung sind dafür auch die viskoelastischen Eigenschaften des Betons verantwortlich.

Bei Zugbeanspruchung ist die Spannungs-Dehnungslinie weniger gekrümmt als bei Druckbelastung (Bild 2.78) und verläuft nur in der Frühphase der Erhärtung ähnlich (Bild 2.80). Bereits nach etwa 24 Stunden Erhärtungszeit liegt ein nahezu linearer Verlauf bis zu hohen Dehnungswerten vor. Die Ursache ist in einem abweichenden Mechanismus

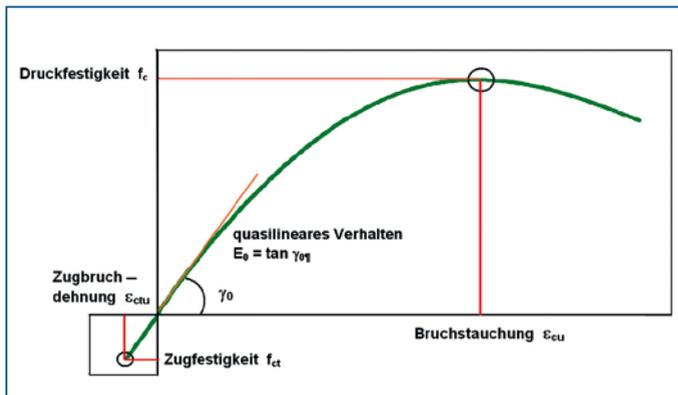


Bild 2.78 Spannungs-Dehnungslinie mit Zug- und Druckbereich bei lastgesteuertem Versuchsablauf

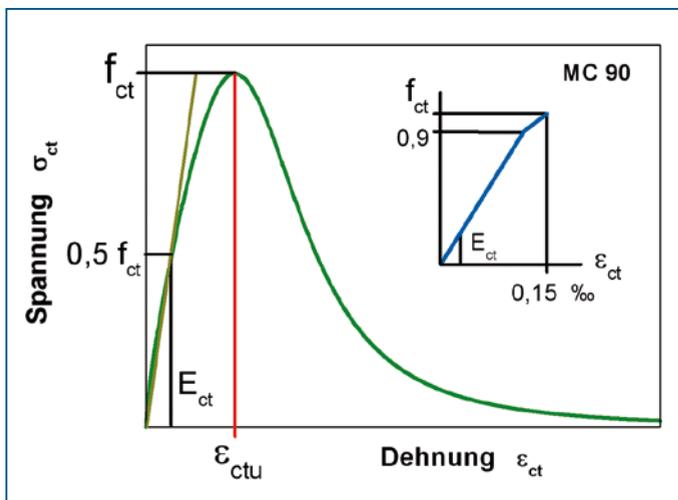


Bild 2.79 Vollständige Spannungs-Dehnungslinie bei Zugbelastung im verformungsgesteuerten Versuch (Sekantenmodul nach DIN 1045-1, Spannungs-Dehnungs-Beziehung nach MC 90)

der Rissbildung und der Ausbreitung der Risse im Betonquerschnitt zu sehen. Obwohl die Angaben aus Versuchen streuen, ist eindeutig, dass die Mikrorissbildung erst bei höherer Spannung zunimmt. Eine lineare Dehnungszunahme bis zu etwa 70–80 % der Zugfestigkeit ist nachgewiesen. Nach MC 90 ist mit deutlicher Inelastizität erst ab einem Spannungsverhältnis von $0,9 f_{ct}$ zu rechnen (Bild 2.79). Ab dann breiten sich senkrecht zur Spannungsrichtung aber sehr schnell Matrixrisse aus, die ausgedehnte Rissbildungen im Querschnitt hervorrufen.

Die E-Moduln bei Zug- und Druckbelastung unterscheiden sich im Bereich der Gebrauchsspannungen praktisch kaum. Sind Spannungs-Dehnungs-Linien unter Druckbelastung experimentell festgestellt worden, so kann der daraus normgemäß abgeleitete E-Modul auch als Zugelastizitätsmodul angesehen werden. Dieser Sachverhalt ist wiederholt bestätigt worden. Auch aus der Sicht der nicht unerheblichen Streuungen des E-Moduls erscheint eine solche Vereinfachung sinnvoll. Nach [2.152] sollte demgegenüber der Zugelastizitätsmodul E_{ct} zu

$$E_{ct}(28) = 1,15 \cdot E_{cc}(28) \quad (2.33)$$

angesetzt werden. Damit würde eine größere Sicherheit gegen Rissbildung erreicht.

Die typische Form der σ - ε -Linie und das Spannungsbild bei Zwangsbeanspruchung (anfänglich geringe Druckspannungen, anschließend Zugspannungen bis zum Bruch) sind die Voraussetzung, dass die übliche und vereinfachte Berechnung der Zwangsspannungen auf der Grundlage der Elastizitätstheorie durchgeführt werden kann.

Bei Zunahme der Belastungsgeschwindigkeit ist der Anstieg der Kurve steiler, die Bruchfestigkeit höher, die Bruchdehnung verringert und der anschließende Abfall der Kurve deutlicher ausgeprägt [2.153], vgl. Bild 2.81). Bei jungem Beton wird dieser Sachverhalt durch die Erhärtungsvorgänge während der Versuchsdurchführung überdeckt. Die Ergebnisse von [2.154] scheinen demgegenüber zu zeigen, dass bei sehr geringer Dehnungsgeschwindigkeit im Zugversuch die Festigkeit und wahrscheinlich auch die Bruchdehnung zunimmt. Die Ursachen sind jedoch der während des Langzeitversuches zunehmende Hydratationsgrad und Kriechvorgänge.

Maßgebend für die Bestimmung des Elastizitätsmoduls ist der lineare Abschnitt der Spannungs-Dehnungslinie, aus dem der Sekanten- oder Tangentenmodul abgeleitet werden. Außerhalb dieses Bereiches kann die Beziehung zwischen Dehnung und Spannung nur durch nichtlineare Modellierung erfasst werden.

Nach DIN 1045-1 stellt der mittlere E-Modul E_{cm} eine Sekante bei $\sigma_c \approx 0,4 f_{cm}$ dar. Dieser Wert würde bei Zugbeanspruchung etwa $\sigma_{ct} \approx 0,5 \dots 0,55 f_{ct}$ entsprechen. Demgegenüber gibt der Tangentenmodul die Neigung der Spannungs-Dehnungs-Linie im Koordinatensprung an.

Da bei der Herstellung Inhomogenitäten auftreten können und die Verformungsbegrenzung in der Nähe der Druckplatten beachtet werden muss, ergeben sich Mindestprobekörperlängen mit einem Verhältnis $h/d = 2$. Als Prüfkörper dienen im allgemeinen Zylinder 15/30 cm.

Die Messwerte werden weiterhin durch die Lagerungsbedingungen, wie Feuchtigkeit und Temperatur, sowie die Belastungsgeschwindigkeit beeinflusst; insofern sind die Prüfbedingungen zu beachten.

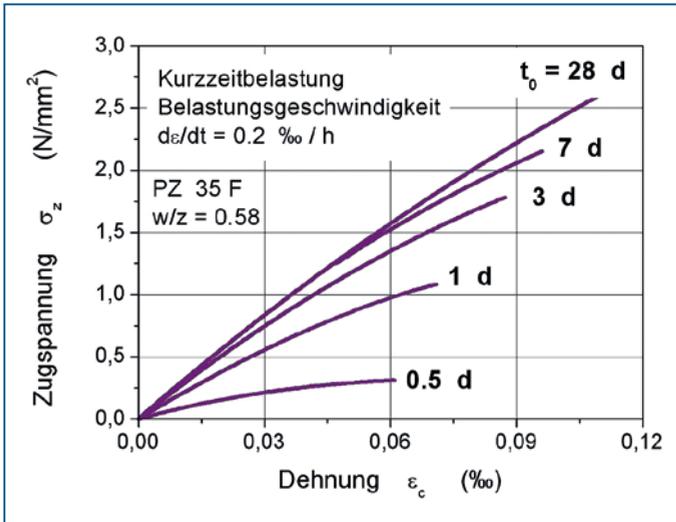


Bild 2.80 Spannungsdehnungslinien aus zentrischen Zugversuchen mit unterschiedlichem Betonalter bei Belastungsbeginn (nach [2.149])

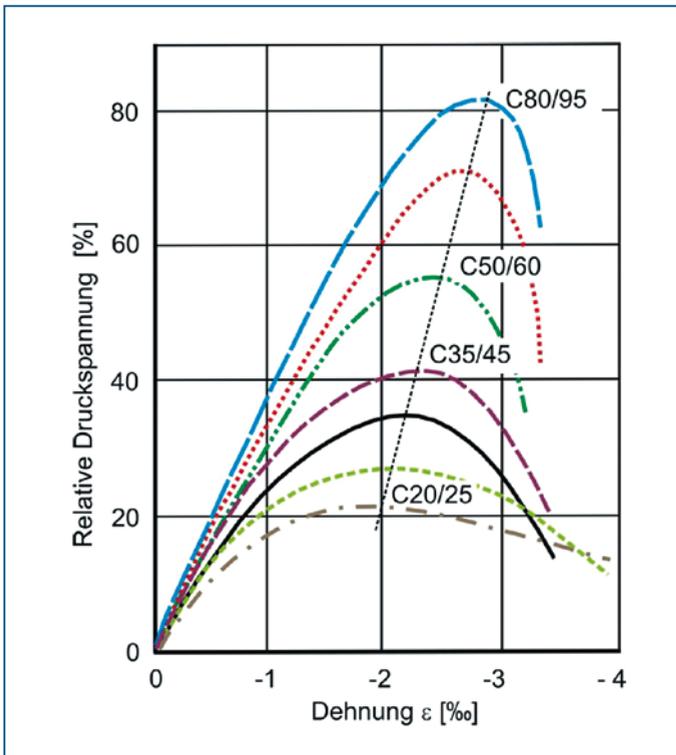


Bild 2.81 Arbeitslinie von Normalbetonen bei Druckbeanspruchung ($\dot{\epsilon} = 2 \text{ ‰/min}$) nach [2.157]

Das elastische Verformungsverhalten kann auch mittels dynamischer Prüfverfahren festgestellt werden und zwar durch Eigenfrequenzmessung bei Resonanzregung, Eigenschwingzeitmessung nach Impulsanregung und Laufzeitmessung eines Ultraschallimpulses. Die erhaltenen Werte für den dynamischen E-Modul können aber mit dem statischen E-Modul nicht verglichen werden, da die Beanspruchungen der Betonstruktur völlig unterschiedlich sind. Die Ergebnisse der dynamischen Prüfverfahren liegen deutlich über dem statischen E-Modul. Die Werte können aber herangezogen werden, wenn eine Tendenz zu beurteilen ist, da die Entwicklung in Abhängigkeit von der Zeit oder der Druckfestigkeit affin verläuft.

2.5.1.2 Einflussfaktoren auf den Elastizitätsmodul

Der statische E-Modul des Betons wird durch das Verformungsverhalten des Zementsteines und der Gesteinskörnung sowie deren Volumenanteile im Beton bestimmt. Die funktionale Verknüpfung ist wiederholt mit verschiedenen Modellvorstellungen untersucht worden, eine Übersicht ist in [2.154] zu finden.

Eine sehr zutreffende Formulierung geht auf Hobbs zurück:

$$E_c = \frac{(E_{GK} - E_{ZS}) \cdot V_{GK} + E_{GK} + E_{ZS}}{(E_{ZS} - E_{GK}) \cdot V_{GK} + E_{GK} + E_{ZS}} \cdot E_{ZS} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (2.34)$$

Der prinzipielle Zusammenhang kann anhand von Bild 2.82 erläutert werden. Unter Verwendung der Gleichungen in [2.154] wurde für den angegebenen Anteil und den E-Modul der Gesteinskörnungen der E-Modul in Abhängigkeit von den Verformungseigenschaften des Zementsteines ermittelt (nach [2.147]). Trotz sehr unterschiedlicher Modellbildungen liegen die Ergebnisse in einem sehr eng begrenzten Bereich.

Bei Zementstein besteht dabei ein Zusammenhang zwischen dem E-Modul und der Kapillarporosität und damit dem Wasserzementwert und Hydratationsgrad. Alle Faktoren, die die Festigkeit der Zementsteinmatrix (und damit des Betons) steigern, haben den gleichen Einfluss auf den E-Modul. Insofern nimmt der E-Modul mit der Herabsetzung des Wasserzementwertes, der Verwendung von Zementen höherer Festigkeitsklasse sowie der Dauer und Intensität der Nachbehandlung zu. Bei Einführung künstlicher Luftporen wird der E-Modul herabgesetzt. Ebenso bei höherer Temperatur während der Erhärtung, wie beispielsweise bei der Warmbehandlung des Betons. Beeinflusst wird der E-Modul des Betons auch durch den Feuchtezustand des Zementsteines. Trockener Zementstein besitzt im Vergleich zum wassergesättigten Zustand um etwa 10–15 % niedrigere Werte.

Der E-Modul des wassergesättigten Zementsteines liegt bei vollständiger Hydratation zwischen 6 kN/mm² (w/z = 0,80) und 29 kN/mm² (w/z = 0,40); für w/z = 0,50 kann 20 kN/mm² angenommen werden. Bei Verwendung eines schnell erhärtenden Zementes und w/z = 0,50 liegt nach 28-tägiger Erhärtung etwa $E_{ZS} = 14 \text{ kN/mm}^2$ vor (Angaben aus [2.147]).

Bei der Gesteinskörnung hängt der E-Modul von der Art der verwendeten Gesteine ab und schwankt in weiten Grenzen (von etwa 10 000 N/mm² bei Gneis und 120 000 N/mm² bei Basalt. Mittelwerte betragen bei Sandstein 30 000 N/mm², Granit 50 000–90 000 N/mm², Kalkstein 50 000–80 000 N/mm²). Bei gleichem Volumenanteil wirkt sich der E-Modul des Größtkorns stärker aus als der des Fein- und Mittelkorns.

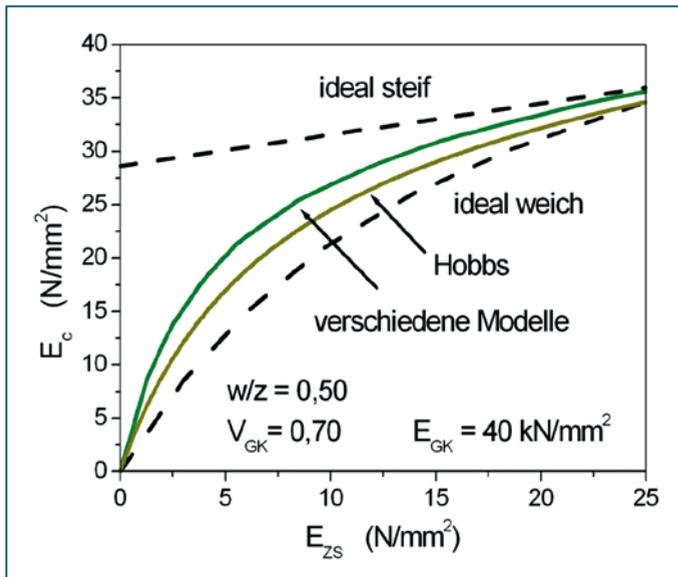


Bild 2.82 Elastizitätsmodul des Betons E_c in Abhängigkeit vom E-Modul des Zementsteines E_{zs} nach verschiedenen Modellen (nach [2.147])

Der Einfluss der Eigenschaften einiger ausgewählter Gesteinskörnungen wird bei den normativen Kennwerten berücksichtigt.

Anhand von Bild 2.80 ist zu erkennen, dass bereits eine relativ geringfügige Matrixfestigkeit zu einem nennenswerten E-Modul des Betons führt. Die Ursache der deutlich schnelleren Entwicklung des E-Moduls des Betons im Vergleich zur Druckfestigkeit ist demzufolge nicht auf eine parallelaufende Herausbildung des E-Moduls des Zementsteines zurückzuführen. Wenn beispielsweise der junge Beton lediglich einen Hydratationsgrad von 35 % und einen E-Modul von etwa 5 N/mm^2 besitzt, beträgt der E-Modul des Betons bereits 18 N/mm^2 . Daraus resultieren selbst bei relativ geringfügigen behinderten Dehnungen bereits hohe Zugspannungen, die zur frühen Rissbildung führen können.

Mithilfe der Gleichung 2.34 können auch die Auswirkungen einer veränderten Zusammensetzung (z. B. Anteil Zementleim) oder der Zugabe von Liapor zur inneren Nachbehandlung und der Einfluss von in der Norm nicht genannten Gesteinskörnungen abgeschätzt werden. Die Veränderung des E-Moduls während der Erhärtung kann über die Betondruckfestigkeit, die mit der des Zementsteins in Korrespondenz verläuft, ebenfalls beurteilt werden.

2.5.1.3 Rechenwerte für den Elastizitätsmodul

In allen Regelwerken sind Kennwerte für den E-Modul in Abhängigkeit von der mittleren Betondruckfestigkeit oder der Festigkeitsklasse des Betons angegeben. In DIN 1045-1 wurde die Beziehung für den Tangentenmodul $E_{c,0m}$ sowie den daraus abgeleiteten und

zur Berechnung der Beanspruchungen maßgebenden Sekantenmodul E_{cm} aufgenommen. Wenn kein genauere Nachweis erforderlich ist, darf der E-Modul wie folgt bestimmt werden:

$$E_{c0m} = 9500 \cdot (f_{cm})^{1/3} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (2.35)$$

$$E_{cm} = (0,8 + 0,2 \cdot f_{cm} / 88) \cdot E_{c0m} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (2.35a)$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \quad [\text{N/mm}^2] \quad (2.35b)$$

Der Verlauf des Sekantenmoduls in Abhängigkeit von der Zylinderdruckfestigkeit f_{cm} entspricht im Prinzip der Darstellung in Bild 2.82, ist in den tatsächlichen Werten aber immer von der Zusammensetzung und den Eigenschaften der Komponenten abhängig.

Die Werte für den E-Modul, die in DIN 1045-1, Tabelle 9, aufgenommen wurden, gelten für Betone mit quarzitischen Gesteinskörnungen im Alter von 28 Tagen. Zur Berücksichtigung des Einflusses anderer Gesteinskörnungen wurde durch die Erläuterungen zur Norm in [2.42] ein Vorfaktor eingeführt:

$$E_{c0m,mod} = \alpha_E \cdot E_{c0m} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (2.36)$$

Beiwerte α_E in Abhängigkeit von der Zuschlagart sind in Tabelle 2.15 enthalten. Untersuchungen an Betonen aus verschiedenen Gesteinsarten sowie den Kornformen Kies und Splitt haben gezeigt, dass mit den Rechenwerten nach DIN 1045-1 der Zusammenhang zwischen der Druckfestigkeit und dem E-Modul in der Regel innerhalb einer Bandbreite von $\pm 10\%$ zutreffend wiedergegeben wird. Praxiserfahrungen zeigen jedoch, dass bei Verwendung einiger Gesteinskörnungen Abweichungen von $\pm 25\%$ möglich sind, so dass bei besonderen Beanspruchungen und herausragender Bedeutung des E-Moduls für die Berechnung der Verformungen Eignungsprüfungen empfohlen werden [2.155]. Beispiele für die Streuung zeigen auch die Versuche von [2.156].

Differenzen zwischen den Labor- und Bauteileigenschaften, wie bei der Zugfestigkeit festgestellt (siehe Abschnitt 2.4.2), sind für den E-Modul durch systematische Untersuchungen nicht bekannt. Eine Minderung ist in den Regelwerken, wie z. B. in [2.141], deshalb nicht vorgesehen.

Für den jungen Beton sind die Beziehungen 2.35 bis 2.36 ebenfalls anwendbar. Wie in [2.147] nachgewiesen wurde, ist der Erhärtungszustand auf die Relation zwischen Betondruckfestigkeit und E-Modul ohne Einfluss. Das bestätigt die obengenannte Aussage zur Beziehung zwischen E_{28} und E_{cm} .

Im **Model Code 90** wird der E-Modul als Tangentenmodul definiert und in einen Zusammenhang mit der mittleren Zylinderdruckfestigkeit f_{cm} im Alter von 28 Tagen gesetzt; die Zuschlagart wird ebenfalls durch den Beiwert α_E berücksichtigt:

$$E_c = \alpha_E \cdot 21,5 \cdot (f_{cm} / 10)^{1/3} \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2 \quad (2.37)$$

Zusammensetzung	MC 90	[2.1], [2.135]	[2.42] in Anlehnung an MC 90
Sandstein	0,7	0,5	0,55–0,85
Ziegelsplitt		0,6	
Mainmaterial		0,7	
Kalkstein	0,9	1,0	0,70–1,10
quarzitische Körnung	1,0	1,0	
Rheinkies		1,0	}
Muschelkalk, Granit		1,15	
Moränekiessand		1,25	
Quarzsplitt, -porphyr			
dichter Kalkstein	1,2	1,4	1,05–1,45
Basalt	1,2	1,5	
Quarzkies			0,80–1,20
Quarz, Quarzite			
Hochofenschlacke		1,75	

Tabelle 2.15 Beiwert α_E zur Bestimmung des Elastizitätsmoduls des Betons (Gleichung 2.36)

Soll der Einfluss bleibender Anfangsverformung Berücksichtigung finden, ist der E-Modul E_c mit dem Faktor 0,85 abzumindern. Die Bestimmung des E-Moduls aus der Druckfestigkeit bleibt auch mit der Beziehung nach MC 90 unsicher und ist mit großer Streubreite verbunden [2.158].

2.5.1.4 Zeitliche Entwicklung des Elastizitätsmoduls

Der E-Modul entwickelt sich während der Erhärtungszeit schneller als die Zug- und Druckfestigkeit des Betons (Bild 2.63) und offenbar unabhängig von den Eigenschaften der Gesteinskörnungen [2.130]. In [2.127] wird dazu angegeben:

$$E_{1d} > 0,65 E_{28d} \quad E_{2d} > 0,80 E_{28d} \quad E_{7d} > 0,90 E_{28d}$$

Charakteristisch ist der schnelle Anstieg in der Anfangsphase der Erhärtung. Bereits zu Beginn des Abkühlungsvorganges sind die wirksame Steifigkeit des jungen und des erhärteten Betons nahezu identisch.

Nach den in der Literatur dokumentierten Untersuchungsergebnissen kann vereinfachend davon ausgegangen werden, dass zwischen dem E-Modul und der Druckfestigkeit eine Beziehung besteht, die unabhängig vom Erhärtungszeitpunkt Gültigkeit besitzt. Daraus resultiert, dass zunächst der E-Modul nach 28 Tagen Erhärtung bestimmt und der zeitliche Verlauf dann aus der Druckfestigkeitsentwicklung, z. B. unter Ansatz der folgenden Gleichung 2.38, abgeleitet wird. Zum Ergebnis führt ebenfalls, wenn die zeitabhängige Druckfestigkeitsentwicklung in die Gleichungen 2.39 bzw. in die Gleichungen der Tabelle 2.16 eingeführt wird.

Im ersten Fall ist nach dem Vorschlag [2.129] zu setzen:

$$E_c(t) = [\beta_{cc}(t)]^{1/3} \cdot E_{cc}(28) \quad [\text{N/mm}^2] \quad (2.38)$$

Der Beiwert $\beta_{cc}(t)$ charakterisiert dabei die relative Entwicklung der Druckfestigkeit und entspricht der Vorgehensweise nach Gleichung 2.24a. Durch den Exponenten wird dem schnelleren Anstieg des E-Moduls Rechnung getragen.

Für den Exponenten $1/3$ wird in [2.133] der Streubereich von 0,33 bis 0,40 mitgeteilt. Die zeitliche Entwicklung des E-Moduls wird nach MC 90 berechnet mit

$$E_{c0m}(t) = [\beta_{cc}(t)]^{0,5} \cdot E_{c0m} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (2.38a)$$

E_{c0m} ist der Tangentenmodul nach 28 Tagen Erhärtung.

Zweitens kann der E-Modul in Abhängigkeit von der Druckfestigkeit während der Erhärtung beschrieben werden durch

$$E_{cm} = \frac{A \cdot (f_{cm})^C}{1 + B \cdot (f_{cm})^C} \quad \text{kN/mm}^2 \quad (2.39)$$

In [2.147] ist nachgewiesen, dass eine befriedigende Übereinstimmung selbst bei sehr geringen Werten für die Druckfestigkeit in der frühen Phase der Erhärtung erreicht werden kann. Einige Beziehungen sind in Tabelle 2.16 angegeben.

Beziehung	Prüfkörper	Quelle
$E_c = \frac{9,93 \cdot f_{cc}^{2,675}}{1 + 1,37 \cdot f_{cc}^{2,204}}$	Zylinder für f_{cc} und E_c	[1.135]
$E_c = \frac{9,0 \cdot f_{cc}^{0,64}}{1 + 0,17 \cdot f_{cc}^{0,64}}$	Zylinder (10 cm) für f_{cc} E_c an Prismen in der Temperatur-Spannungsprüfmaschine (Sekante)	[2.147]
$E_c = \frac{10^5 \cdot f_{cc}}{2,2 \cdot f_{cc} + 35}$	Würfel (15 cm) für f_{cc} Zylinder für E_c	[2.197]

Tabelle 2.16 Beziehungen zwischen der Erhärtungsdruckfestigkeit und dem E-Modul des Betons nach verschiedenen Angaben

Die Verformungsbehinderung während der Erhärtung hat offenbar Einfluss auf die Entwicklung des E-Moduls. Bei vollständiger Behinderung in der Temperatur-Spannungsprüfmaschine wurde nach 5 Tagen ein um 40 % größerer E-Modul festgestellt als bei spannungsfreier Erhärtung [2.156]. Die Erklärung wird in einer größeren Packungsdichte und Gefügeverfestigung gesehen [1.32]. Der Unterschied geht im späteren Alter zurück. Vermutet wird, dass die Differenzen im Bauteil aufgrund der sehr viel kleineren Druckzwangsspannungen geringer sind [2.156].

Die Erhärtungstemperatur hat keine erkennbaren Auswirkungen auf den E-Modul und die zeitliche Entwicklung, wenn von der wirksamen Erhärtungszeit ausgegangen wird. In [2.156] ist der experimentelle Nachweis für unterschiedliche Zusammensetzung und für den Temperaturbereich 10 bis 30 °C nachgewiesen.

2.5.2 Querdehnung

Die Verformung senkrecht zu den Spannungen und Dehnungen in Krafrichtung, die als Querdehnung bezeichnet wird, ist von den Eigenschaften des Zementsteines (Zusammensetzung, Erhärtungszustand, Feuchte) und des Zuschlages sowie deren Anteilen im Beton abhängig. Während die Werte für Zementstein ($w/z = 0,60-0,30$) zwischen 0,24 und 0,28 liegen, werden Querdehnzahlen für Gesteine mit 0,10 bis 0,30 angegeben.

Eine Möglichkeit zur Berechnung der Querdehnungszahl ist bei [2.159] zu finden. Für Beton unterschiedlicher Zusammensetzung liegt die Querdehnzahl zwischen $\mu_c = 0,10$ bis 0,35. Bei Steigerung der Belastung nimmt die Querdehnung zunächst synchron zur Längsdehnung zu, nach Erreichen der kritischen Spannung tritt eine drastische Vergrößerung ein, die mit den Gefügelockerungen und der Volumenzunahme in Verbindung gebracht werden können.

Nach den Regelwerken kann $\mu_c = 0,20$ angenommen werden oder muss mit diesem Wert berücksichtigt werden, wenn der Einfluss der Querdehnung wesentlich ist und berücksichtigt werden muss (DIN 1045-1); dieser Annahme entspricht auch EC 2. Ansonsten darf zur Vereinfachung $\mu_b = 0$ gesetzt werden; nach EC 2 auch dann, wenn Rissbildung im Beton unter Zugbeanspruchung zulässig ist.

2.5.3 Zugbruchdehnung des Betons

Die Zugbruchdehnung repräsentiert das Dehnvermögen des Betons bei Höchstlast im Kurzzeitversuch und ist demnach in der Spannungs-Dehnungslinie der Zugfestigkeit des Betons zugeordnet. Die Kenngröße charakterisiert gleichzeitig das maximale Verformungsvermögen des Betons, ohne dass bereits durchgehende und zusammenhängende Rissbildungen vorhanden sind. Für erhärtete Betone wird als Orientierung eine Bruchdehnung der Bereiche von 0,10 bis 0,15 mm/m (teilweise bis 0,20 mm/m) angegeben.

Die Zugbruchdehnung wird hauptsächlich durch die Faktoren beeinflusst, die auch die Zugfestigkeit und den E-Modul bestimmen, darüber hinaus bestehen aber einige Besonderheiten. Die Dehnfähigkeit hängt wesentlich ab von der Art und damit dem E-Modul sowie von der Form und Größe der Gesteinskörnung, die die Festigkeit der Übergangszone zum Zementstein bestimmen. Wenn beispielsweise gebrochenes Gestein anstelle von rundem, quarzitischem Kies verwendet wird, können die Dehnwerte um bis zu 60 % angehoben werden. Mit steigendem Anteil an Gesteinskörnungen wird die Bruchdehnung behindert und damit verringert, desgleichen bei höherem Wassermengeanteil. Hüttensand und Flugasche wirken sich vermindern nur bei größeren Mengen (ab 30 % bzw. ab 50 %), und dann nur relativ geringfügig aus, Luftporen sind ohne Auswirkungen. Von beträchtlicher Auswirkung ist die Belastungsgeschwindigkeit. Nach dem Hinweis in [2.160] sind die Streuungen der Versuchsergebnisse größer als bei der Prüfung der Zugfestigkeit.

Die Zugbruchdehnung nimmt mit Beginn der Erstarrung und Verfestigung zunächst kontinuierlich und relativ schnell ab und erreicht ein Minimum (40 bis 70 $\mu\text{m}/\text{m}$), das zeitlich mit dem Wendepunkt in der Entwicklungskurve der Zugfestigkeit übereinstimmt (Erhärtung von 8 bis 12 Stunden), Bild 2.83. Kennzeichnend ist dabei ein ungünstiges Verhältnis zwischen dem sich rasch und überproportional entwickelnden E-Modul und

der noch niedrigen Zugfestigkeit, das auch als »Sprödigkeit« bezeichnet wird. In dieser Erhärtungsperiode führen bereits sehr geringe Dehnungen zu Rissen im Bauteil. Danach steigt die Zugbruchdehnung mit der weiteren Erhärtung kontinuierlich an und erreicht Werte um 100 bis etwa 140 $\mu\text{m}/\text{m}$ (Bild 2.83). Zwangsbeanspruchungen werden in diesem Bereich der Kurve wirksam.

Die rissefrei aufnehmbare Dehnung kann größer sein, wenn die erzwungenen Verformungen sehr langsam entstehen [2.21]. Dabei ist sicher die weiter voranschreitende Hydratation und Verfestigung sowie die Relaxation von Bedeutung. Die Zugbruchdehnung kann außerdem ansteigen, wenn eine Vorbelastung vorlag [2.161].

Wenn die aus Versuchen stammenden Angaben zusammengefasst werden, ergibt sich die bandartige Entwicklung der Bruchdehnung in Abhängigkeit von der Erhärtungszeit nach Bild 2.83.

Da die Zugbruchdehnung auch als ein Versagenskriterium angesehen wird, interessiert die Kopplung an andere Festigkeitsgrößen. Eine Korrelation zum Hydratationsgrad und zur Druckfestigkeit wurde nicht festgestellt (z. B. [2.149]). Bei 90 % der Bruchbelastung kann ein nahezu konstanter Wert von $\varepsilon_{\text{ctu}} \approx 0,10 \cdot 10^{-3} \text{ m}/\text{m}$ abgeleitet werden. Eine Beziehung zwischen Zugelastizitätsmodul und Zugbruchdehnung wurde nicht gefunden.

Nach [2.149] und [2.162] besteht eine lineare Korrelation zwischen Bruchdehnung und Zugfestigkeit, die aber von der Zusammensetzung und dem Größtkorndurchmesser abhängt und demzufolge individuell gefasst werden müsste. Für eine allgemeingültige Formulierung sind die nicht unerheblichen Streuungen zu beachten (Bild 2.84).

Die umfangreichen Auswertungen [2.163] und die Versuche [2.164] ergeben dagegen eine deutliche Korrelation zwischen dem Verhältnis $f_{\text{ctm}} / E_{\text{cm}}$ und der experimentell ermittelten Bruchdehnung (Bild 2.85); für die Ausgleichsgerade wird angegeben:

$$\varepsilon_{\text{ctu}} = 1,01 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{f_{\text{ctm}}}{E_{\text{ctm}}} + 8,4 \cdot 10^{-3} \quad (\text{‰}) \quad (2.40)$$

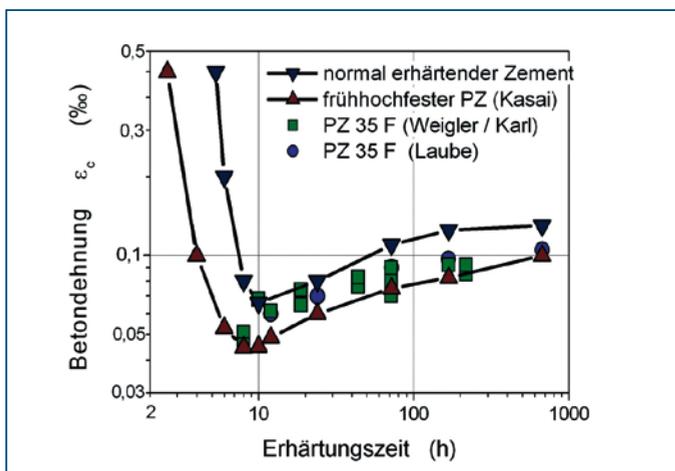


Bild 2.83 Entwicklung der Betonzugbruchdehnung in Abhängigkeit von der Erhärtungszeit (vgl. dazu [2.165])

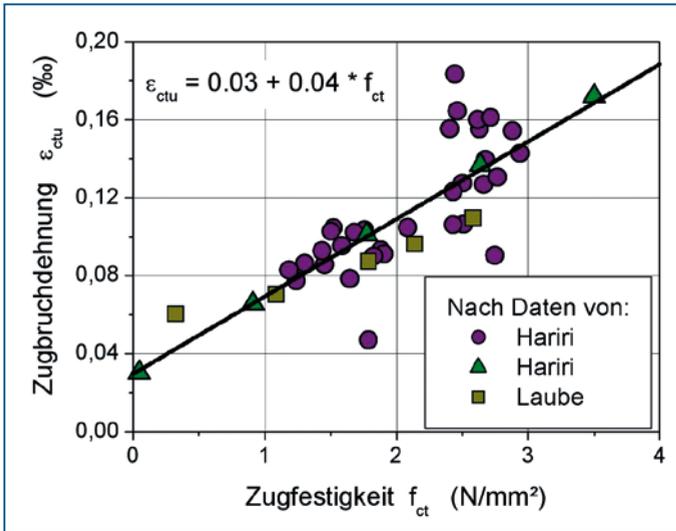


Bild 2.84 Zugbruchdehnung in Abhängigkeit von der Zugfestigkeit nach Untersuchungen von [2.162] und [2.149]

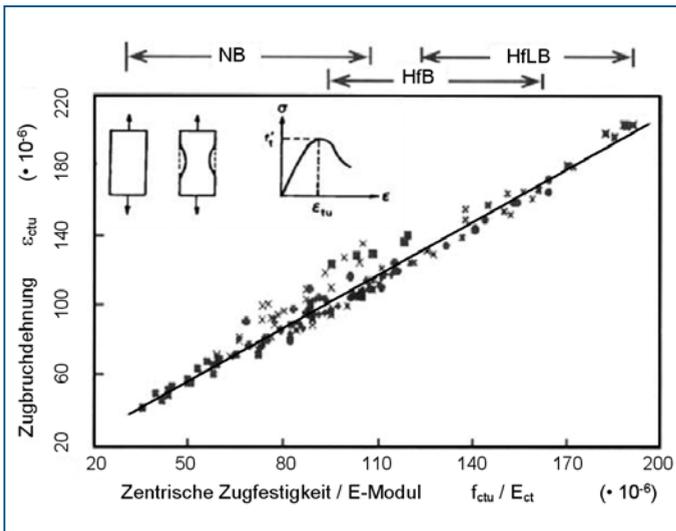


Bild 2.85 Beziehung zwischen der Zugbruchdehnung und dem Verhältnis Zugfestigkeit / E-Modul nach [2.163]

Die Beziehung ist praktisch unabhängig von der Zusammensetzung und vom Alter des Betons. Vereinfacht kann auch geschrieben werden:

$$\epsilon_{ctu} = 1,1 \cdot \frac{f_{ctm}}{E_{cm}} \cdot 10^3 \quad [\%] \tag{2.40a}$$

Deutlich ist, wie mit zunehmender Betonfestigkeit (NB – Normalbeton, HfB – Hochfester Beton) sowie mit Verringerung des E-Moduls der Gesteinskörnungen (HfLB – Hochfester Leichtbeton) die Verformungsfähigkeit des Betons bis zum Bruchzustand ansteigt.

Wenn in Gleichung 2.40 die Werte für die Kenngrößen aus DIN 1045-1, Tabelle 9, eingesetzt werden, ergibt sich der in Bild 2.86 dargestellte Zusammenhang. Die normgemäßen Angaben begrenzen den Anstieg der Zugbruchdehnung ab der Festigkeitsklasse C 50/60 auf etwa 0,125%, wenn die Beziehung 2.40 zugrundegelegt wird. Bei Berücksichtigung anderer Gesteinsarten über den Faktor α_E (Gleichung 2.36, Tabelle 2.15) verändern sich die Werte, nicht aber der Verlauf.

In Auswertung der Versuche [2.147] kann zur Abschätzung der Rissgefahr ein Mittelwert für die Zugbruchdehnung zum Zeitpunkt kritischer Zwangsspannungen in Höhe von

$$\varepsilon_{ct,u} \approx 100 \cdot 10^{-6} = 0,10\%$$

angesetzt werden.

Die vorgenannten Angaben beziehen sich auf eine Kurzzeitbelastung des Betons. Wird die Zwangsbeanspruchung längere Zeit aufrechterhalten oder steigt diese über einen längeren Zeitraum langsam an, sind z. T. erheblich höhere Werte für das Verformungsvermögen festzustellen [2.165]. In Bezug auf das Rissverhalten werden dabei gegensätzliche Effekte wirksam, indem das Kriechen während der Erhärtung eine vergrößerte Bruchdehnung herbeiführt, die Dauerlast jedoch eine Verminderung der Zugfestigkeit verursacht. Im Ergebnis der Bilanzierung dieser Effekte wird in [2.44] vorgeschlagen, die zulässige Zugbruchdehnung um etwa 25 % anzuheben. Weitere, ergänzende Angaben sind in [2.165] enthalten.

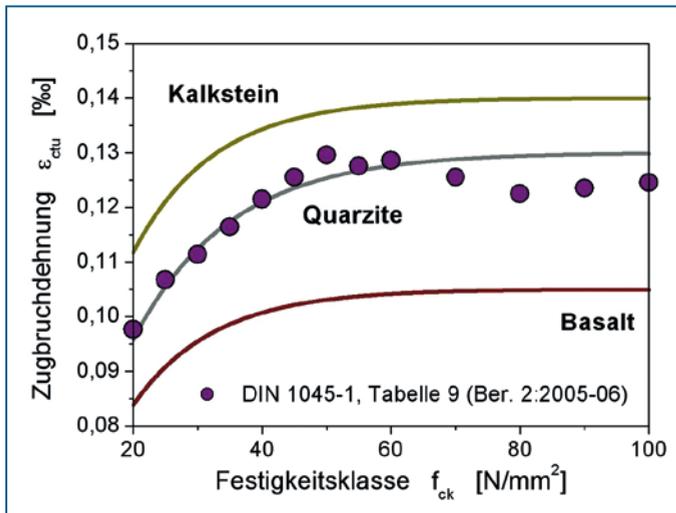


Bild 2.86 Zugbruchdehnung $\varepsilon_{ct,u}$ in Abhängigkeit von der Festigkeitsklasse des Betons und bei Verwendung verschiedener Gesteinsarten (nach Gleichung 6.40 bei Verwendung der Kennwerte für die Zugfestigkeit und den E-Modul aus DIN 1045-1, Tabelle 9) (aus [2.165])

2.5.4 Kriechen und Relaxation

Wird zum Zeitpunkt t_0 auf den Beton eine Spannung $\sigma_c(t_0)$ aufgebracht und über einen Zeitraum $(t-t_0)$ hinweg aufrechterhalten, treten nicht nur die sofort wirksamen elastischen Verformungen $\varepsilon_{ci}(t_0)$, sondern aufgrund des stofflichen viskoelastischen Verhaltens ständig zunehmende zeitabhängige Formänderungen $\varepsilon_{cc}(t, t_0)$ in Richtung der Lastwirkung auf. Als Folge verkürzt oder verlängert sich das Bauteil. Dieser Vorgang wird als Kriechen bezeichnet.

Ist in ein verformungsbehindertes Bauteil eine Dehnung $\varepsilon_{ci}(t_0)$ eingetragen worden, wird die dadurch hervorgerufene Spannung $\sigma_c(t_0)$ durch Kriechvorgänge in einem zeitlichen Verlauf vermindert. Für diesen Vorgang steht der Begriff Relaxation.

Kriechen und Relaxation sind zeitabhängige Phänomene, die durch Veränderungen in der Mikrostruktur des Zementsteins hervorgerufen und im Wesentlichen durch die Umlagerung von Wasser im Zementstein verursacht werden, aber auch Gleitvorgänge zwischen den Gelpartikeln und Mikrorissbildung werden – insbesondere bei Zugbeanspruchung – als eine Ursache für das viskoelastische Verhalten des Betons angesehen (Abschnitt 1.6.1). Aufgrund der übereinstimmenden physikalischen Mechanismen im Zementstein und dem stofflich bedingten Zusammenhang zwischen beiden Eigenschaften, werden die Ergebnisse von Kriechversuchen auch herangezogen, um das Verhalten des jungen Betons bei Beanspruchung und den Spannungsabbau besser beschreiben zu können. Kriechen und Relaxation können aber noch nicht hinreichend als Bestandteile eines komplexen Stoffgesetzes für Beton formuliert werden.

2.5.4.1 Definition des Kriechens und der Relaxation

Wird von der bei konstanter Dauerlast auftretenden Gesamtverformung die im Kurzzeitversuch festgestellte elastischen Formänderung ε_{ci} abgezogen, stellt der verbleibende Verformungsanteil ε_{cc} die Kriechverformung dar. Der Kriechbeiwert φ gibt an, welche Kriechdehnung ε_{cc} im Verhältnis zur elastischen Dehnung $\varepsilon_{ci} = \sigma_0/E_{c0}$ bis zum Beobachtungszeitpunkt t entstanden ist (Bild 2.87).

$$\varphi = \frac{\varepsilon_{cc}(t, t_0)}{\varepsilon_{ci,28}} \quad (2.41 \text{ a})$$

$$\varepsilon_{cc} = \frac{\sigma_0(t_0)}{E_{c0}} \cdot \varphi \quad (2.41 \text{ b})$$

Die Gesamtdehnung ε_c ergibt sich damit zu

$$\varepsilon_c = \frac{\sigma_0(t_0)}{E_{c0}(t_0)} \cdot (1 + \varphi) \quad (2.42)$$

Für den elastischen Anteil ε_{ei} sind die Spannungen und der E-Modul zu Belastungsbeginn t_0 zugrunde zu legen. Die Spannung σ_0 in einem Probekörper konstanter Länge, die durch eine aufgezwungene Verformung aufgebaut worden ist, wird durch Relaxation zeitabhängig um den Betrag σ_v abgebaut, der mit der Relaxationszahl ψ bestimmt werden kann:

$$\sigma_c(t) = \sigma_0(t_0) \cdot \psi(t) \quad (2.43)$$

Die verbleibende Restspannung $\sigma(t)$ zum Berechnungszeitpunkt t beträgt dann

$$\sigma_c(t) = \sigma_0(t_0) \cdot [1 - \psi(t)] \quad (2.44)$$

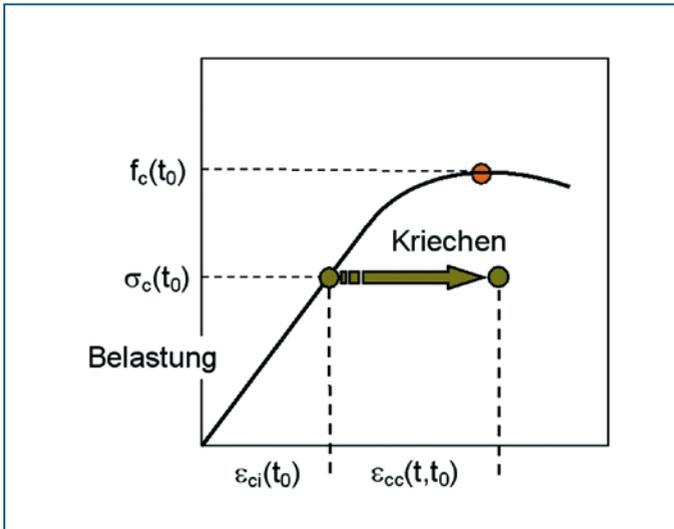


Bild 2.87 Verformungsverhalten von erhärtendem Beton bei Dauerbeanspruchung und dadurch hervorgerufenem Kriechen

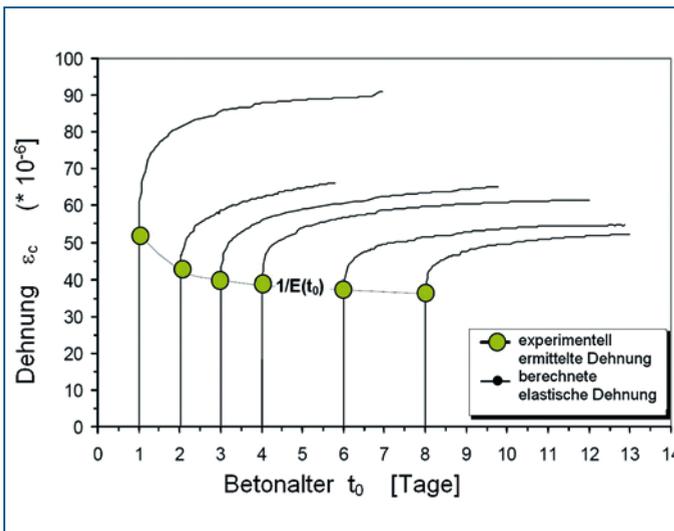


Bild 2.88 Beispiel für die elastische und Kriechverformung im Zugversuch bei unterschiedlichem Belastungsalter t_0 [2.170]

2.5.4.2 Auswirkungen von Kriechen und Relaxation

Die durch das Kriechen hervorgerufenen Verformungen wirken sich auf das Tragverhalten unterschiedlich aus. Beispielsweise kann die Verkürzung vorgespannter Bauteile zur Verringerung der Vorspannkkräfte führen und muss deshalb bei der statischen Berechnung

berücksichtigt werden. Infolge beschleunigter Baudurchführung zu frühzeitig belastete biegebeanspruchte Stahlbetondecken zeigen eine größere Durchbiegung. In Verbundquerschnitten aus Stahlbetonfertigteilen und Ortbeton finden kriechbedingte Spannungsumlagerungen statt. Das Kriechen trägt aber auch zum Abbau von Spannungsspitzen und zur Verringerung von zwangsbedingten Spannungen und der Rissgefahr in Konstruktionen bei.

Wie sich dieses Verhalten des Betons auf die zum jeweiligen Zeitpunkt vorhandene Spannungssituation und den weiteren Spannungsverlauf auswirkt, kann nur in Verbindung mit der Temperatur- und Spannungsgeschichte beantwortet werden. Bei Schwindvorgängen wirken Kriechen und Relaxation immer entlastend, bei den infolge Hydratation entstehenden Zwangsspannungen hat ein anfänglicher intensiver Spannungsabbau in der anschließenden Abkühlung ein besonders hohes Spannungsniveau zur Folge. Insofern ist die pauschale Aussage, dass Kriechen und Relaxation den Abbau von Eigen- und Zwangsspannungen bewirken, nicht zutreffend.

2.5.4.3 Einwirkungen auf den Verlauf und die Größe der viskoelastischen Verformungen

Beeinflusst wird die Größe der Kriechverformung bzw. der Spannungsrelaxation von den Belastungsbedingungen (Belastungsalter, Belastungsdauer und Beanspruchungsgrad), den meteorologischen Einflüssen (Umgebungsfeuchte, Temperatur), der Bauteiltemperatur und den Bauteilabmessungen, wobei sich die Einflüsse stärker auf das Zug- als auf das Druckkriechen auswirken [2.166]. Die Kriechverformungen, die nach einem bestimmten Beobachtungszeitraum festgestellt werden können, nehmen zu mit

- der Belastung zu früheren Zeitpunkten t_0 (Bild 2.88)
- höherem Belastungsverhältnis σ_0/f_{cm}
- größerem Zementleimgehalt und höherem w/z-Wert
- langsamerer Erhärtung und niedrigerem E-Modul
- höherer Betonfeuchte und geringerer Luftfeuchte, d. h. größerer Differenz zwischen Beton- und Luftfeuchte
- Verringerung der Querschnittsabmessungen und feingliedrigere Bauteile
- höherer Temperatur (bei 40 °C beträgt die Kriechverformung etwa das 2-fache des Wertes als bei 20 °C).

Da die Kriechverformungen im Zementstein stattfinden, ist die Abhängigkeit von der Zusammensetzung des Betons (Zementart und -menge, Wasserzementwert), der Porosität sowie dem Übergang zwischen Zementstein und Gesteinskörnung nachweisbar. Langsam erhärtende Zemente, wie z. B. Hochofenzemente, führen zu größeren Kriechmaßen [2.168]. Bei gleichem w/z-Wert kriechen damit zementreichere Betone stärker; bei übereinstimmendem Zementgehalt nehmen die Kriechverformungen mit dem w/z-Wert deutlich zu. Bei einer Veränderung des w/z-Wertes von 0,45 auf 0,55 steigt der Kriechbeiwert auf das etwa 1 $\frac{1}{2}$ -fache. Ein größerer Kapillarporenraum bewirkt demnach eine Zunahme der Kriechverformungen.

Der Kornaufbau der Zuschläge beeinflusst das Kriechen über den Zementleimgehalt; d. h. ein guter Kornaufbau verringert die Verformungswerte. Die Eigenschaften (E-Modul) und die Menge der Gesteinskörnung im Beton sind ebenfalls von Bedeutung, weil dadurch die Verformungen behindert werden (Pickett-Effekt, Abschnitt 2.2.3).

Der Wassergehalt zu Beginn und der Wasserverlust während der Belastung beeinflussen das lastunabhängige Schwinden und das Kriechen des Betons gleichermaßen. Die Austrocknung führt zur Überlagerung von Trocknungsschwinden und -kriechen, wie beispielsweise bei Stützen unter Druckbelastung. Hier würden sich die beiden Formänderungen addieren und eine größere Verkürzung ergeben. Darüber hinaus ist auch eine wechselseitige Beeinflussung und Verstärkung der Wirkungen auf die Höhe der Kriechverformungen festgestellt worden.

Bei experimentellen Untersuchungen wird der Schwindeinfluss auf die Gesamtverformungen vermieden. Dazu werden an unbelasteten Prüfkörpern ab Belastungsbeginn Schwindmaße ermittelt und die gemessene Gesamtverformung der kriechenden Proben um diesen Betrag vermindert. Im Bereich der Gebrauchsspannungen bis zu einem Belastungsverhältnis von etwa $\sigma_v/f_{cm} = 0.40$ liegt spannungsproportionales Kriechen mit vernachlässigbaren Abweichungen vor. Oberhalb dieses Wertes steigen die Kriechverformungen zunächst langsam und ab $\sigma_v/f_{cm} = 0.5$ immer stärker überproportional an. Ab etwa $\sigma_v/f_{cm} = 0.8$ wird das 2- bis 2,5-fache der Verformungswerte gegenüber denen bei Gebrauchsspannungen erreicht. Werden Belastungen auf den kriechenden Beton übertragen, die zu einer überkritischen Spannung führen, nimmt die Kriechrate nicht wie üblich asymptotisch ab, sondern die Verformungen steigen weiter an und können den Kriechbruch verursachen.

Mit zunehmender Gel-(Hydrat-)Konzentration und damit höheren Festigkeiten nimmt auch die Abhängigkeit des Kriechens von den Lagerungsbedingungen und damit auch von den Bauteilabmessungen ab, das Endkriechmaß wird schneller als bei Normalbeton erreicht [2.167]. Höherfeste und dichte Betone haben nicht nur geringere spezifische Kriechwerte, sondern auch verminderte Relaxation.

Bei Beanspruchungen im jungen Betonalter ist das viskoelastische Verhalten besonders ausgeprägt.

Eine Schlussfolgerung aus verschiedenen Versuchen mit Betonen unterschiedlicher Festigkeitsklasse ist, dass das Kriech- und Relaxationsverhalten festigkeitsbezogen betrachtet werden kann. Unter der Voraussetzung gleicher Ausgangsstoffe beträgt z. B. die Endkriechzahl eines C55/67 nur etwa 75 % im Vergleich zu einem C 35/45 [2.169]. Die Betondruckfestigkeit wurde deshalb in DIN 1045-1 als ein maßgebender Bezugswert zur Abschätzung der Größe des Kriechens herangezogen. Bei der Formulierung eines Kriech- und Relaxationsansatzes wird später auf diesen Sachverhalt zurückgegriffen. Vorteilhaft dabei ist, dass über die Kenngröße Betondruckfestigkeit zahlreiche betontechnologische Parameter einbezogen werden können.

Höhere Temperaturen beschleunigen das Kriechen; die Verformungen betragen bei 80 °C etwa das 2–3-fache als bei 20 °C. Bei unversiegelten Proben bewirkt die schnellere Feuchtigkeitsabgabe zunächst eine entsprechende Zunahme der Kriechverformung. Mit dem Austrocknen geht das Kriechen jedoch zurück. Bei massigen Bauteilen, die einen höheren Wassergehalt besitzen und aufgrund der Abmessungen als versiegelt anzusehen sind, treten entsprechend größere Kriechmaße auf.

Liegen die Temperaturen deutlich über 100°C wird das Kriechen weiter intensiviert und das Kriechmaß gegenüber dem vorgenanntem Wert verdoppelt. Wird Beton unter Last erwärmt, werden die Temperaturdehnungen zusätzlich spannungswirksam und rufen so genannte Übergangsverformungen hervor, die aus dem elastischen Anteil und dem Übergangskriechen bestehen. Dabei ist die temperaturbedingte Änderung des E-Moduls am Dehnmaß beteiligt. Das Übergangskriechen tritt nur bei der erstmaligen Temperaturerhöhung auf und ist nicht reversibel [2.21].

2.5.4.4 Anteile und Verlauf des Kriechens

Die Zusammensetzung des Betons, d. h. Zementart und -menge, Zusatzstoffe sowie W/Z-Wert, das Zementsteinvolumen, der Belastungszeitpunkt t_0 mit dem dabei vorhandenen Erhärtungsgrad und das Belastungsverhältnis σ_0/f_{cm} bestimmen das so genannte Grundkriechen mit Verformungen im hygrischen Gleichgewicht.

Das Trocknungskriechen dagegen ist abhängig von den Faktoren, die die Austrocknung des Betongefüges bewirken, d. h. der Feuchte während der Lagerung, den Querschnittsabmessungen und der Temperatur.

Die infolge einer konstanten Spannung des Betons ab dem Zeitpunkt t_0 entstehende Gesamtdehnung $\epsilon_c(t)$ zum Zeitpunkt t setzt sich zusammen aus elastischer, sofort auftretender Dehnung $\epsilon_{el}(t_0)$ und der zeitlich verzögert auftretenden Kriechdehnung $\epsilon_{cc}(t, t_0)$ zum Zeitpunkt $t > t_0$ (Bild 2.77).

Über die Belastungsdauer $(t-t_0)$ hinweg zeigt die Kriechverformung einen asymptotischen Verlauf und strebt praktisch einem Endwert $\varphi = \varphi(\infty)$ zu, der in den Vorschriften angegeben und für Berechnungen zu verwenden ist. Inwieweit das Kriechen tatsächlich zum Stillstand kommt, ist nicht endgültig geklärt. Einige theoretische Annahmen gehen davon aus, dass zwar die Kriechrate d_ϵ/d_t im Laufe der Zeit ständig abnimmt, der Prozess aber nicht beendet wird.

Bei einer mittleren Bauteildicke ist nach 28 Tagen Belastung erst etwa $1/3$ des Endschwindmaßes erreicht; nach 1000 Tagen Belastung ist zwar das Kriechen weitgehend abgeklungen, aber etwa 10 % der Verformungen sind noch zu erwarten.

Wird der Beton wieder entlastet, geht die Verformung sofort um den elastischen Anteil ϵ_{el} zurück. Ein weiterer Rückgang findet sehr stark verlangsamt über einen Zeitraum von mehreren Monaten statt, der als verzögert elastische Verformung oder auch als das so genannte Rückkriechen bezeichnet wird. Die bleibende Formänderung ist die Fließverformung des Betons.

2.5.4.5 Vorhersage der Kriechverformung erhärtenden Betons bei konstanter Belastung

Aufgrund der komplizierten Zusammenhänge bestehen erhebliche Probleme bei der mathematischen Beschreibung der zeitabhängigen Entwicklung der kriechbedingten Formänderungen in Abhängigkeit von der Zusammensetzung und den Umgebungsbedingungen. Es ist derzeit nicht möglich, alle Faktoren und deren Überlagerung zu berücksichtigen. Dem stehen nicht nur die Forderungen nach praktikabler Anwendungsmöglichkeit von Kriechbeiwerten entgegen, sondern auch fehlende experimentelle Ergeb-

nisse über Kriechverformungen von Betonen mit unterschiedlichen Zusammensetzungen, Erhärtungs- und Belastungsbedingungen.

Die Vorhersage des Kriechens des Betons basiert hauptsächlich auf empirischen Funktionen, die zum Teil auch in die Regelwerke aufgenommen worden sind. Bei numerischen Berechnungen wird das Kriechen auch über rheologische Modelle einbezogen. Die verschiedenen Ansätze in der Literatur zur Berechnung der zu erwartenden Verformungen haben jeweils Vor- und Nachteile und geben nicht alle mit dem Kriechen verbundenen Vorgänge wirklichkeitstreu wieder.

Die Parameter müssen in beiden Fällen anhand von Versuchsergebnissen bestimmt werden.

Für die Kalibrierung der Formelparameter für jungen Beton besteht die Schwierigkeit, dass experimentelle Ergebnisse nur sehr begrenzt und vor allem für Druckbeanspruchung vorhanden sind. Die Problematik einer zutreffenden Vorhersage der Kriechentwicklung in erhärtenden Betonbauteilen ist deshalb nicht zu übersehen. Experimentelle Ergebnisse sind beispielsweise für Zementstein in [2.171] und für Beton in [2.172], [2.149], [2.45] sowie in letzter Zeit durch [2.170] dokumentiert.

Den Kriechzahlen liegt normgemäß ein Produktansatz zugrunde, der sich eng an den Anhang 1 des EC 2 (DIN V ENV 1992-1-1) anlehnt (Darstellung in [2.42]). Um die hochfesten Betone mit einzuschließen, wurde eine Erweiterung des Gültigkeitsbereiches vorgenommen. Die Kriechzahl $\varphi(t, t_0)$ für die Kriechdauer $(t - t_0)$ wird ermittelt nach:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) \quad (2.45)$$

Dabei stellt φ_0 die Grundzahl des Kriechens dar und $\beta_c(t, t_0)$ gibt die zeitliche Entwicklung der Kriechverformung an. Die einzelnen Faktoren werden wie folgt berechnet:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \quad (2.45a)$$

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH / 100}{\sqrt[3]{0,1 \cdot h_0 / h_1}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \quad (2.45b)$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} \quad (2.45c)$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + (t_{0,eff} / t_1)^{0,2}} \quad (2.45d)$$

$$t_{0,eff} = t_0 \cdot \left[\frac{9}{2 + (t_0 / t_1)^{1,2}} + 1 \right]^\alpha \geq 0,5 \text{ Tage} \quad (2.45e)$$

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0) / t_1}{\beta_H + (t - t_0) / t_1} \right]^{0,3} \quad (2.45f)$$

$$\beta_H = 150 \cdot \left[1 + (1,2 \cdot RH / 100)^8 \right] \cdot \frac{h_0}{h_1} + 250 \cdot \alpha_3 \leq 1500 \cdot \alpha_3 \quad (2.45g)$$

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7} \quad (2.45h)$$

$$\alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} \quad (2.45i)$$

$$\alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5} \quad (2.45j)$$

t_0 = tatsächliches Betonalter bei Belastungsbeginn [Tage] t_1 = Bezugsgröße [1 Tag]
 $t_{0,eff}$ = wirksames Betonalter bei Belastungsbeginn [Tage]
 RH = relative Luftfeuchte der Umgebung [%]
 h_0 = wirksame Bauteildicke = $2 A_c / u$ h_1 = Bezugsgröße [100 mm]
 A_c = Querschnittsfläche [mm²] u = Umfang, welcher Trocknung ausgesetzt ist [mm]
 f_{cm} = mittlere Zylinderdruckfestigkeit des Betons = $f_{ck} + 8$ [N/mm²]
 α = Beiwert zur Berücksichtigung der Festigkeitsentwicklung (siehe Tabelle 2.1)

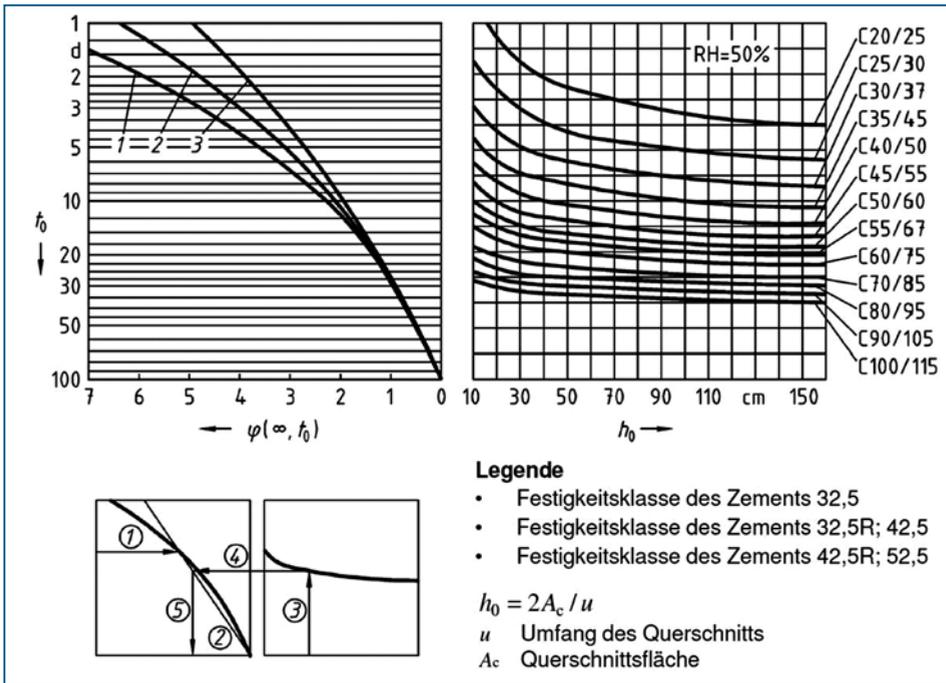


Bild 2.89 Endkriechzahl $\varphi(\infty, t_0)$ für Beton in feuchten Umgebungsbedingungen (Innenräume, relative Luftfeuchte 50 %), aus [2.42]

Wenn bei der Bemessung im Stahl- und Spannbetonbau für den Gebrauchszustand die Auswirkungen des Kriechens nur zum Zeitpunkt $t = \infty$ zu berücksichtigen sind, kann vereinfachend mit Endkriechzahlen φ_{∞} gerechnet werden. Für die gebräuchlichen Betone liegen die Endkriechzahlen im Bereich zwischen 1 und 4, d. h. die Kriechverformungen können das bis zu 4-fache der elastischen Verformung betragen. Endkriechzahlen können aus den vorgenannten Formeln bestimmt werden. Für die Dauer von 75 Jahren und bei einer relativen Luftfeuchte von 50 % (feuchte Umgebungsbedingungen, Außenluft) ergeben sich die entsprechenden Werte dann nach Bild 2.89. Bei hochfesten Betonen sind die Endkriechzahlen weitaus niedriger als bei Normalbeton, besonders deutlich ist der Gegensatz bei frühen Belastungen ab $t_0 = 1$ Tag.

2.5.4.6 Kriechen bei jungem Beton

Je geringer der Hydratationsgrad oder die Festigkeit des Betons bei Belastung ist, desto größer sind die Kriechverformungen. Eine Übersicht zu diesem Sachverhalt gibt Bild 1.81 mit der Relation zwischen den Kriechverformungen bei beliebigem Belastungstermin zu denen mit einer Belastung nach 28 Tagen Erhärtung.

In [2.149] wird zur Auswertung von Zugkriechversuchen der Ausdruck verwendet:

$$\varphi(t, t_0) = P1 (t - t_0)^{P2} \quad [t, t_0 \text{ in Stunden}] \quad (2.46)$$

$P1$ und $P2$ sind vom Hydratationsgrad α abhängig. Beispielsweise werden für Beton aus Portlandzement und bei isothermer Lagerung angegeben:

$$P1 = 0,34 - 0,37 \alpha \quad (2.46 \text{ a})$$

$$P2 = 0,55 - 0,48 \alpha \quad (2.46 \text{ b})$$

Der Verlauf der Kriechzahl $\varphi(t, t_0)$ ist beispielhaft in Bild 2.90 dargestellt.

Der Gültigkeitsbereich ist mit $0,17 \leq \alpha_0 \leq 0,9$ angegeben. Weitere Angaben für $P1$ und $P2$ in Abhängigkeit von der Betonzusammensetzung sind in [2.165] zu finden.

Wenn die Kriechbeiwerte für den jungen Beton $\varphi(t_0)$ in Abhängigkeit von der Festigkeit bei Belastungsbeginn $f_{cm}(t_0)$ aufgetragen werden, ergibt sich die Abhängigkeit in Bild 2.91. Die Regression führt zu dem Ausdruck

$$\varphi(t, t_0) = \varphi(t_0) \cdot (t - t_0)^{0,30} \quad [\text{h}] \quad (2.47)$$

$$\varphi(t_0) = 0,05 + 0,45 \cdot \exp\left[-\frac{f_{cm}(t_0)}{12}\right] \quad [\text{N/mm}^2] \quad (2.47\text{a})$$

In Bild 2.91 sind die damit berechneten Kriechzahlen zum Vergleich mit Gleichung (2.46) eingetragen.

Inwieweit zwischen den Kriechzahlen bei Druck- und Zugbelastung Übereinstimmung besteht oder nicht, konnte bislang nicht endgültig geklärt werden. Aus verschiedenen

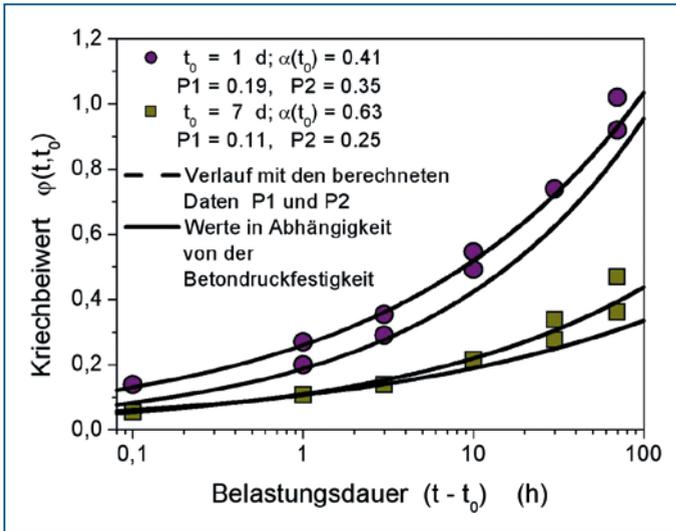


Bild 2.90 Entwicklung der Kriechzahl $\varphi(t, t_0)$ bei Zugbeanspruchung in Abhängigkeit vom Belastungszeitpunkt und der Belastungsdauer (ausgewählte Versuchswerte und berechnete Parameter P1, P2 aus [2.149], Beton aus PZ 35 F (CEM I 32,5 R) mit 25 % Flugasche).

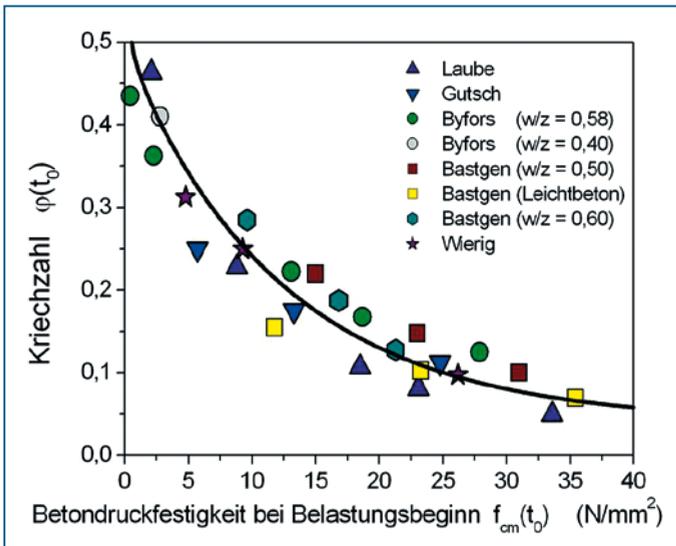


Bild 2.91 Kriechzahl φ_0 in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit $f_{cm}(t_0)$ bei Belastungsbeginn t_0 , nach Daten aus verschiedenen Untersuchungen

Untersuchungen ergibt sich, dass das lineare Kriechen unter Zug- und Druckspannungen gleich verläuft, aus anderen dagegen resultieren Unterschiede bis zu 40 %; empfohlen wird i. Allg.

$$\varphi_D / \varphi_Z \approx 0,80.$$

Das Verhältnis steigt mit zunehmender Belastungszeit leicht an. Im höheren Alter ist der Unterschied offensichtlich gering. Bei höheren Belastungen α/β und Nichtlinearität nimmt das Zugkriechen im Vergleich aber stärker zu.

2.5.4.7 Ermittlung des Spannungsabbaues durch Relaxation

Aufgrund des Relaxationsvermögens des Betons nimmt die Spannung bei konstanter Dehnung mit fortschreitender Zeit ab. Der Spannungsabfall ist um so größer, je kriechfähiger der Beton ist und je länger die Relaxation dauert. Die Relaxationsfunktion $\psi(t, t_0)$ stellt den Zusammenhang zwischen der Restspannung zum Zeitpunkt t und der Ausgangsspannung $\sigma_c(t_0)$ her und kann vereinfacht angegeben werden zu:

$$\sigma_c(t) = \sigma_c(t_0) \cdot \psi(t, t_0) \quad (2.48)$$

Dieser Zusammenhang kann auch bei nicht konstanter Dehnung und damit bei einer Spannungsgeschichte verwendet werden, wenn die schrittweise Lösung mit Spannungszukunten vorgenommen wird; die Vorgehensweise wird in Abschnitt 2.5.4.8 erläutert.

Durch alle Versuche ist nachgewiesen, dass die Relaxationsfähigkeit mit zunehmender Erhärtung zurückgeht und bei höherer Festigkeit vermindert ist (Bild 2.92). Da infolge Temperaturanstieg im Bauteil die Festigkeitsentwicklung zum Teil sehr stark beschleunigt wird, ist zu erwarten, dass nach dem Temperaturmaximum der Einfluss der Relaxation deutlich verringert ist und nur noch bei dickeren Bauteilen und längerer Belastung wirksam wird.

Im Gegensatz zum Kriechen sind Relaxationsuntersuchungen nur in geringerem Umfang und erst in neuerer Zeit durchgeführt worden. Durch Relaxation werden Spannungen, die durch temperaturbedingten Zwang im jungen Beton hervorgerufen wurden, in erheblichem Maße abgebaut. Bei dieser Zielstellung wird i. Allg. nur die Zugrelaxation betrachtet.

Da die Vorgänge des Kriechens und der Relaxation auf die gleichen Ursachen zurückzuführen sind, bestehen Beziehungen zwischen Kriechbeiwerten und Relaxationszahlen. Inwieweit die Relaxation bei Zugbeanspruchung schneller verläuft als bei Druck, ist offen; wird aber als sehr wahrscheinlich angenommen. Strittig ist die Auffassung, dass der Relaxationsvorgang schneller abläuft als das Kriechen. Wenn keine Relaxationszahlen vorliegen, die experimentell ermittelt wurden, kann überschlägig die Berechnung aus Kriechbeiwerten vorgenommen werden. Zur Ermittlung der Relaxationszahl ψ werden i. Allg. die Ansätze

$$\psi(t, t_0) = 1 - \frac{\varphi(t, t_0)}{1 + \rho(t, t_0) \cdot \varphi(t, t_0)} \quad (2.49)$$

oder

$$\psi(t, t_0) = \exp[-\varphi(t, t_0)] \quad (2.50)$$

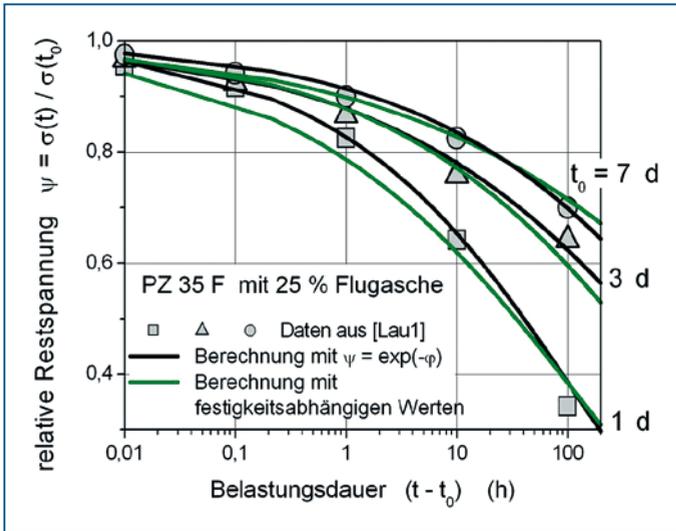


Bild 2.92 Relaxation eines C 25/35 nach Versuchsergebnissen [2.149] und mit Auswertung nach Gleichung 6.50 sowie unter Verwendung von Daten aus Bild 2.91

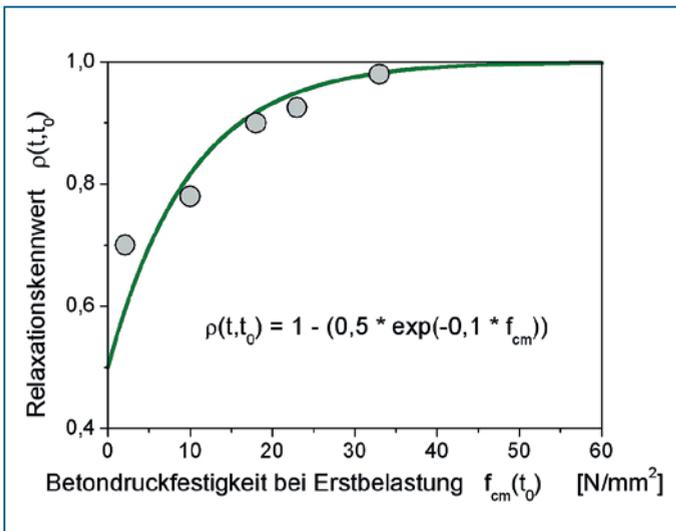


Bild 2.93 Relaxationskennwert zur Beschreibung der Alterung des Betons während des Kriechens [2.165]

verwendet. $\rho(t, t_0)$ stellt den Relaxationskennwert (auch als Alterungsbeiwert bezeichnet) dar, in dem die Integration der Spannungsgeschichte und die mit zunehmender Erhärtung verminderte Kriechfähigkeit zusammengefasst ist [2.172]. Die Kriechzahl $\varphi(t, t_0)$, die nur auf die Eigenschaften bei Belastungsbeginn abgestellt ist, wird damit an das tatsächliche Betonverhalten während des Relaxationsvorganges angepasst.

Der Relaxationskennwert liegt zwischen 0,5 und 1,0. Wie gleichzeitige Kriech- und Relaxationsversuche an Altbetonen gezeigt haben, kann er hinreichend durch den Mittelwert $\rho = 0,8$ erfasst werden. Zum Verhalten in der Frühphase der Erhärtung gibt es widersprüchliche Auffassungen. Neben festigkeitsbezogenen Daten (Bild 2.93) wird aber auch vorgeschlagen, vereinfachend mit $\rho(t, t_0) = 1$ anzunehmen. In diesem Fall würde Gleichung 2.49 übergehen in 2.51:

$$\psi(t, t_0) = \frac{1}{1 + \varphi(t, t_0)} \quad (2.51)$$

Die Temperatur beeinflusst sowohl Kriechen als auch Relaxation. Bei höheren Temperaturen ist zum Beispiel die Kriechgeschwindigkeit höher; die Relaxation wird ebenfalls beschleunigt. Dem wird Rechnung getragen durch die wirksame Erhärtungstemperatur und einen Abminderungsbeiwert $\varphi(T)$, der dann die Restspannung

$$\frac{\sigma(t)}{\sigma_0} = \frac{1}{1 + \varphi(T) \cdot \varphi(t, t_0)} \quad (2.52)$$

ergibt. Dabei ist nach [2.173]

$$\varphi(T) = 1 - (T - 20) / 160 \quad (2.52a)$$

Beispiel:

Bei einem Beton C30/37, der nach $t_0 = 2$ d belastet wird, ist die Spannungsrelaxation nach einer Belastungsdauer von $(t - t_0) = 3$ d zu ermitteln. Für das zeitabhängige Zugkriechen soll Gleichung 2.51 verwendet werden.

Die Betondruckfestigkeit zum Zeitpunkt t_0 wird zu 20 % von $f_{cm,28}$ abgeschätzt, d. h. $f_{cm}(t_0) \approx 9,0 \text{ N/mm}^2$.

Aus Bild 2.91 wird $\varphi(t_0) = 0,24$ abgelesen. Mit Gleichung 2.47 ergibt sich

$$\varphi(t, t_0) = 0,24 \cdot (72)^{0,30} = 0,87$$

$$\frac{\sigma(t)}{\sigma_0} = \frac{1}{1 + 0,87} = 0,53$$

Die Spannung ist danach innerhalb von 3 Tagen auf 53 % abgefallen.

Wenn ein Hydratationsgrad $\alpha = 0,45$ zugrundegelegt wird (CEM I 32,5 R, Bild 1.33), wird nach Gleichung (2.46) mit $P_1 = 0,174$ und $P_2 = 0,334$ und damit

$$\varphi(t, t_0) = 0,174 (72)^{0,334} = 0,71$$

$$\frac{\sigma(t)}{\sigma_0} = \frac{1}{1+0,71} = 0,58$$

erhalten. Wird der Relaxationsbeiwert aus Bild 2.93 einbezogen, ergibt sich bei beiden Ergebnissen eine Anhebung der Restspannungen auf etwa

$$\frac{\sigma(t)}{\sigma_0} = \frac{1}{1+0,78 \cdot 0,87} = 0,60$$

In Anbetracht der Unsicherheiten bei der Prognose der Festigkeits- und Spannungsentwicklung im jungen Alter sind die Differenzen als gering zu beurteilen.

2.5.4.8 Kriechen und Relaxation bei veränderlicher Spannung während der Erhärtung

Bei den vorgenannten mathematischen Beziehungen zur Beschreibung der zeitabhängigen Kriech- und Relaxationsvorgänge wird davon ausgegangen, dass ein Beton bestimmter Festigkeit durch eine einmalig aufgezwungene Spannung bzw. Verformung beansprucht wird. Durch Schwindvorgänge und Temperaturänderungen entsteht jedoch eine zeitlich veränderliche Spannungssituation, deren realistische Beurteilung im jungen Alter von besonderem Interesse ist. Dazu sind Berechnungsmodelle gefunden worden, mit denen schrittweise der kriechbedingte Spannungsabbau durch Relaxation ermittelt und dabei der Einfluss des Erhärtungsfortschrittes des jungen Betons berücksichtigt werden kann.

Dabei wird allgemein von der Annahme ausgegangen, dass bei Aufbringen einer Spannung nur die zum Zeitpunkt der Lasteintragung vorhandene Mikrostruktur beansprucht wird und Verformungen aufweist. Die während der viskoelastischen Dehnung neu entstehenden Hydrate wachsen spannungslos in den Anmachwasserraum hinein und werden von den inneren Gefügeveränderungen, die bei Relaxation den Spannungsabbau bewirken, zunächst nicht erfasst. Bei Laststeigerung erhält der neue Strukturanteil dann ebenfalls eine Beanspruchung, die aus dem Spannungszuwachs resultiert. Von dieser Annahme wird bei der Superposition stetig veränderlicher inkrementeller Spannungsanteile ausgegangen.

Die im Laufe der Zeit entstehenden Gefügeelemente unterscheiden sich zu einem bestimmten Betrachtungszeitpunkt in der Dauer der Kriechbeanspruchung und in der noch vorhandenen Kriechfähigkeit. Insofern können bei der Berechnung der zeitabhängigen Kriechverformung oder des Spannungsabbaues durch Relaxation nicht die nach Zeitschritten auftretenden Belastungs- bzw. Spannungsdifferenzen an einen Kriechvorgang gekoppelt und ständig summiert werden, sondern jedes Spannungsinkrement muss einem gesonderten Kriech- und Relaxationsverlauf unterworfen werden. Der gesamte Spannungsverlauf wird dazu in Spannungsstufen unterteilt, die getrennt kriechen bzw. relaxieren (Bild 2.94a).

Bei schrittweiser Lösung der Integralgleichung mit Zeit- und Spannungskrementen zur Berechnung der relaxierten Spannung ergibt sich unter der Voraussetzung einer Linearität zwischen Spannung und Dehnung die Restspannung $\sigma(t)$ aus der Summation aller bis zu dem Zeitpunkt t relaxierten Teilspannungen $\sigma(t_i)$ zu:

$$\sigma(t) = \sum_{i=1}^n \Delta\sigma(t_i) \cdot \psi(t_i, t) \quad (2.53)$$

Die Relaxationsdauer beträgt jeweils $(t-t_i)$ und zwar als wirksame Erhärtungszeit unter Berücksichtigung der Temperatur im Bauteil (Bild 2.94a). Der Speicherbedarf ist bei dieser Vorgehensweise beträchtlich und kann zu Vereinfachungen zwingen. Diese Vorgehensweise ist in [2.165] näher erläutert.

Einfacher gestaltet sich die Berechnung, wenn die Spannungsgeschichte in eine dichte Folge von so genannten Spannungsimpulsen aufgelöst wird (Bild 2.94b). Dabei wird auf die Verfolgung der Relaxation für jedes Spannungskrement verzichtet und eine vom Erhärtungszustand abhängige Dämpfung der Spannungshöhe eingeführt. Ein Beispiel ist die Vorgehensweise nach [2.141], bei der die durch Relaxation verminderten Teilspannungen mithilfe eines effektiven E-Moduls ermittelt werden. In diesem Fall resultieren die Teilspannungen aus Temperaturdehnungen $\varepsilon_T = \Delta T(t_i) \cdot \alpha_T$.

$$\sigma(t) = \sum_{i=1}^n \Delta\sigma(t_i) \cdot \sum_{i=1}^n \Delta T(t_i) \cdot \alpha_T \cdot E_{\text{eff}}(t_i) \quad (2.54)$$

Eine vergleichbar hilfreiche Approximation wird auch in [2.42] zur praktischen Berechnung der Kriechdehnung angegeben.

Übereinstimmend wird dabei der effektive E-Modul zum Zeitpunkt t_i berechnet aus

$$E_{c,\text{eff}}(t_i) = \frac{E_c(t_i)}{1 + \rho(t_i) \cdot \varphi(t_i)} \quad (2.55)$$

In [2.42] wird der Relaxationsbeiwert $\rho(t_i) = 0,8$ und $\varphi(t_i) = \varphi(\infty)$ gesetzt, in [2.141] $\rho(t_i) = 1,0$ und nach Umformung für $\varphi(t_i)$ ergibt sich:

$$\varphi(t_i) = \frac{0,30}{\left(\frac{f_{\text{cm}}(t_i)}{f_{\text{cm}}(28)} \right)^{1/3} \cdot \left(\frac{f_{\text{cm}}(t_i)}{f_{\text{cm}}(28)} + 0,17 \right)^{2/3}} \quad (2.56)$$

Für die Werte t_i ist immer die Zeitdauer unter Berücksichtigung der Temperaturwirkung, d. h. $t_{i,\text{eff}}$, einzusetzen.

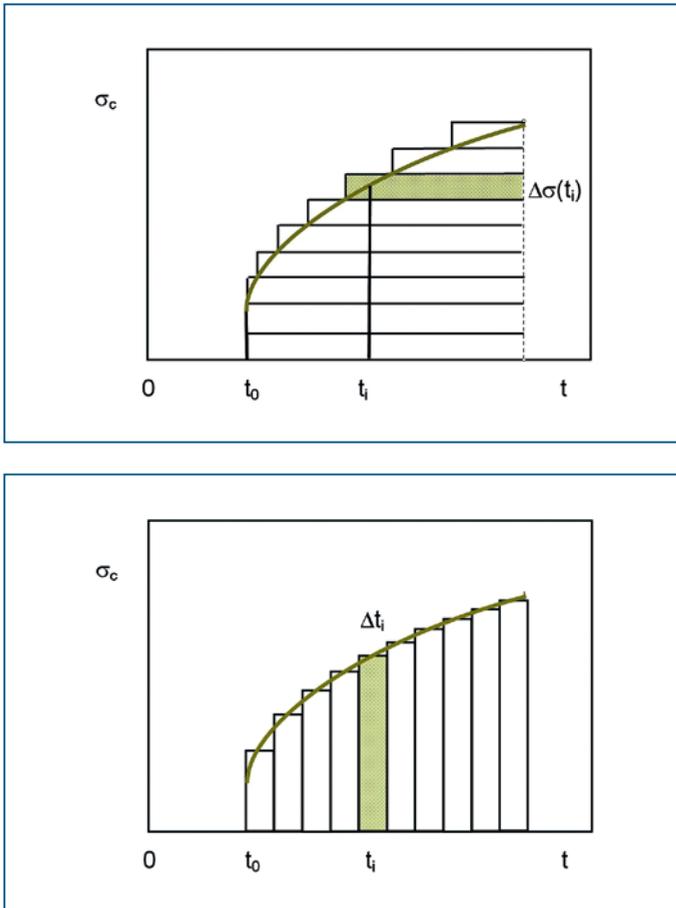


Bild 2.94 Schematische Darstellung der Superposition inkrementeller Kriech- bzw. Relaxationsanteile
 a) vertikale Unterteilung des Spannungsverlaufes durch Spannungsstufen mit separater zeitabhängiger Verformung
 b) horizontale Unterteilung des Spannungsverlaufes durch zeitdiskrete Spannungsimpulse mit konstanter Verformung

2.6 Einschätzung des Zustandes der Festigkeitsbildung im erhärtenden Bauteil

Der Arbeitsablauf im Betonbau wird in vielen Fällen durch die Entwicklung der Eigenschaften des Betons in der Frühphase der Erhärtung bestimmt, beispielsweise die Nachbehandlungsdauer, die Belastbarkeit der Bauteile während der Bauzeit und der Ausschaltertermin sowie der Zeitpunkt, an dem die Vorspannung aufgebracht werden kann. Die Kenntnis des Festigkeitszustandes kann auch wichtig sein, um die Gefahr der Rissbildung infolge der Herausbildung von Zwangsspannungen im jungen Alter beurteilen zu können.

Seit Beginn der Betonbauweise ist bekannt, dass bei höheren Temperaturen im jungen Beton und der längeren Abkühlung dickerer Bauteile die ansonsten später vorhandenen Festigkeitswerte vorgezogen werden und beim Betonieren im Winter die Festigkeitsentwicklung verzögert ist. Für Betone gleicher Zusammensetzung werden Unterschiede in der Festigkeitsentwicklung nur durch die Lagerungsbedingungen (Feuchte, Temperatur) hervorgerufen.

Wird eine ausreichende Nachbehandlung durchgeführt, bestimmt die Temperatur allein den Erhärtungsfortschritt. Ausgangspunkt einer Abschätzung des Zustandes der Festigkeitsbildung war dabei immer die Überlegung, dass Betone gleicher Zusammensetzung zu einem bestimmten Zeitpunkt dann eine übereinstimmende Festigkeit aufweisen müssten, wenn eine vergleichbare Temperaturgeschichte während der Erhärtung und damit eine übereinstimmende »Reife« des Betons vorlag. Auf dieser Tatsache basieren folgende Möglichkeiten zur Einschätzung des Erhärtungszustandes:

- Temperaturgesteuerte Erhärtung von Prüfkörpern
- Einsatz von physikalisch arbeitenden Reife-Messern
- Abschätzung durch das wirksame Alter und über das Reife-Konzept.

Wenn die Festigkeitsentwicklung einer bestimmten Betonzusammensetzung bekannt ist, kann über die temperaturkorrigierte Erhärtungszeit der erreichte Zustand der Festigkeitsentwicklung abgeschätzt werden. Die Zusammenhänge zur Wirkung der Temperatur auf den Hydratationsvorgang und die Strukturbildung sind in den Abschnitten 1.2.3, 1.8.1 und 1.8.3.5 erläutert, die Anwendung auf die Hydratationsvorgänge in Abschnitt 1.9.3 zusammengefasst.

2.6.1 Temperaturgesteuerte Erhärtung von Prüfkörpern

Der Erhärtungsvorgang im Bauteil wird durch Prüfkörper nachvollzogen, indem die Bauteiltemperatur über Messfühler (Thermoelemente) erfasst und mithilfe einer Steuereinrichtung die Temperatur des Wasserbades, in dem die Prüfkörper lagern, nachgeführt wird (Bild 2.95). Je nach Temperaturverlauf kann dadurch eine Aufwärmung oder Kühlung vorgenommen werden. Die Prüfkörper werden dabei in Schalung gehalten und durch eine obere Abdeckung vor dem Auswaschen geschützt. Bei den derzeit eingesetzten Geräten kann die Badtemperatur mit einer Genauigkeit von 1 K der des Bauteiles folgen.

Die Einrichtung ist transportabel und kann in größerer Entfernung (etwa 50–100 m) vom Bauteil aufgestellt werden. In der Regel reicht das Fassungsvermögen für 10 und mehr Probewürfel aus. Damit sind Wiederholungsprüfungen möglich, wenn zu einem bestimmten Zeitpunkt ein zu geringer Erhärtungsfortschritt festgestellt worden ist.

Die Installation der Messfühler erfolgt an den Stellen der Konstruktion, die für die jeweilige Bauaufgabe kritisch sind (Bild 2.96). Beim Betonieren im Winter wären deshalb vorspringende Ecken und besonders dünne Bauteile mit Messstellen zu versehen, bei der Ausführung von massigen Bauteilen mit der aus Eigenspannungen resultierenden Rissgefahr müssten die Mitte und der Rand des Bauteiles damit bestückt werden.

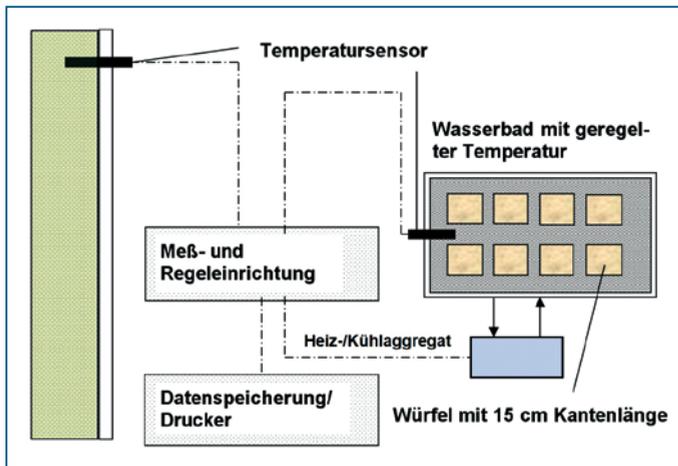


Bild 2.95 Schematische Darstellung einer Anlage zur temperaturgesteuerten Erhärtung von Prüfkörpern (TEP-Anlage)



Bild 2.96 Einsatz der Klimatruehe auf der Baustelle, Ansteuerung durch die Bauteiltemperatur [2.174]

Die Prüfung der Probekörper wird oft mit einer Prognose der Festigkeitsentwicklung anhand mathematischer Beziehungen über den Zusammenhang zwischen Temperatur und Festigkeitsentwicklung verbunden.

2.6.2 Physikalische Reifemesser

Physikalische Reifemesser, z. B. das so genannte Coma-Meter (**C**oncrete **M**aturity **M**eter), bestehen aus einem Kapillarröhrchen, das mit einer Spezialflüssigkeit gefüllt ist und das unmittelbar vor dem Einbau des Schutzrohres in den Frischbeton an definierter Stelle

durchbrochen wird (Bild 2.97). Der Flüssigkeitsspiegel bewegt sich in Abhängigkeit von Temperatur und Zeit nach Gesetzmäßigkeiten, die in etwa der Arrhenius-Gleichung gehorchen, nach oben [2.175]. An einer Skala kann laufend der Reifewert, in der Regel während einer Zeitspanne von bis zu 5 Tagen, abgelesen werden. Die Einbautiefe beträgt etwa 5 cm.

Mit dem Aufkommen baustellentauglicher Elektronik wurden diese einfachen Reifemesser verdrängt und sind nur noch an unzugänglichen Bauwerksteilen und elektronisch nicht erfassbarer Bauteiltemperatur in Gebrauch.

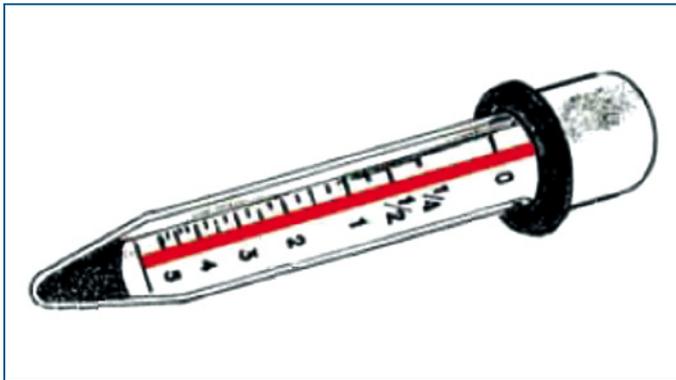


Bild 2.97 Physikalische Reifemesser (Concrete Maturity Meter) [2.90].
Hersteller: Germann Instruments A/S, Copenhagen

2.6.3 Abschätzung der Festigkeitsentwicklung über die Reife

Die Grundlagen des Reife-Konzeptes sind im Abschnitt 1.9.3 erläutert. Im Folgenden wird die Anwendung der Zusammenhänge dargestellt.

2.6.3.1 Grundlage des Reife-Konzeptes

Die Ableitung der Festigkeitsbildung aus einer Temperaturgeschichte bedeutet, dass die während der Erhärtung auftretenden, wechselnden Temperaturen mit der Zeit verknüpft werden müssen. Die Bewertung des Einflusses der Temperaturhöhe auf die Geschwindigkeit der Festigkeitsentwicklung des Betons erfolgt dabei über so genannte Temperatur-Zeit-Beziehungen, die im Ergebnis vielfältiger Untersuchungen voneinander abweichend formuliert worden sind. Es hat sich nämlich herausgestellt, dass der Zusammenhang zwischen Erhärtungstemperatur und Erhärtungsfortschritt von einer Reihe von Faktoren abhängt, wie z. B. der Zementart und -zusammensetzung, der Temperaturhöhe selbst, dem Hydratationsgrad u. a. Die Gültigkeit der vereinfachenden mathematischen Verknüpfung von Temperatur und Erhärtungszeit ist damit zwangsläufig immer auf einen bestimmten Abschnitt in der Festigkeitsentwicklung begrenzt und an die jeweilige Zusammensetzung des Betons gebunden. Festgestellt wurde aber auch, dass die temperatur-

bedingte Entwicklung der Festigkeit und Hydratationswärme des jungen Betons hinreichend genau durch Temperatur-Zeit-Funktionen erfasst werden können. Bild 1.113 zeigt am Beispiel des Hydratationsgrades, dass im Anfangsbereich parallel verlaufende Entwicklungen stattfinden, die in Abhängigkeit von der Temperatur auf der logarithmisch geteilten Zeitachse lediglich parallel verschoben sind. Daraus wurde die praktische Handhabung des Reife-Konzeptes abgeleitet (Bild 2.98) (vgl. dazu auch Bild 1.26).

In einem größeren Temperaturbereich kann tatsächlich die Festigkeitentwicklung auf eine isotherme Erhärtung bei 20 °C zurückgeführt werden (Bild 2.99). Dabei ist die Übereinstimmung in der Anfangsphase der Erhärtung größer als bei umfassenderer Strukturbildung. Die Streuungen infolge der Temperaturwirkung nehmen mit dem Erhärtungsalter immer stärker zu. Daraus folgen die Grenzen der Anwendbarkeit des Reife-Konzeptes, das auch teilweise in Messgeräte implementiert ist. Die Eigenschaften des jungen Betons sind mit hinreichender Genauigkeit erfassbar, ein späterer Erhärtungszeitraum ist auf diesem Wege nur mit größerer Ungenauigkeit zu beurteilen.

Grundsätzlich kann auf zwei Arten vorgegangen werden. Zum einen kann die tatsächliche Erhärtungszeit entsprechend der herrschenden Temperatur mit der Temperatur-Zeit-Beziehung korrigiert und eine mit der Lagerung bei 20 °C vergleichbare, d. h. äquivalente Erhärtungszeit t_e ermittelt werden (Bild 2.100). Dafür wird auch der Begriff des wirksamen Betonalters (z. B. im Model Code 90) verwendet. Bei wechselnden Temperaturen wird in Zeitschritte Δt unterteilt, abschnittsweise korrigiert und zur gesamten Erhärtungszeit summiert.

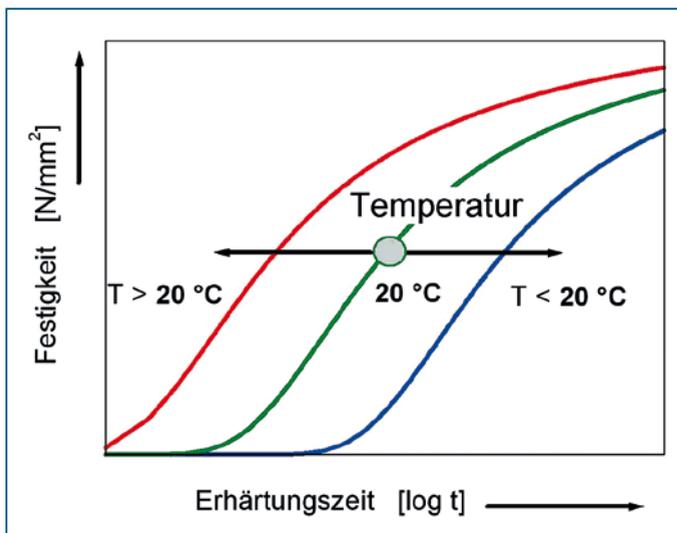


Bild 2.98 Wirkung der Erhärtungstemperatur auf die Festigkeitsentwicklung des Betons nach dem Reife-Konzept, vereinfachende Annahme

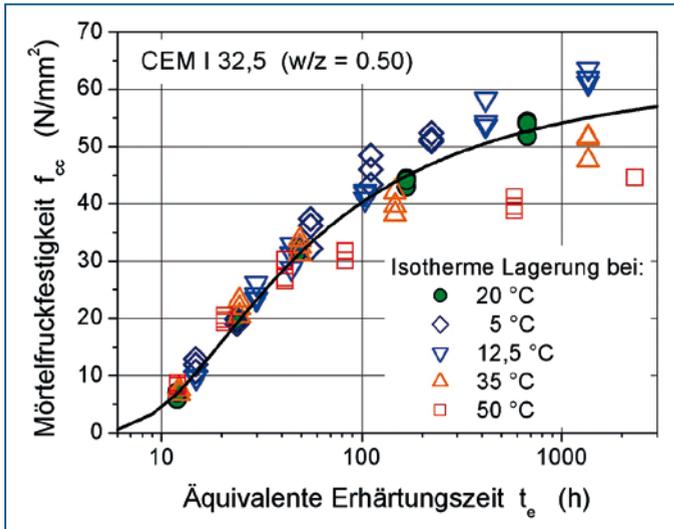


Bild 2.99 Festigkeitsentwicklung erhärtender Mörtelproben bei verschiedenen Lagerungstemperaturen, mit dem Reife-Konzept auf eine Erhärtung bei 20 °C transformiert (Daten aus [2.145])

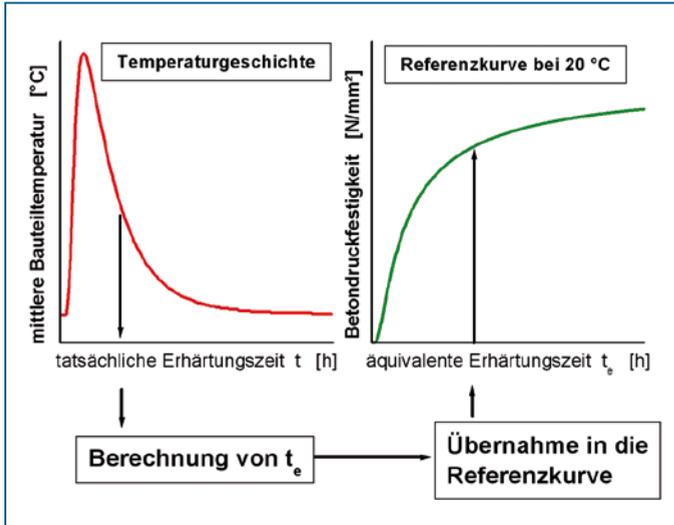


Bild 2.100 Umsetzung des Reife-Konzeptes zur Abschätzung der Festigkeit des Bauteilbetons in Abhängigkeit von der äquivalenten Erhärtungszeit

Im zweiten Fall wird eine Reifensumme aus der Multiplikation von korrigierter Temperatur und Zeit gebildet [$^{\circ}\text{C} \cdot \text{h}$], international auch als Maturity bezeichnet.

Mit der berechneten äquivalenten Erhärtungszeit kann dann aus einer bei 20°C experimentell ermittelten Kurve der Festigkeitsentwicklung der in Korrelation stehende Wert entnommen werden. Liegen nur einzelne Festigkeitsdaten vor, muss über eine mathematische Funktion die Durchgängigkeit der Entwicklungskurve hergestellt werden. Eine mathematische Formulierung ist auch Basis der elektronischen Reifecomputer.

2.6.3.2 Temperatur-Zeit-Beziehungen

Der funktionale Zusammenhang zwischen der jeweiligen Bauteil- und der Standardtemperatur wird durch den Faktor k_T charakterisiert.

Der älteste Vorschlag für eine Temperatur-Zeit-Beziehung geht auf Saul zurück. Mit der Annahme, dass die Hydratation bei -10°C zum Stillstand kommt, wurde Gleichung (2.57) formuliert, die den Einfluss der Temperatur unterbewertet, aber auch heute noch Bestandteil verschiedener Regelwerke ist. Die Gültigkeit ist auf einen relativ begrenzten Temperaturbereich (etwa zwischen $10^{\circ}\text{C} \leq T \leq 35^{\circ}\text{C}$) beschränkt.

Mit diesem Ausdruck wird häufig auch die Berechnung der Reife R vorgenommen:

$$R = \sum (T_i + 10) \cdot \Delta t_i \quad [^{\circ}\text{C} \cdot \text{h}] \quad (2.57)$$

Bestandteil vieler Reifekonzepte ist heute die Arrhenius-Gleichung (vgl. Abschnitt 1.9.3)

$$k_T = \exp \left[\frac{E_A}{R} \left(\frac{1}{293} - \frac{1}{T + 273} \right) \right] \quad (2.58)$$

E_A = Aktivierungsenergie [kJ/mol]

R = universelle Gaskonstante [0,0083 kJ/mol K]

Die Erhärtungszeit wird korrigiert, indem in der schrittweisen Berechnung die Zeitelemente Δt mit den jeweiligen, der Temperaturhöhe entsprechenden Werten der Temperatur-Zeit-Funktion k_T multipliziert werden:

$$\Delta t_e = \Delta t_i \cdot k_T \quad [\text{h oder d}] \quad (2.59)$$

Δt_i = tatsächlicher Zeitabschnitt mit der Temperatur T_i

Δt_e = äquivalenter Zeitabschnitt bei einer Normlagerungstemperatur $T = 20^{\circ}\text{C}$

Die äquivalente oder wirksame Erhärtungszeit t_e folgt aus der Summation der einzelnen Zeitabschnitte zu

$$t_e = \sum_i (t_i \cdot k_T)_i \quad [\text{h oder d}] \quad (2.60)$$

Die Aktivierungsenergie E_A wird in der Regel als konstant angenommen und der Einfluss der Änderung der Hydratationsbedingungen und des Charakters der Reaktion während

der Erhärtung vernachlässigt. Die Abhängigkeit von der Zementsorte, d. h. vom Anteil des Klinkers und der latent-hydraulischen Zusatzstoffe usw., muss demgegenüber berücksichtigt werden.

Nach [2.176] ist für den Bereich unter 20 °C die Aktivierungsenergie als temperaturabhängig anzusetzen, um der deutlichen Verlangsamung der Erhärtungsprozesse besser zu entsprechen:

$$\begin{aligned} E_A &= 33,5 && \text{kJ/mol} && \text{für } T \geq 20^\circ\text{C} \\ E_A &= 33,5 + 1,47(20 - T) && && \text{kJ/mol} && \text{für } T < 20^\circ\text{C} \end{aligned}$$

Nach anderen Untersuchungen [2.177] liegt die Aktivierungsenergie bei $E_A = 35\text{--}42$ kJ/mol (Mittelwert 38 kJ/mol). Für die puzzolanische Reaktion wird $E_A = 83$ kJ/mol angegeben.

Grundsätzlich sind die Auswirkungen der Temperatur umso größer, je höher die Aktivierungsenergie E_A ist. Daraus folgt, dass vor allem die Erhärtungsgeschwindigkeit der Hochofen- und Flugaschezemente von der Temperatur abhängt. Bei niedrigeren Temperaturen wird sich eine besonders drastische Verlangsamung der Erhärtung einstellen. In Auswertung des Temperaturverhaltens von CEM I- und CEM II-Zementen hat sich die vereinfachte Beziehung ergeben [2.200]:

$$k_T = \left(\frac{T + 15}{35} \right)^2 \quad (2.61)$$

Wie sich herausgestellt hat, ist die damit mögliche Übersichtsrechnung mit dem Taschenrechner als ausreichend genau anzusehen.

Bei der CEMII-Methode nach De Vree ([2.178], [2.180], [2.134]) werden die Einflüsse getrennt einbezogen. Die stoffliche Komponente (Zementart) wird durch die Konstante C repräsentiert, die Temperatur steht im Exponenten. Die Gleichung entspricht im Aufbau der van't Hoff'schen Regel. Die »gewichtete Reife« r wird berechnet nach

$$r = \frac{10}{\ln C} \left[C^{0,1T - 1,245} - C^{-2,245} \right] \quad [^\circ\text{C}] \quad (2.62)$$

Die Reife ($^\circ\text{C} \cdot \text{h}$) ergibt sich durch die Multiplikation mit der Lagerzeit. Dabei wird von einer Anwendbarkeit bis -10°C ausgegangen. Die vergleichbare Erhärtungszeit bei 20°C wird erhalten, indem die Reife bei der vorliegenden Temperatur durch den Reifewert bei Normtemperatur dividiert wird.

Die Wichtungsfaktoren für die Zementart, C, können in Abhängigkeit vom Klinkergehalt abgeschätzt werden (Tabelle 2.17). Die C-Werte weisen darauf hin, dass bei langsam reagierenden Zementen, d. h. Zementen mit latent-hydraulischen oder puzzolanischen Zusatzstoffen, der Einfluss der Temperatur besonders deutlich spürbar wird.

Die Differenz bei den Ergebnissen mit den zementspezifischen Kennwerten $C = 1,3; 1,5$ und $1,6$ nach De Vree weist darauf hin, dass die Vorteile dieser Methode nur genutzt werden können, wenn Zementsorte und Kennwert C richtig zuzuordnen sind. Bei der Wahl eines niedrigeren C-Wertes wäre bei höheren Temperaturen eine größere Sicherheit gegeben und umgekehrt.

Nach dem Gehalt an Portlandzementklinker (in Masse-%) ¹⁾	C-Wert
20 – 34	1,60
35 – 49	1,50
50 – 64	1,40
> 65	1,30
Nach der Zementart ²⁾	
CEM III/A 42,5	1,30
CEM III/ 32,5	1,45
CEM III/A 32,5 NW/HS	1,40
CEM III/B 32,5 NW/HS	1,60

1) niederländische Angaben, mitgeteilt in [2.134]

2) nach [2.178]

Tabelle 2.17 C-Wert von Zementen in Abhängigkeit vom Klinkergehalt zur Ermittlung der gewichteten Reife sowie für einzelne Zementarten

Die Temperaturkoeffizienten k_T , die sich für die unterschiedlichen Lagerungstemperaturen nach den vorgenannten Gleichungen ergeben, sind in Bild 2.101 zusammengefasst. Dabei zeigt sich, dass die Abweichungen bei höheren Temperaturen viel stärker zunehmen als bei niedrigen unter 20 °C. Der eingeschränkte Gültigkeitsbereich für die so genannte Saul'sche Reifebeziehung ist deutlich zu erkennen. Die Festigkeitsentwicklung wird unterschätzt, aber nachteilig nur bei höheren Temperaturen als 20 °C, so dass eine zusätzliche Sicherheit besteht.

Beispiel 1: Anwendung der Arrhenius-Funktion

Für einen Zement mit $E_A = 35,0$ kJ/mol, der bei 40 °C erhärtet, ist die Reaktionsgeschwindigkeit gegenüber der Normlagerung bei 20 °C um den Faktor

$$k_T = \exp \left[\frac{35,0}{0,00831} \left(\frac{1}{293} - \frac{1}{273 + 40} \right) \right] = 2,50$$

höher. Der gewünschte Erhärtungsgrad liegt dann in der entsprechend kürzeren Zeit, d. h. nach $1/2,50 = 0,40$ und damit bei 40 % der ansonsten erforderlichen Erhärtungszeit vor.

Beispiel 2: Anwendung der CEMIJ-Methode

Für einen Zement der Sorte CEM III wurde der C-Wert zu 1,65 bestimmt. Die Erhärtungstemperatur beträgt $T = 1$ °C, die Lagerzeit 18 Stunden. Die Reife beträgt damit

$$R = \frac{10}{0,50} \cdot \left[1,65^{0,1-1,245} - 1,65^{-2,245} \right] = 4,77 \cdot 18 = 85,9 \text{ °C} \cdot \text{h}$$

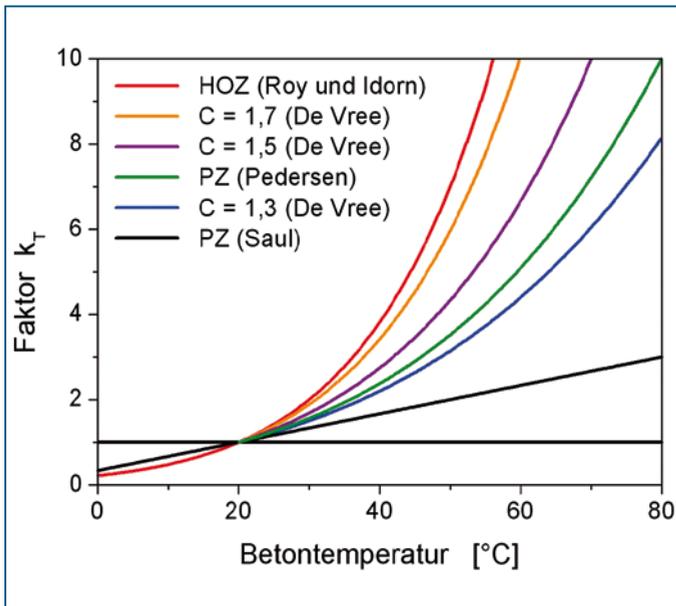


Bild 2.101 Vergleich verschiedener Temperatur-Zeit-Beziehungen: (Saul nach Gleichung 2.57, PZ nach Gleichung 2.58 und 2.60 mit $E_A = 33,5 \text{ kJ/mol}$ für $T > 20^\circ\text{C}$ [2.176], HOZ nach Roy und Idorn, De Vree nach Gleichung 262)

Die Reife bei 20°C , auf gleiche Weise berechnet, beträgt $R_{20} = 405^\circ\text{C} \cdot \text{h}$. Die Erhärtung bei 1°C besitzt damit den Verhältniswert $k_T = 85,9/405 = 0,22$, d. h. die für die Festigkeitsentwicklung maßgebende Erhärtungszeit entspricht nur 21 % von derjenigen bei 20°C .

Der Temperaturkoeffizient ergäbe sich auch aus

$$k_T = \frac{[C^{0,1-1,245} - C^{-2,245}]}{[C^{0,755} - C^{-2,245}]} = 0,22$$

Für einen Portlandzement mit $C = 1,30$ würde demgegenüber die Erhärtungsgeschwindigkeit bei 1°C das 0,28-fache betragen.

Beispiel 3: Berechnung der äquivalenten Erhärtungszeiten nach verschiedenen Methoden

Ein Beispiel für die Auswirkungen der verschiedenen Temperatur-Zeit-Beziehungen auf die Abschätzung der äquivalenten Erhärtungszeit und die daraus abgeleitete Betondruckfestigkeit ist in Tabelle 2.18 und Bild 2.102 dargestellt.

Die Abweichungen zwischen den Festigkeitseinschätzungen auf der Basis verschiedener Reife-Beziehungen ist in der Frühphase mit dem charakteristischen steilen Festig-

keitsanstieg natürlich besonders groß. In der späteren, langsam auslaufenden Festigkeitssteigerung wirkt sich die unterschiedliche Berechnung der Reife immer weniger aus. Wie aus Bild 2.102b zu ersehen ist, beträgt die Abweichung vom Mittelwert lediglich etwa 5 %, wenn die heute üblichen Reife-Funktionen verwendet werden (d. h. ohne Spalte 1). Die Streuungen sind geringer als im Allgemeinen angenommen wird.

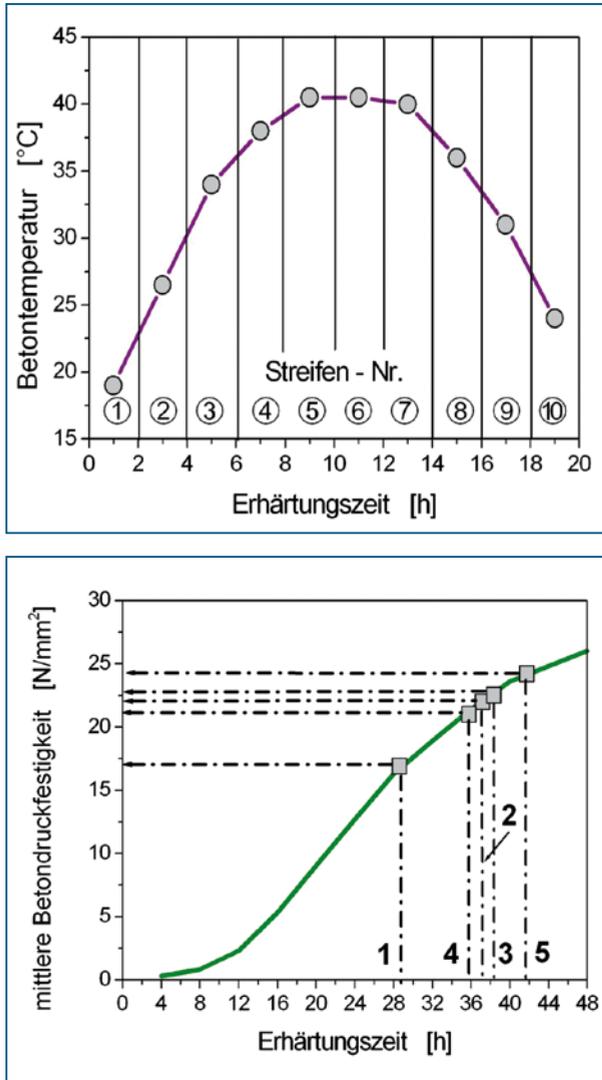


Bild 2.102 Beispiel für die Anwendung der Temperatur-Zeit-Beziehungen und Einschätzung der erreichten Betondruckfestigkeit

- Temperaturverlauf und Intervallbildung
- Einschätzung der vorhandenen Betondruckfestigkeit anhand der äquivalenten Erhärtungszeit t_e
1–5: Berechnung von t_e mit verschiedenen Beziehungen entsprechend Tabelle 2.18

Intervall	Mittlere Temperatur T_i (°C)	Temperaturfaktor k_T				
		Saul (1)	Arrhenius-Gleichung (2)	$\left(\frac{T+15}{35}\right)^2$ (3)	De Vree C = 1,30 (4)	De Vree C = 1,50 (5)
1	19	0,97	0,95	0,94	0,95	0,95
2	26,5	1,22	1,35	1,40	1,34	1,44
3	34	1,47	1,87	1,96	2,82	2,10
4	38	1,60	2,21	2,29	2,11	2,54
5	40,5	1,68	2,46	2,51	2,31	2,85
6	40,5	1,68	2,46	2,51	2,31	2,85
7	40	1,67	2,41	2,47	2,27	2,79
8	36	1,53	2,04	2,12	1,96	2,31
9	31	1,37	1,64	1,72	1,62	1,80
10	24	1,13	1,20	1,24	1,21	1,26
Σk_T		14,32	18,59	19,17	17,91	20,89
t_e (h)		28,64	37,19	38,34	35,81	41,79
f_{cm} [N/mm ²]		16,9	22,0	22,5	21,0	24,2

Das Intervall beträgt einheitlich 2 Stunden. Insofern kann die Summation $t_e = \Sigma(\Delta t \cdot k_T)$ vereinfacht werden zu $t_e = 2 \cdot \Sigma(k_T)$.

Tabelle 2.18 Berechnung der äquivalenten Erhärtungszeiten t_e nach verschiedenen Temperatur-Zeit-Beziehungen (Temperaturverlauf in Bild 2.102a)

2.6.3.3 Kalibrierung des Zusammenhanges zwischen Temperatur, Zeit und Festigkeit

Zur Bestimmung der Aktivierungsenergie in Gleichung 2.58 kann die Wärmentwicklung bei isothermer Hydratation im Kalorimeter herangezogen werden. Die Ergebnisse bei verschiedenen Temperaturen werden in ein Arrhenius-Plot [$\ln(dQ/dt)$ vs. $1/(T+273)$] eingetragen; der Anstieg der Geraden ergibt den zutreffenden Wert für E_A (siehe Abschnitt 1.9.3 und Bild 1.111. Detailliertere Darstellung in [2.179]). Zur Berücksichtigung der von der Zusammensetzung des Betons herrührenden Einflüsse auf den Zusammenhang zwischen äquivalenter Erhärtungszeit und Festigkeit müssen lediglich Prüfwerte unter Normbedingungen zu verschiedenen Zeitpunkten ermittelt werden. Selbstverständlich ergibt sich die Temperatur-Zeit-Beziehung auch aus der Lagerung von Prüfkörpern bei unterschiedlichen Temperaturen.

Bei der CEMII-Methode muss der zementspezifische Kennwert C für jeden Zement gesondert und aufwändig ermittelt werden. Dazu werden Normmörtelprismen bei 20, 35 und 55 °C im Wasserbad gelagert und jeweils 5 Druckfestigkeiten im Bereich von 3 N/mm² und der 28-Tage-Festigkeit bestimmt. Mit Hilfe eines Computerprogrammes wird dann der C-Wert berechnet. Die Reife [$^{\circ}\text{C} \cdot \text{h}$] ist nach Gleichung 2.62 zu berechnen; die Festigkeitswerte sind zuzuordnen (Bild 2.103).

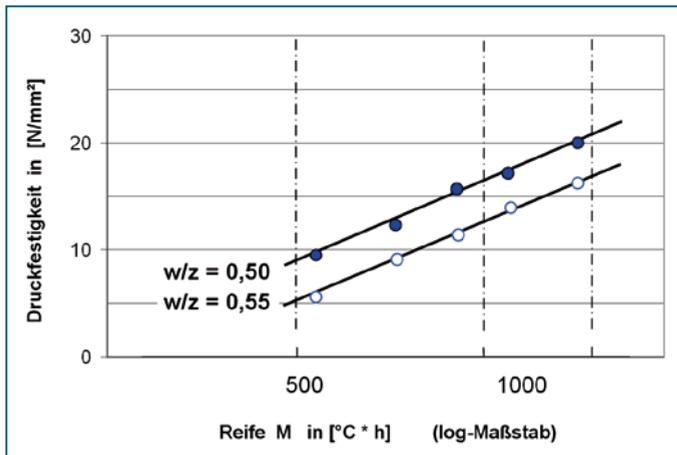


Bild 2.103 Kalibrierkurven für zwei Betone mit unterschiedlichem Wasserzementwert mit Angabe der Festigkeit in Abhängigkeit von der Reife nach der CEMlj-Methode (aus [2.178])

2.6.3.4 Reife-Computer

Zur laufenden Überwachung der Erhärtung des Betons im Bauteil und zur Simulation der Auswirkungen verschiedener Erhärtungsbedingungen werden Mikrocomputer (so genannte Reife-Computer oder Maturity Meter) eingesetzt, die mit den vorgenannten Temperatur-Zeit-Beziehungen programmiert sind. Die Temperatur des Bauteiles wird dabei über Temperaturfühler, die wiederverwendbar in ein einbetoniertes Führungsrohr eingesetzt werden, oder einbetonierte Thermolemente festgestellt und rechnerintern verarbeitet. Die Berechnungsergebnisse sind ablesbar, werden per Funk an entfernt aufgestellte Computer übermittelt oder dienen zur Auslösung eines Signals, das das Erreichen einer bestimmten Festigkeit akustisch oder optisch anzeigt. Beispiele sind in [2.180], [2.181], [2.182] zu finden.

Steht kein Reife-Computer zur Verfügung, kann ein PC programmiert, die zu den Messzeitpunkten abgelesenen Temperaturen eingegeben und dann ein Anhaltswert für den Stand der Festigkeitsbildung ausgegeben werden.

Der Vorteil ist augenscheinlich, wenn die Differenzen, die bei der Erhärtungsprüfung unterschiedlich gelagerter Prüfkörper und die Zeitdauer bis zum Vorliegen der Ergebnisse bedacht werden.

Die heute mit den Reife-Messgeräten erzielbare Genauigkeit liegt im Allgemeinen in einem Bereich von 5- maximal 10 %. Nachgewiesen wurden auch Abweichungen, die nur bei 1–2 N/mm² lagen.



Bild 2.104 Reife-Computer nach De Vree [2.180]



Bild 2.105 Betonrechner BR 2000 [2.182]

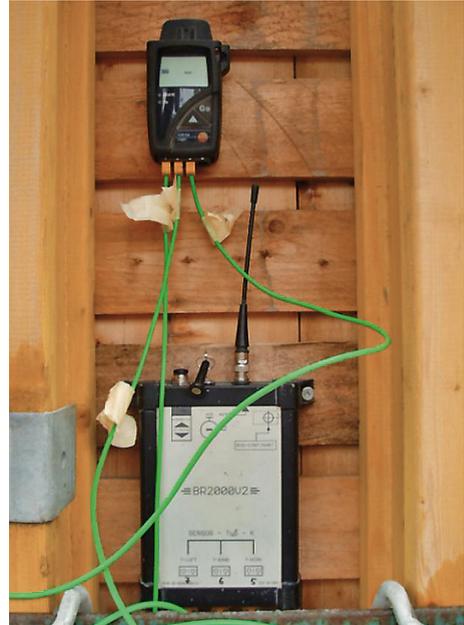


Bild 2.106 Aufzeichnung der Temperatur mit dem Gerät Testo und Weiterverarbeitung im Betonrechner BR 2000 [2.174]

2.6.4 Einsatz von Prüfverfahren am Bauteil

Zur Feststellung der Frühfestigkeit eignen sich grundsätzlich alle Verfahren, die auch zur Festigkeitsermittlung des erhärteten Bauteilbetons angewandt werden (Abschnitt 2.8). Dazu gehören zerstörende Verfahren (Anfertigung von Bohrkernen, Lok-Test u.ä.) sowie zerstörungsfreie Prüfverfahren (Ultraschall).

2.7 Frühzeitige Belastungen des erhärtenden Betons und Ausschallfristen

Bereits während der Baudurchführung treten Belastungen der Konstruktion auf, die in der Tragwerksplanung beachtet werden müssen und den Nachweis der Tragfähigkeit des im Bauzustand befindlichen statischen Systems und der Einhaltung der Formänderungen erforderlich werden lassen. Nichtbeachtung der aus der Baudurchführung resultierenden spezifischen Belastungen sowie zu optimistische Beurteilung und Verzicht auf den Nachweis der Festigkeitsentwicklung des jungen Betons sind die Ursachen für eine Vielzahl von Bauunfällen mit teilweise tragischen Auswirkungen. Auswertungen sind beispielsweise in [2.183], [2.184] zu finden.

2.7.1 Ausrüsten und Ausschalen

Besonders gefährdet sind Stützen und Deckenplatten. Überprüfungen haben ergeben, dass Deckenplatten während der Bauzeit bis zur 3-fachen Eigenmasse belastet waren, obwohl lediglich eine Nutzlast in Höhe von 5 kN/m² vorgesehen war. Ein solcher Vergleich und eine Gegenüberstellung mit der Festigkeitsentwicklung sind in Bild 2.107 dargestellt. Während Schäden an Geschossdecken häufiger durch Überlastung eintreten, sind diese bei Stützen vor allem aus einem Zurückbleiben der Festigkeitsentwicklung festgestellt worden.

Bei weitgespannten Konstruktionselementen, Trägern und Deckenplatten, kann durch zu hohe frühzeitige Belastungen ein verstärktes Kriechen stattfinden, das zu größeren bleibenden Durchbiegungen führt. Mauerwerkswände, die zu zeitig auf Deckenkonstruktionen errichtet werden, können der Formänderung nicht folgen und weisen treppenförmige Risse auf, die durch die Schubkräfte hervorgerufen werden. Infolge der notwendigen Mängelbeseitigung treten erhöhte Kosten auf.

Die **frühzeitigen Beanspruchungen** resultieren aus der Eigenmasse der Konstruktion, den Lasten der auf Geschossdecken zwischengelagerten Baustoffe und Arbeitsgeräte und technologisch bedingten Belastungen, wie z. B. Übertragung der Kräfte aus Schalungsstützen auf darunter liegenden Geschossdecken, die Eintragung von Vorspannkräften im Spannbetonbau, die Befestigung von Kletterschalungen und Kletterkranen.

Zur Vermeidung von Schadensfällen ist es deshalb unerlässlich, aus dem Konstruktionssystem die Art der Beanspruchung während der Bauzeit festzustellen und daraus die kritischen Eigenschaften des jungen Betons abzuleiten. Beispielsweise würde bei Flachdecken die Schubtragfähigkeit im Stützenkopfbereich, bei Deckenplatten die Biegezugfestigkeit und bei Stützen die Druckfestigkeit ausschlaggebend sein. Weiterhin ist die Höhe der Beanspruchung bzw. Belastungshöhe zu ermitteln, die zur Festlegung von erforderlichen Mindestfestigkeiten führt, die während der Bauzeit nachzuweisen sind. Das Verfolgen der Belastung über die Bauzeit ergibt schließlich die Schlussfolgerungen hinsichtlich der notwendigen oder ausreichenden Festigkeitsentwicklung des Betons. Besonders wichtig sind diese Untersuchungen, wenn die Lufttemperaturen unter 10 °C liegen und die Festigkeitsentwicklung bereits deutlich verlangsamt ist.

Die **statische Überprüfung des Bauzustandes der Konstruktion** gehört zum Stand der Technik. Auf die Besonderheiten von Bauzuständen wird in DIN 1045-1 nicht eingegangen, Regelungen zur Nachweisführung sind nicht enthalten. Beispielsweise fehlen

Angaben zu den Sicherheitsbeiwerten bei zeitweiser Belastung und Hinweise zur Schnittgrößenermittlung bei jungem Beton und der Verwendung der mechanischen Kenngrößen.

Detaillierter sind die Vorgaben für das **Ausschalen und Ausrüsten** der Bauteile. Nach DIN 1045-3, Abschnitt 1.6.1 darf erst ausgeschalt werden, wenn der Beton ausreichend erhärtet und eine Festigkeit vorhanden ist, dass alle zu diesem Zeitpunkt einwirkenden Belastungen mit der vorgeschriebenen Sicherheit aufgenommen sowie ungewollte Verformungen aus dem elastischen und plastischen Verhaltens des Betons gering gehalten

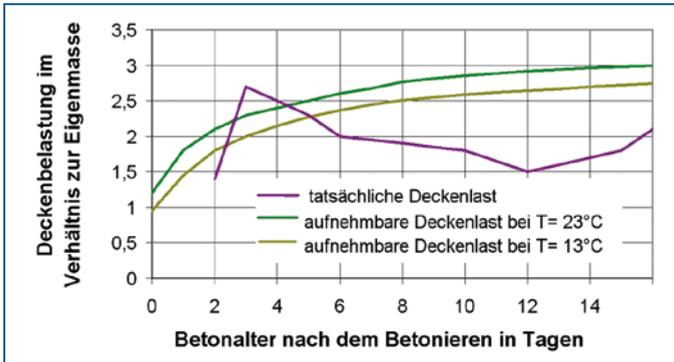


Bild 2.107 Vergleich zwischen übertragener und aufnehmbarer Deckenbelastung während der Bauzeit anhand der Schubkräfte beim Durchstanzen der punktgestützten Deckenplatten. Die statische Verkehrslast betrug $2,5 \text{ kN/m}^2$ [2.183]

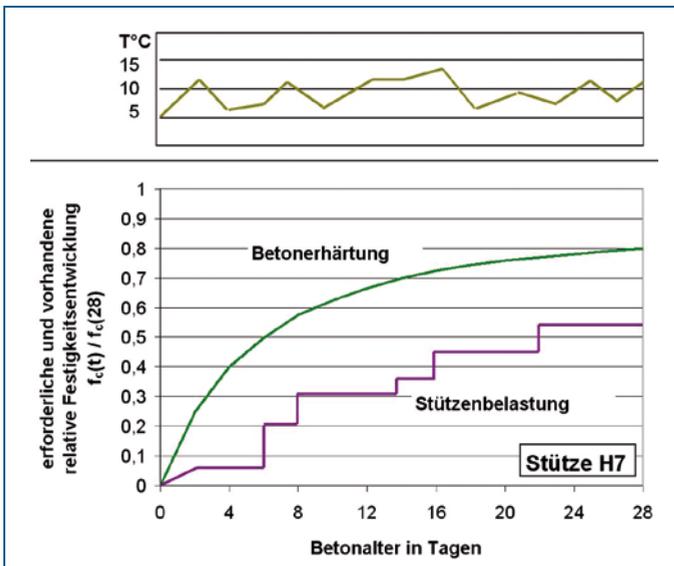


Bild 2.108 Vergleich der aus der Zunahme der Stützenbelastung resultierenden relativen und tatsächlichen Betondruckfestigkeit auf der Grundlage der Reife-Berechnung

werden können. Dabei sind zusätzlich aufgebrachte Lasten, z. B. aus dem Arbeitsbetrieb, zu berücksichtigen. Auf die gebotene Vorsicht bei Bauteilen, die nach dem Ausschalen hoch belastet werden (z. B. Dach- und Geschossdecken, die dann bereits die volle rechnermäßige Belastung tragen müssen und auch durch die noch nicht erhärteten oberen Decken belastet sind), wird ausdrücklich hingewiesen. Im Bedarfsfall sind Hilfsstützen anzuordnen, die alle auftretenden Belastungen aufnehmen können.

Die Art des **Nachweises ausreichender Festigkeit** ist nach den Regelwerken nicht vorgeschrieben. In DIN 1045-3, Abschnitt 5.6.1, ist erwähnt, dass es sinnvoll sein kann, eine (direkte) Erhärtungs- oder eine (indirekte) Reifeprüfung durchzuführen.

Die Erhärtungsprüfung kann an Probekörpern durchgeführt werden, die aus dem für das Bauteil verwendeten Beton gesondert hergestellt und unter den Bauteilbedingungen gelagert und nachbehandelt worden sind (siehe Abschnitt 2.8). Dabei sind die Abweichungen in der Festigkeitsentwicklung zu beachten, die dadurch zustandekommen, dass aufgrund der Bauteilabmessungen eine differenzierte Temperaturerhöhung und ein unterschiedliches Feuchteprofil vorhanden ist, so dass sich verschiedene Erhärtungsgrade einstellen. Mit einer durch die Bauteiltemperatur gesteuerten Lagerung der Probekörper (Abschnitt 2.6.1) können Unterschiede in der Erhärtung weitgehend vermieden werden. Die aktuelle Festigkeit ist auch zerstörungsfrei z. B. durch Rückprallmessung an der Oberfläche feststellbar. Dabei sind die Unterschiede zwischen Rand- und Kernfestigkeit der Bauteile zu beachten (Abschnitt 2.8). Liegen keine verwertbaren Ergebnisse vor, kann auch eine Probenentnahme aus dem Bauteil erforderlich werden. Die zerstörende Prüfung ist nach DIN 1048 durchzuführen. Eine Übersicht zur Anwendung der Prüftechnik im Zuge der Kontrolle der Festigkeitsentwicklung auf der Grundlage von Reife-Konzepten wird hingewiesen; nähere Ausführungen dazu sind in Abschnitt 2.6.6.3 zu finden. Schäden an erhärtenden Stahlbetonkonstruktionen treten sowohl durch die Nichteinhaltung von Mindestfristen bis zum Ausschalen als auch durch falsche Vorgehensweise beim Ausschalen und Ausrüsten ein.

Hinsichtlich der Termine bis zum **Ausschalen und Ausrüsten** waren in DIN 1045: 1988 Anhaltswerte für mindestens einzuhaltende **Fristen** genannt, die i. Allg. angewandt werden konnten, wenn die Temperatur des Betons nach dem Einbringen stets $\geq +5^\circ\text{C}$ betrug (Tabelle 2.19). Davon abweichende Fristen können dann notwendig bzw. angemessen sein, wenn die durch Prüfung ermittelte Festigkeit noch gering ist. Eine Verzögerung der Festigkeitsentwicklung kann dabei durch eine geringere Frischbeton- oder Bauteiltemperatur hervorgerufen werden oder durch die Zusammensetzung des Betons (Zementart, Zusatzmittel) bedingt sein. Für eine Verlängerung der Fristen kann auch das Bestreben bestimmend sein, die Bildung von Rissen, vor allem bei Bauteilen mit sehr verschiedenen Querschnittsdicken zu vermindern oder zu vermeiden oder die Kriechverformungen zu verringern.

Die Ausschallfristen sind gegenüber den Werten in Tabelle 2.19 zu vergrößern, ggf. zu verdoppeln, wenn die Betontemperatur während der Erhärtung überwiegend unter $+5^\circ\text{C}$ lag. Trat während der Erhärtung Frost auf, so sind die Fristen für den ungeschützten Beton mindestens um die Dauer des Frostes zu verlängern.

Bei Verwendung von Gleit- und Kletterschalungen kann in der Regel von kürzeren Ausschallfristen ausgegangen werden. Die Festlegungen für diese kürzeren Fristen sind dann an den Nachweis ausreichender Festigkeitsentwicklung gebunden.

Festigkeitsklasse des Zementes	Wandschalung, Stützenschalung und Seitenschalung der Balken	Deckenschalung	Stützung der Balken, Rahmen und weitgespannten Decken
CEM 32,5	3	8	20
CEM 32,5 R CEM 42,5	2	5	10
CEM 42,5 R CEM 52,5 CEM 52,5 R	1	3	6

Tabelle 2.19 Anhaltswerte für Ausschallfristen in Tagen nach DIN 1045, Abschnitt 12.3.1 (Voraussetzung für die Anwendung: Die Betontemperatur betrug während der gesamten Erhärtungszeit mindestens +5°C)

Tabelle 4.4 in Bd. 1, Abschnitt 4.1.6, nennt Ausschallfristen ohne Nachweis der Ausschallfestigkeit gemäß DBV-Merkblatt [4.11]. Ein Beispiel erklärt dort die Anwendung.

Die **Reihenfolge beim Ausschalen und Ausrüsten der Bauteile** ist nicht beliebig und muss beachtet werden:

- Stützen, Pfeiler und Wände vor den Balken und Decken ausschalen, wenn sie durch diese unterstützt werden
- Seitenschalungen von Balken vor dem Entfernen der Unterstützungen der Balken ausschalen
- Hilfsstützen bei weitgespannten Bauteilen so anordnen, dass sie beim Ausschalen der unterstützenden Bauteile stehen bleiben können.

Sofort nach dem Ausschalen sind **Hilfsstützen** beizubehalten oder anzuordnen, um die Durchbiegungen infolge Kriechen und Schwinden kleinzuhalten. Besonders erwähnt werden in diesem Zusammenhang Fertigteile mit Ort beton, die ebenfalls der Stützung bedürfen. Zur Anordnung von Hilfsstützen siehe Tabelle 2.20.

Rüstungen, Schalungsstützen und -träger sind vorsichtig zu entfernen und durch Lösen der Ausrüstvorrichtung abzusenken. Ein Abzwängen und Abschlagen von Schalungselementen ist untersagt, um dadurch hervorgerufene Erschütterungen zu vermeiden.

Bauteil	Hilfsstützen
Decken mit Spannweite ≤ 3 m	entbehrlich
Decken und Balken mit $l \leq 8$ m	in der Mitte der Stützweite
Decken und Balken mit $l > 8$ m	mehrfach

Tabelle 2.20 Anordnung von Hilfsstützen nach DIN 1045:1988

Die **Benutzung der ausgeschalteten Bauteile** ist mit Vorsicht vorzunehmen. Unzulässig ist, auf die erhärtenden Decken Materialien abzukippen oder abzuwerfen und in größerer Menge zu stapeln.

Die Abstützung der Schalungen und die **Einleitung der daraus resultierenden Kräfte** spielt für die Belastung der Konstruktion und den Belastungsverlauf während der Bauzeit eine große Rolle. Aus der Abstimmung der einzelnen Faktoren kann eine bestimmte Ausbildung der Schalungen resultieren.

Geschossbauten werden in der Regel so ausgeführt, dass die Deckenplatten auf Schalungen betoniert werden, die auf die darunter liegende Geschossdecke abgestützt werden. Bei mehreren übereinander angeordneten und auf diese Weise abgestützten Decken kann die zulässige Belastung überschritten werden.

Ein weiteres kritisches Bauteil stellen unter dem Blickwinkel der Festigkeitsentwicklung die Stützen dar. Bei einer verlangsamten Erhärtung kann die Traglast unterer Stützen durchaus überschritten werden.

Gewissheit über das Sicherheitsniveau während der Baudurchführung kann nur die Analyse der Belastungen und der dazu in Kongruenz vorliegenden Bauteilfestigkeit verschaffen. Ein Beispiel für die Überprüfung der relativen Entwicklung der Belastung und der notwendigen Betondruckfestigkeit sowie der tatsächlichen Betondruckfestigkeit während der Bauzeit bzw. in Abhängigkeit vom Betonalter ist in Bild 2.108 dargestellt. Die zu erwartenden Betondruckfestigkeiten sind auf der Grundlage des Reife-Konzeptes nach Abschnitt 2.6.3 ermittelt worden. Eine Unterschreitung der erforderlichen Betondruckfestigkeit tritt nicht ein; aufgrund der verlangsamten Festigkeitsentwicklung im höheren Alter ist die weitere Überwachung angeraten.

2.7.2 Zwangsspannungen und Rissbildung während der Erhärtung

Seit Beginn der Betonbauweise ist das Problem bekannt, dass die hydratationsbedingte Wärmeentwicklung zu einem Temperaturverlauf und zu Temperaturverteilungen im Bauteil führen, die Rissbildungen nach sich ziehen können. In gleiche Richtung wirken Verformungen, die durch Schwindvorgänge hervorgerufen werden. Eine Überlagerung dieser, bei Behinderung der Bauteilverformungen auftretenden Zwangsspannungen mit Lastspannungen aus Eigen- und Verkehrslasten während der Baudurchführung ist in der Regel nicht auszuschließen. Die Erfassung dieser komplexen Beanspruchung des erhärtenden Betons mit den noch in Entwicklung befindlichen Festigkeitseigenschaften ist eine Aufgabe mit hohem Schwierigkeitsgrad. Vor allem bei Bauwerken mit besonderen Anforderungen an die Dichtheit ist die Überprüfung der Rissgefahr unumgänglich.

Im späteren Alter verlagert sich die Aufgabenstellung, indem das Trocknungsschwinden, meteorologische Temperaturänderungen und Bauwerksbelastungen berücksichtigt werden müssen.

In den vorangegangenen Abschnitten sind die Grundlagen für Überprüfung der Rissgefahr, d. h. Entwicklung der mechanischen Kenngrößen und der Verformungen, und die Verminderung der Verformungen durch geeignete Zusammensetzung, Nachbehandlung und Relaxation behandelt worden. Die Vorgehensweise zur Ermittlung der Spannungen,

Abschätzung der Rissgefahr und den Maßnahmen zur Steuerung der Rissbreite ist in den Abschnitten 3.2 und 3.3 erläutert worden.

2.8 Prüfung der Festigkeit des Betons an Bauteilen und am Bauwerk

Während der Bauausführung ist durch die vorgeschriebenen Prüfmethode nachzuweisen, dass der eingebaute Beton die vorgesehenen Festbetoneigenschaften erreichen wird. Auch wenn Annahmekriterien erfüllt sind, muss die an Prüfkörpern ermittelte Betondruckfestigkeit nicht der im Bauteil oder Bauwerk entsprechen. Das Bauwerk erhärtet unter anderen Umgebungsbedingungen, einschließlich der Nachbehandlung, als die normgelagerten Prüfkörper. Die unvermeidbaren Abweichungen zwischen der an Stichproben nachgewiesenen Betondruckfestigkeit und der real vorhandenen Bauwerksdruckfestigkeit werden durch die Sicherheitsbeiwerte bei der Bemessung des Bauteiles abgedeckt. Der Vergleich der Bauwerksfestigkeit mit der Druckfestigkeit von Prüfkörpern aus der Konformitätsprüfung zeigt, dass die Bauwerksdruckfestigkeit etwa 70 bis 100 % erreicht. Man kann davon ausgehen, dass die Bauwerksdruckfestigkeit im Mittel etwa 85 % der Druckfestigkeit von Prüfkörpern aus der Konformitätsprüfung beträgt [2.185]. Dieses Festigkeitsverhältnis ist heute im Normenwerk enthalten und wird der Ableitung der charakteristischen Bauwerksfestigkeit zugrundegelegt.

Wird das geforderte Festigkeitsniveau in der Konformitätsprüfung nachgewiesen und die geplante Nutzung des Bauwerks bzw. Bauteils eingehalten, besteht kein Erfordernis zur Prüfung der Betondruckfestigkeit am Bauwerk. Die Prüfung der tatsächlich erreichten Bauwerksdruckfestigkeit ist aber erforderlich und in DIN EN 13791:2008-05 geregelt, wenn

- Nichtkonformität von Probekörpern der Qualitätskontrolle während der Baudurchführung vorliegt
- die Ergebnisse der Prüfungen bei Lieferung oder während der Bauzeit nachträglich als unzureichend oder als unsicher einzuschätzen sind
- das Bauteil oder Bauwerk durch veränderte Nutzungsbedingungen höher oder anders belastet werden soll
- die Verarbeitung und Erhärtung des Betons im Bauteil erheblich von den Regeln der Technik abweicht
- der Beton im jungen Alter unzulässig belastet wurde (z. B. Erschütterung).
- Zweifel an der Standsicherheit nach einem Brand oder aufgrund anderer Einflüsse bestehen
- ältere Bauwerke, für die keine Festigkeitsklasse bekannt ist, umgenutzt oder/und instandgesetzt werden sollen
- Ursachen von Schadensfällen zu klären sind.

Die Bauwerksprüfungen stellen grundsätzlich keinen Ersatz für nicht vorgesehene oder nicht durchgeführte Prüfungen nach DIN EN 206-1 bzw. DIN 1045-2 oder eine fehlende Identitätsprüfung nach DIN 1045-3 dar.

Für die Prüfung der Betondruckfestigkeit am Bauwerk stehen heute sowohl zerstörende (Entnahme von Bohrkernen) als auch zerstörungsarme (Abbrech- und Ausreißversuche an der Oberfläche der Bauteile) und zerstörungsfreie (Ultraschall, Impact-Echo, Radar, Thermografie) Prüfverfahren zur Verfügung. Großen Auftrieb hat die Messtechnik durch die Zustandsbewertung von neuer und alter Bausubstanz erhalten.

2.8.1 Beurteilung der Bauteilfestigkeit durch Bohrkern

Bei diesem zerstörenden Prüfverfahren werden die Prüfkörper dem Bauwerk/Bauteil entnommen und daran unmittelbar anschließend die Druckfestigkeit bestimmt. Aufgrund der Schädigung des Bauwerkes ist der Probenumfang zwangsläufig begrenzt. Problematisch ist die Anwendung, wenn es sich um wasserundurchlässige Bauwerke oder damit vergleichbare Konstruktionen handelt. Dann ist eine Kombination mit oder der Einsatz von zerstörungsfreien Prüfmethode notwendig.

Die Prüfkörper sind in der Regel zylindrisch (Bohrkerne), können aber als Ausnahme auch eine prismatische Form aufweisen. Auf jeden Fall ist zu beachten, dass die Betondruckfestigkeit bei konstanten Prüfbedingungen von der Form und Größe der Prüfkörper abhängt (siehe z. B. [2.186]). Der Zusammenhang zwischen Betondruckfestigkeit am entnommenen Prüfkörper und Betondruckfestigkeit am Normprüfkörper (Würfel mit 150 mm Kantenlänge) ist bei abweichenden Formen und Größen nach. Die Prüfkörper werden den Bauteilen durch Kernbohrung entnommen. (DIN EN 12504-1:2000). Die Bohrkerndurchmesser sollten i. d. R. 100 mm bis 150 mm betragen, Hinweise zum Einfluss des Größtkorndurchmessers sind in [2.186] enthalten. Im Allgemeinen soll die kleinste Prüfkörperabmessung das 3 bis 3,5-fache des Größtkorndurchmessers betragen. Die Prüfkörperhöhe sollte mindestens gleich dem Durchmesser sein (Abweichungen bis zu 10 % zulässig). Die Grundflächen des Zylinders sind senkrecht zur Zylinderachse anzuordnen. Abweichungen sind durch Abgleichschichten auszugleichen.

Bei feingliedrigen oder stark bewehrten Bauteilen sind auch kleinere Durchmesser, mindestens aber 50 mm zulässig [2.187].

Ein Anschnitt von Bewehrungsstahl ist zu vermeiden, einer von Spannstahl ist unzulässig. Bohrkern mit Bewehrungsstahl in Längsrichtung sind nicht zulässig. Auch schräg verlaufende Stähle verfälschen das Ergebnis. Prüfkörper mit mehr als 5 % Bewehrung sind nicht verwendbar.

Die Mindestanzahl der aus dem Bauwerk zu entnehmenden Bohrkern richtet sich nach DIN 1045-3, Anhang A2. Danach sind mindestens 3 Bohrkern zu entnehmen für jeweils

höchstens 300 m ³ oder je 3 Betoniertage	(ÜK2)
höchstens 50 m ³ oder je 1 Betoniertag	(ÜK3).

Je Prüfbereich sind mindestens 3 Bohrkern zu entnehmen.

Bei Zylindern mit Durchmessern unter 100 mm sind nach DIN EN 13791 bei einem Größtkorn von > 16 mm die doppelte Anzahl und bei einem Größtkorn ≤ 16 mm die 1,5-fache Menge zu prüfen.

Die Bohrkern sind im Nassbohrverfahren zu entnehmen. Da die Prüfkörper bei der Prüfung lufttrocken sein müssen, sind die Bohrkern nach der Entnahme mindestens 1 Tag lufttrocken bei 20°C, geschützt vor Zugluft, zu lagern. Die Festigkeitsprüfung erfolgt nach DIN EN 12390-3:2002.

Die Auswertung der Ergebnisse an Zylindern (mit dem Durchmesser d und der Höhe l) und die Umwertung der Bauwerksfestigkeit $f_{c, is, cyl}$ (is = in-situ) in die Bemessungsfestigkeit wird nach DIN EN 13791:2008-05 vorgenommen. Danach entsprechen Bohrkern von 100 bis 150 mm Durchmesser und $h/d = 1$ den Ergebnissen an Würfelproben mit 150 mm Kantenlänge:

$$\text{Bohrkern mit } d = 100 \dots 150 \text{ mm und } h/d = 1 \rightarrow f_{c, cube(150)} = f_{c, is, cyl}$$

Für andere Verhältnisse h/d sind Umrechnungsfaktoren zu ermitteln. Als Anhaltspunkt kann dabei dienen:

$$d = 100 \dots 150 \text{ mm und } h/d = 2 \rightarrow f_{c, cyl(150/300)} = f_{c, is, cyl}$$

$$d = 50 \text{ mm und } h/d = 1 \rightarrow f_{c, cube(150)} = 0,9 \cdot f_{c, is, cyl}$$

Bei der Einstufung in die Festigkeitsklassen nach DIN EN 206-1 ist der Abminderungsfaktor zu beachten:

$$f_{ck}(\text{Bauwerksbeton}) = 0,85 \cdot f_{ck}(\text{Bohrkern})$$

$$f_{c, is, cube}(\text{Würfelfestigkeit in-situ}) = 0,85 \cdot f_{c, cube}(\text{charakteristische Würfeldruckfestigkeit})$$

Dieses Verhältniswert 0,85 ist Bestandteil von γ_c in EN 1992-1:2004-01.

Diese abgeminderten charakteristischen Mindestfestigkeiten von Bauwerksbeton sind in DIN EN 13791:2008-05 als Tabelle 1 für Normalbeton und als Tabelle NA.1 für gefügedichten Leichtbeton aufgenommen worden (Tabelle 2.21). Die charakteristische Betonfestigkeit des Bohrkerns ergibt sich zur Einstufung nach DIN EN 206-1 wie folgt:

$$3 \leq \text{Anzahl der Bohrkern} \leq 14 \quad f_{c, is} = f_{c, is, min} - k \quad \begin{array}{l} (3-6 \text{ Bohrkern} \rightarrow k = 7 \\ (7-9 \text{ Bohrkern} \rightarrow k = 6 \\ (10-14 \text{ Bohrkern} \rightarrow k = 5) \end{array}$$

$$f_{c, is} = f_{c, is, min} + 4$$

$$15 \leq \text{Anzahl der Bohrkern} \rightarrow f_{c, is} = f_{c, is, min} - 1,48 \cdot s \quad (s \geq 2,0 \text{ N/mm}^2)$$

$$\rightarrow f_{c, is} = f_{c, is, min} + 4$$

$f_{c, is, min}$ = kleinster Wert der Stichprobe.

In beiden Fällen gilt: Der kleinere von den beiden Werten $f_{c, is}$ muss den Nachweis der charakteristischen Mindestdruckfestigkeit nach Tabelle 2.21 erbringen (d. h. gleich oder größer sein als $0,85 f_{ck}$)

Beispiel:

Die Prüfung von 3 Bohrkernen ergab die Werte $f_{1, is} = 42,8 \text{ N/mm}^2$; $f_{2, is} = 38,5 \text{ N/mm}^2$; $f_{3, is} = 44,1 \text{ N/mm}^2$.

Daraus resultiert der Mittelwert $f_{m, is} = 41,8 \text{ N/mm}^2$. Bei 3 Bohrkernen beträgt $k = 7$
Zur Einordnung gilt:

$$f_{ck, is} = f_{m, is} - k = 41,8 - 7 = 34,8 \text{ N/mm}^2 \text{ bzw.}$$

$$f_{ck, is} = f_{is, min} + 4 = 38,5 + 4 = 42,5 \text{ N/mm}^2$$

Der kleinere und damit maßgebende Wert beträgt $34,8 \text{ N/mm}^2 > 31 \text{ N/mm}^2$. Die daraus resultierende Betonklasse nach Tabelle 2.21 ist C30/37.

In Fällen zweifelhafter Konformität kann durch Bohrkernentnahme, -prüfung und -bewertung Sicherheit über die Bauwerksfestigkeit geschaffen werden, wenn beispielsweise bei einer größeren Anzahl von Betonlieferungen und damit Bohrkernen die Druckfestigkeitswerte

$$f_{cm, is} \geq 0,85 \cdot (f_{ck} + 1,48 \cdot s) \quad [\text{N/mm}^2] \quad (s \geq 2,0 \text{ N/mm}^2)$$

$$f_{c, is, min} \geq 0,85 \cdot (f_{ck} - 4)$$

Sind diese Bedingungen erfüllt, darf angenommen werden, dass das Bauteil aus Beton ausreichender Festigkeit besteht. Sollte ein Bohrkern versagen, deutet sich ein lokales Problem an, ohne die Bauteilfestigkeit insgesamt infrage zu stellen.

Bohrkernprüfungen können dabei durch Rückprallmessungen ergänzt oder teilweise ersetzt werden.

Druckfestigkeits- klasse nach DIN EN 206-1	Charakteristische Mindestdruckfestigkeit $f_{ck, is, cube} [\text{N/mm}^2]$		Druckfestigkeits- klasse nach DIN EN 206-1
	Normalbeton	Leichtbeton	
	–	8	LC8/9
C8/10	9	11	LC12/13
C12/15	13	15	LC16/18
C16/20	17	19	LC20/22
C20/25	21	24	LC25/28
C25/30	26	28	LC30/33
C30/37	31	32	LC35/38
C35/45	38	37	LC40/44
C40/50	43	43	LC45/50
C45/55	47	47	LC50/55

Tabelle 2.21 Charakteristische Mindestdruckfestigkeit des Bauwerksbetons bei einer Einordnung in die Druckfestigkeitsklassen nach DIN EN 206-1

2.8.2 Indirekte (zerstörungsfreie) Prüfverfahren

Nach DIN 1048, Teil 2 waren als zerstörungsfreie Prüfverfahren die Schlagprüfung mit dem Rückprallhammer oder mit dem Kugelschlaghammer möglich. Beide Prüfverfahren nutzen die Größe des Elastizitätsmoduls an der Oberfläche des Bauteils zur Erfassung der

Betondruckfestigkeit. Hinsichtlich der Betondruckfestigkeit des Bauteiles haben zerstörungsfreie Prüfverfahren eine begrenzte Aussagekraft. Der E-Modul an der Oberfläche des Bauteils kann durch mangelnde Nachbehandlung, hohen Karbonatisierungsfortschritt u. ä. erheblich beeinflusst werden.

Zunehmend werden verschiedene Methoden zur Messung der Betondruckfestigkeit mit Ultraschallimpulsen angewandt, die flächige und Reihenuntersuchungen gestatten und beliebig oft wiederholt werden können. Vorteilhaft ist, dass keine Beeinträchtigung des Bauteiles stattfindet. Da ein direkter Zusammenhang zwischen Schallgeschwindigkeit und Betondruckfestigkeit nicht besteht, sind zuverlässige Ergebnisse nur dann zu erwarten, wenn eine hinreichende Kalibrierung mit der aktuellen Betonzusammensetzung erfolgt ist.

2.8.2.1 Rückprallprüfung

Die Prüfung entsprechend DIN EN 12504-2 erfolgt mit dem Rückprallhammer nach E. Schmidt, der durch eine gespannte Feder einen gleichmäßigen Schlag auf den Beton ausübt. Die Rückprallprüfung ermittelt einen Kennwert aus der Rückprallstrecke des Schlaggewichtes, der an einer Skala abgelesen werden kann. Zusätzlich können die Prüfergebnisse auch aufgezeichnet werden. Die einsetzbaren Gerätemodelle besitzen unterschiedliche Schlagenergie und damit jeweils besonders geeignete Anwendungsbereiche (Beispiel in Bild 2.111).

Die Randbedingungen für die Prüfung sind in DIN EN 12504-2:2001 festgelegt. Danach muss die Mindestdicke des Bauteiles 100 mm und der Prüffläche 300 · 300 mm betragen. Die Anzahl der Messstellen muss das 3-fache der in DIN 1045-3, Anhang A2 festgelegten Probekörper betragen (DIN EN 13791, NA 4.3). Wenn beispielsweise eine Wand (Höhe 4 m, Länge 50 m, Dicke 0,6 m = 120 m³) mit der Rückprallmessung beurteilt werden soll, sind mind. 3 · Faktor 3 = 9 Messungen erforderlich. Bei einer solchen Abmessung erscheint diese Vorgabe zu gering.

Prüfhammer mit erheblich geringerer Schlagenergie sind für dünnwandige Elemente von 50 mm bis 100 mm vorgesehen. Die sachgerechte Prüfung wird mit einem kalibrierten Prüfhammer auf einer geschliffenen Oberfläche durchgeführt und dabei die Prüfrichtung winkelgerecht eingehalten. Die Oberfläche muss gleichmäßig und tragfähig sowie frei von Lunkern und Makroporen sein.

Aus den Prüfwerten, die das elastische Verhalten von Beton in oberflächennahen Schichten und damit den E-Modul charakterisieren, wird auf die Druckfestigkeit geschlossen. Dabei ist zu bedenken, dass sich die Eigenschaften der Gesteinskörnung viel stärker auf den E-Modul und den Rückprall auswirkt als auf die Druckfestigkeit. Weiterhin wird das elastische Verhalten der Betonoberfläche durch unterschiedliche Hydratation, Karbonatisierung, Feuchtegehalt u. a. beeinflusst. Nach [2.21] spielen auch die Querschnittsabmessungen, die Einspannungsbedingungen und die Belastungsverhältnisse eine Rolle. Insofern ist nachvollziehbar, dass die einer Rückprallstrecke zugeordnete Festigkeit sehr stark streut (Bild 2.109).

Der große Nachteil besteht weiterhin darin, dass selbst bei sorgfältiger Durchführung der Messung nur bedingt auf die Festigkeit im Innern des Bauteiles geschlossen werden kann. Unter praktischen Gesichtspunkten heißt das unter Umständen auch, dass ein

Beton, der nach der Rückprallprüfung zu geringe Festigkeit besitzt, bei Entnahme eines Bohrkerns durchaus hinreichende Festigkeit aufweisen kann. Der Vorteil des seit Jahrzehnten eingesetzten Verfahrens ist die einfache Handhabung.

Aus den abgelesenen mittleren Rückprallzahlen darf nach DIN EN 13791 auf die Festigkeitsklasse nach DIN 1045-1 geschlossen werden (Tabelle 2.22). Die Tabellenwerte für waagerechte Schläge beinhalten eine Sicherheit, da ein Streubereich begrenzt wird, und entsprechen der 10 %-Fraktile (Bild 2.109).

Bereits in DIN 1048-2 war eine Zuordnung von Rückprallstrecke zu Betonfestigkeitsklassen vorgenommen worden. Die Mindestwerte der Rückprallstrecke für jede Messstelle (R_m) und für jeden Prüfbereich (\bar{R}_m) wurden dabei unter dem Gesichtspunkt festgelegt, dass entsprechend der unteren Kurve im Bild 2.109 (10 %-Quantil) dem Wert R_m die jetzt normierte Festigkeitskenngröße f_{ck} und dem Wert \bar{R}_m die Festigkeitskenngröße f_{ck+5} entsprechen würde. In Tabelle 2.22 sind nach DIN EN 13791 die Mittelwerte R_m durch die Medianwerte ersetzt (siehe dazu das im Abschnitt enthaltene Beispiel).

Die Werte gelten dabei für einen Beton nach 28 Tagen Erhärtung, eine Anwendung bis zu 91 Tagen wird als vertretbar eingeschätzt. Bei älteren Betonen ergeben sich durch die karbonatisierte Randzone höhere Druckfestigkeitswerte und damit zu günstige Beurteilungen. Weicht die Schlagrichtung ab, sind Korrekturen erforderlich (Tabelle 2.23). Nach Angabe von [2.189] sind auch Geräte verfügbar, bei denen der Rückprallwert keiner Winkelkorrektur bedarf (Bild 2.112).

Die Grenze der Anwendbarkeit des Rückprallhammers Typ N ist die Betonfestigkeit 10N/mm^2 . Sollen junge Betone geprüft werden, beispielsweise zur Bestimmung des Ausschaltermines, ist das Modell P bzw. P_T mit geringerer Schlagenergie anwendbar (Bild 2.111).

Ein genauerer Nachweis, vor allem bei älteren Betonen und der Einsatz bei jungem Beton, setzt prinzipiell voraus, dass für den betreffenden Beton der Zusammenhang zwischen Rückprallmessung und Betondruckfestigkeit an gesondert hergestellten Würfeln (Bezugsgerade W) oder an Bohrkernen (Bezugsgerade B) ermittelt wird (vgl. DIN 1048-2:1991). Die über die Bezugsgeraden W und B aufgetragenen Messwerte können dann den Ergebnissen aus Bohrkernprüfungen gleichgestellt werden. Ein Beispiel der Bezugsgeraden W ist in Bild 2.110 dargestellt. Bei streuenden Werten ist die Begrenzungsgerade (bzw. -kurve) um einen 10 %-Quantilwert verschoben maßgebend.

Bei diesem Korrelationsverfahren wird der Zusammenhang über eine Regressionsanalyse (≥ 18 Wertepaare) hergestellt oder anhand der standardisierten Bezugskurven in DIN EN 13791 (≥ 9 Wertepaare) gefunden. Aus dem Mittelwert und der Standardabweichung sowie einem Sicherheitsbeiwert ergibt sich die notwendige Verschiebung der Bezugskurve.

Nach DIN EN 13791, NA 4.5, besteht unter bestimmten Voraussetzungen die Möglichkeit, Rückprallprüfungen ohne Korrelation mit der Bohrkernfestigkeit zur Beurteilung des Bauteiles heranzuziehen. Die dafür besonders geeigneten Geräte (z. B. Bild 2.112) besitzen eine verbesserte Mess- und Wiederholungsgenauigkeit (z. B. [2.189]). Bedingung ist, dass die Oberfläche nicht durch Brand, Frost oder chemischen Angriff verändert ist und die Karbonatisierungstiefe weniger als 5 mm beträgt. Die Vorgehensweise besteht dann darin, zunächst die Karbonatisierungstiefe zu prüfen, die Anzahl der Prüfflächen zu bestimmen (3-fache Anzahl im Vergleich zu den erforderlichen Probekörpern nach

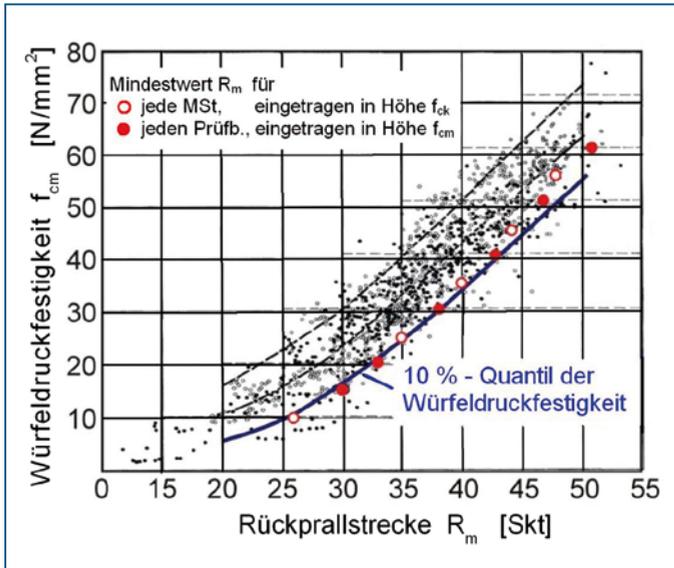


Bild 2.109 Zusammenhang zwischen Rückprallstrecke und Betondruckfestigkeit im Vergleich zu den Mindestwerten nach DIN 1048 bzw. DIN EN 13791 (Zusammenfassung der Messwerte von [2.188] in [2.21])

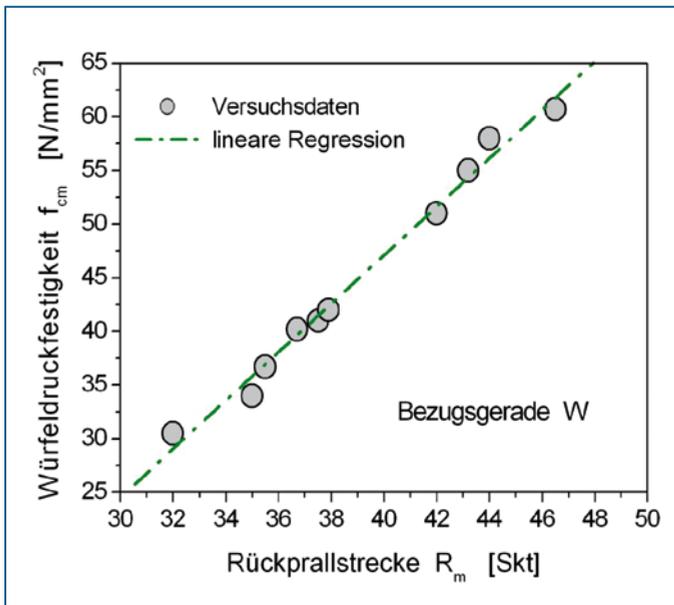


Bild 2.110 Ableitung der Bezugsgeraden W aus Versuchsergebnissen



Bild 2.111 Schmidt-Hammer Modell P mit geringer Schlagenergie



Bild 2.112 Einsatz des Rückprallhammers »SilverSchmidt« mit statistischer Auswertung und PC-Anschluss [2.189]

DIN 1045-3), die einzelnen Prüfflächen mit je 9 Schlagstellen zu untersuchen und schließlich die Auswertung über die Berechnung der Medianwerte vorzunehmen. Danach würde die Überprüfung einer Betonage von 600 m^3 in der ÜK2 $3 \cdot 2 = 6$ Proben und daraus $6 \cdot 3 = 18$ Prüfflächen mit mind. $18 \cdot 9 = 162$ Schlagstellen erfordern.

Der Prüfhammer ist in Verbindung mit einzelnen Bohrkernprüfungen sehr vorteilhaft einsetzbar. Die Prüfwerte gestatten eine qualitative Beurteilung der Festigkeitsverteilung an beliebig vielen Prüfstellen vor allem ausgedehnter Bauteiloberflächen und eine Kalibrierung mit den Ergebnissen der Bohrkernprüfung, so dass eine Beurteilung des gesamten Bauteiles gegeben ist. Durch die Rückprallprüfung könnten Flächen wahrscheinlich ungenügender Festigkeit eingegrenzt und aus diesem Bereich dann zielgerichtet Bohrkern entnommen werden.

Die Rückprallprüfung ist nicht geeignet für Leichtbetone und hochfeste Betone.

Druckfestigkeitsklasse	Mindestmedianwert für jede Prüffläche [Skalenteile]	Mindestmedianwert für den gesamten Prüfbereich [Skalenteile]
C 8/10	26	30
C 12/15	30	33
C 16/20	32	35
C 20/25	35	38
C 25/30	37	40
C 30/37	40	43
C 35/45	44	47
C 40/45	46	49
C 45/55	48	51
C 50/60	50	53

Tabelle 2.22 Mittlere Rückprallzahlen und damit vergleichbare Festigkeitsklassen nach DIN EN 206-1 / DIN 1045-2 (nur gültig für Karbonatisierungstiefen $\leq 5 \text{ mm}$)

Messstellenwert [Skt]	Korrekturwerte ¹⁾ in [Skt] bei Abweichen der Schlagrichtung von der Waagerechten um			
	+ 90°	+ 45°	- 45°	- 90°
20	- 6	- 4	+ 2	+ 3
30	- 5	- 3	+ 2	+ 3
40	- 4	- 3	+ 2	+ 2
50	- 3	- 2	+ 1	+ 2
60	- 2	- 2	+ 1	+ 2

- bedeutet Abweichung nach unten, + nach oben

¹⁾ Zwischenwerte dürfen linear interpoliert werden

Tabelle 2.23 Korrekturwerte für nicht waagerechte Schläge [Skalenteile]

Beispiel:

Die Prüfung in einer Fläche ergab die nacheinander abgelesenen Werte.

52 46 42 39 41 44 38 49 42 [N/mm²]

Aufsteigend sortiert lautet die Messreihe:

38 39 41 42 42 44 46 49 52 [N/mm²]

Die geometrische Mitte (= Medianwert) liegt in dieser Prüffläche bei

42 N/mm²

Im Vergleich zu den anderen Prüfflächen mit deren Medianwerten (hier nicht angegeben) wird der niedrigste Wert mit 40 N/mm² festgestellt. Die aufsteigende Sortierung der Medianwerte aller Prüfflächen ergab den Medianwert 46 N/mm². Nach Tabelle 2.22 resultiert daraus, dass nach Spalte 1 wahrscheinlich die Betonfestigkeitsklasse C30/37 vorliegt, nach Spalte 2 ist eine noch höhere Festigkeit zu vermuten.

2.8.2.2 Kugelschlagprüfung

Bei der in die Normung DIN EN 12504 nicht miteinbezogenen Kugelschlagprüfung ist auf der Spitze des Schlagbolzens eine gehärtete Kugel angebracht, die beim Aufprall auf die Betonoberfläche in den Beton eindringt und einen kalottenartigen Abdruck hinterlässt. Je größer die Mörteldruckfestigkeit an der Betonoberfläche ist, desto kleiner wird der Kugelabdruck. Aus dem Durchmesser des Kugelabdruckes wird die Betondruckfestigkeit bestimmt. Die Ergebnisse umfangreicher Untersuchungen sind in [2.190] angegeben.

Die Aussagekraft des Verfahrens beruht darauf, dass ein Zusammenhang zwischen der Zementstein- bzw. Mörtelfestigkeit und der Druckfestigkeit des Betons besteht. Die Einschränkungen sind die gleichen wie bei der Rückprallprüfung, eine Beurteilung der Bauteilfestigkeit ist nicht sicher möglich. Der Anwendungsbereich entspricht dem der Rückprallprüfung. Die Methode liefert, obwohl sie aufwändiger als die Prüfung mit dem Rückprallhammer ist, keine besseren Ergebnisse und verliert zunehmend an Bedeutung.

2.8.2.3 Ultraschallmesstechnik

Die Anwendung des Ultraschalls zur Betonfestigkeitsprüfung war in den letzten Jahren mit großen Fortschritten verbunden. Die Messtechnik geht von der Tatsache aus, dass zwischen der Schallgeschwindigkeit im Beton und der Dichte ein Zusammenhang besteht, der auf die Beziehung zur Festigkeit erweitert worden ist. Diese Erweiterung bedarf der Kalibrierung.

Die Prüfgeräte bestehen aus einem Sender, der elektrische Impulse (Spannungsstöße) erzeugt, die der Geber in Ultraschall-Impulse umsetzt, und einem Empfangsteil, der die Impulse nach dem Durchlaufen der Prüfstrecke wieder aufnimmt und umwandelt. Die dabei benötigte Schalllaufzeit zwischen Geber und Empfänger wird gemessen und bei bekannter Schallweglänge die Schallgeschwindigkeit berechnet. Die Schallgeschwindigkeit ist dabei eine Funktion des dynamischen E-Moduls E_{dyn} , der dynamischen Querdehnungszahl und der Betonrohddichte. Da eine Beziehung zwischen dem dynamischen E-Modul und der Betondruckfestigkeit besteht, kann eine Verbindung zwischen der angezeigten Schallgeschwindigkeit und der mittleren Betondruckfestigkeit hergestellt werden, wenn die Zusammensetzung (Ausgangsstoffe, Wassermenge usw.) bei den Prüfungen identisch ist.

Die Eigenschaften der Gesteinskörnungen beeinflussen sehr wesentlich den E-Modul des Betons, aber nur in geringerem Maße die Druckfestigkeit. Insofern ist eine Aussage über die wahrscheinliche Druckfestigkeit anhand von gemessenen Schallgeschwindigkeiten nur dann aussagekräftig, wenn vorher experimentell gesicherte Bezugskurven aufgestellt worden sind. Grundsätzlich besteht das Problem darin, dass der Volumenanteil und die Eigenschaften der Gesteinskörnungen in weiten Grenzen schwanken können, der Einfluss auf die Ultraschallgeschwindigkeit über den gesamten Erhärtungszeitraum hinweg jedoch konstant bleibt, die Geschwindigkeit im Zementstein sich dagegen mit zunehmender Erhärtung und Entwicklung der Druckfestigkeit laufend ändert. Wie Bild 2.113 zeigt, kann bei gleicher Ultraschallgeschwindigkeit eine sehr unterschiedliche Druckfestigkeit vorhanden sein. Die Weiterentwicklung der Gerätetechnik und der weitgehende Verzicht auf Eichkurven basiert auf der nachgewiesenen relativ einheitlichen Schallgeschwindigkeiten durch die Gesteinskörnungen (etwa 5,0 km/s) und der Ableitung der Schallgeschwindigkeit des Zementsteines aus der des Betons bei vorhandener Zusammensetzung [2.192].

Selbst dann, wenn gesicherte Kurven vorhanden sind, können die Ergebnisse verfälscht werden, wenn der Schall Bewehrungsstäbe kreuzt oder Betonierfehler mit Unregelmäßigkeiten vorliegen. Verfahrenstechnisch bedingt, durchläuft die Schallwelle auch die Oberfläche des Bauteiles und erfasst alle Unregelmäßigkeiten aus dem Einbau und der Verdichtung des Betons, durch Risse und andere Schädigungen sowie aus der Karbonatisierung und der Feuchte. Der Störeinfluss aus der Anbringung von Gebern und Empfängern auf dem Bauteil wird mit Hilfe einer Koppelpaste eliminiert.

Die Anbringung der Prüfköpfe richtet sich nach der beabsichtigten Laufrichtung des Ultraschalls. Insofern kann der Ultraschall direkt durch das Bauteil oder indirekt über die Oberfläche übertragen werden. Bei Verbundbauteilen entsteht durch die Reflexion ein zusätzliches Echo. Auch Fehlstellen und Hohlräume erzeugen entsprechende Reflexionen (Bild 2.114). Durch Form und Größe der Prüfköpfe wird an die spezielle Messaufgabe angepasst, beispielsweise werden spitz zulaufende Messköpfe für Spritzbeton verwendet.

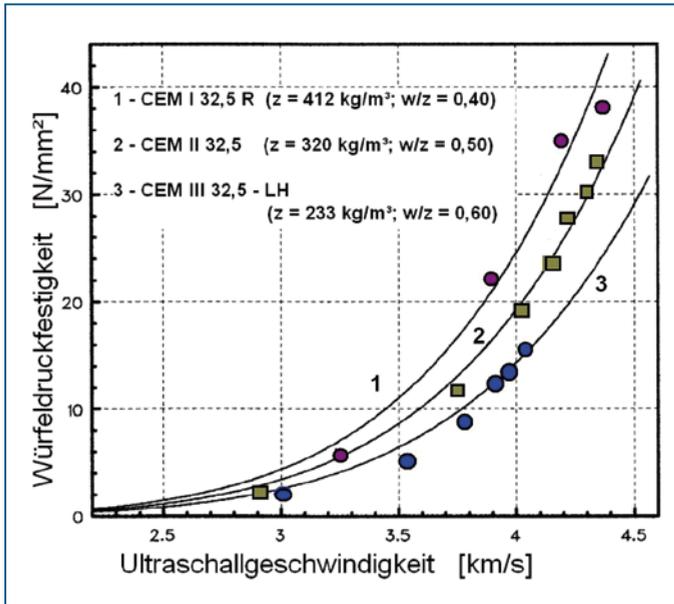


Bild 2.113 Beziehung zwischen der Ultraschallgeschwindigkeit und Würfeldruckfestigkeit für 3 Betone mit unterschiedlicher Zusammensetzung [2.193]

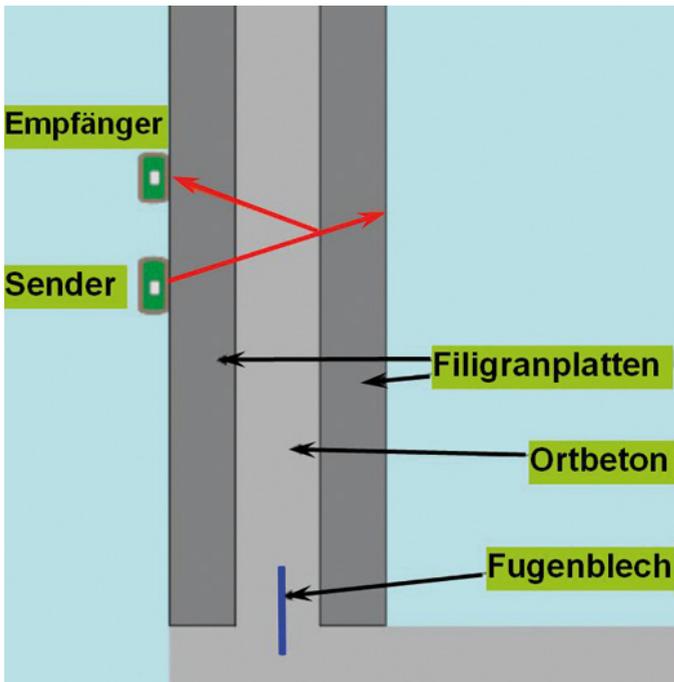


Bild 2.114 Ultraschallmessung an einer Deifachwand

Mit dem Ziel, durch die US-Messtechnik große Betonflächen schnell scannend und automatisiert abtasten zu können, wurden luftgekoppelte Ultraschallmessköpfe entwickelt.

Die Bewertung der Ergebnisse erfolgt nach DIN EN 13791:2006, in dem eine Korrelation zwischen der Betondruckfestigkeit an Betonprüfkörpern und der Ultraschalllaufzeit hergestellt wird. Auf der Basis der normierten Bezugskurve wird in Auswertung der eigenen Untersuchung eine Verschiebung vorgenommen, so dass die Prüfwerte erfasst werden. Ist eine größere Anzahl von Prüfwerten vorhanden, kann über Regression eine entsprechende Kurve selbst aufgestellt werden.

Ultraschall- und Rückprallmessungen werden häufig gemeinsam durchgeführt, um vermutete oder bereits gefundene Schwachstellen in der Konstruktion präzise orten und auswerten zu können.

2.8.2.4 Impact-Echo-Messtechnik

Beim Impact-Echo-Verfahren erzeugt eine aufprallende Kugel oder der Schlag eines speziellen Hammers eine Schockwelle, deren Wellenlaufzeit gemessen (2 Empfänger) oder deren Vielfach-Reflexionen erfasst werden und daraus ein Frequenzspektrum bestimmt wird. Im ersten Fall wird die Wellengeschwindigkeit berechnet, im zweiten aus dem Frequenzspektrum abgeleitet. Die Auswertung der Wellengeschwindigkeit in Hinblick auf die Betondruckfestigkeit erfolgt analog zu der beim Ultraschallverfahren [2.194].

Beispielsweise kann bei der Prüfung der Beschaffenheit von Bohrpfählen durch Einleitung einer Stoßwelle im Pfahlkopf und Erfassung der Laufzeit sowie Intensität der Pfahlfußreflexion eine Beurteilung der Homogenität und Betonfestigkeit vorgenommen werden, wenn die Pfahllänge als bekannt vorausgesetzt wird.

2.8.3 Zerstörungssarme Prüfverfahren

Nach DIN EN 12504-3 kann die Ausziehkraft bestimmt werden, indem eine scheibenförmige Metalleinlage in den Frischbeton eingesetzt und nach der Erhärtung durch einen daran befestigten Stab herausgezogen wird. Es entsteht ein kegelförmiger Ausbruch, der Beton versagt durch Überschreiten der Zug- und Schubfestigkeit (Bild 2.115). Das Verfahren entspricht dem Lok-Test, der in den skandinavischen Ländern eingeführt ist.

Die Auswertung der Messwerte bedarf der Korrelation zwischen Ausziehkraft und Betonfestigkeit.

Ein Ausziehversuch kann auch nachträglich noch durchgeführt werden, wenn ein Spreizdübel in den Beton eingebohrt wird (Bild 2.117); es entsteht ein vergleichbarer Ausbruchkegel.

Wenn eine Vorplanung der Prüfstellen und der Einbau der Prüfplatte beim Lok-Test nicht möglich ist, kann das Ausreißen eines nachträglich eingebohrten Dübels (Durchmesser 6 mm) vorgenommen werden (Bild 2.117). Diese Methode ist in DIN EN 12504-3 enthalten und entspricht dem Capo-Test mit Einsatz der Ausrüstung für den Lok-Test (Bild 2.118).

International ist weiterhin der Abbrech-Versuch (Break-off-test) bekannt, der in der DIN EN 12504 nicht enthalten ist. Dazu wird ein etwa 70 mm langes Rohrstück senkrecht zur Oberfläche in den Frischbeton eingesetzt, das nach dem Ziehen einen ringförmigen Spalt hinterlässt. Mit einer horizontal wirkenden öldruckbetriebenen Belastungseinrich-

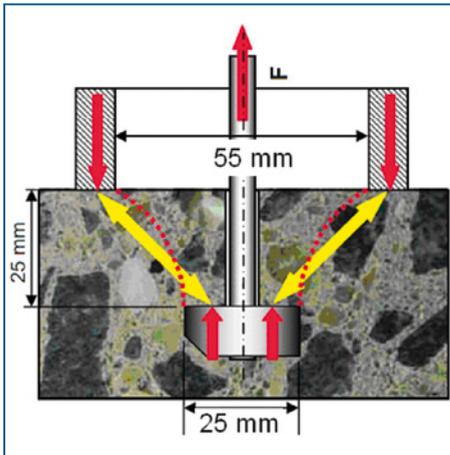


Bild 2.115 Ausreißversuch entsprechend DIN EN 12504-3, hier als Lok-Test [2.195]



Bild 2.116 Durchführung des Lok-Tests auf einer Geschosdecke [2.195]

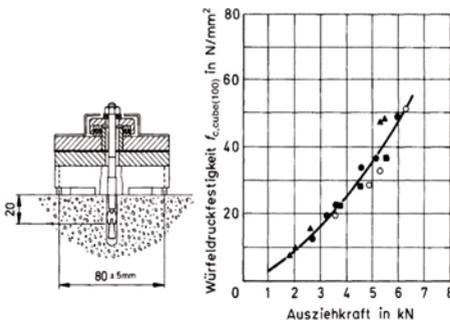


Bild 2.117 Ausreißen eines Spreizdübels (Durchmesser 6 mm) zur Bestimmung der Betonfestigkeit nach DIN EN 12504-3 (aus [2.21])



Bild 2.118 Gerätetechnik für den Lok- und Capo-Test

ung wird eine »Abbrechkraft« erzeugt, aus der die Betonfestigkeit abgeleitet werden kann. Die Betonfestigkeit beträgt etwa das 1,3-fache der am Balken mit den Abmessungen 100 mm x 100 mm x 50 mm ermittelten Biegezugfestigkeit [2.21].

Wenn eine Vorplanung nicht möglich war, können die ringförmigen Schlitzte auch nachträglich mit einer Spezialbohrkrone eingefräst werden.

Der Vorteil der vorgenannten Verfahren ist, dass damit außer der Oberfläche des Bauteils auch tiefere Betonschichten erfasst werden. Da trotzdem lediglich die Festigkeit der Betonrandzone festgestellt wird, gilt das Prüfverfahren zwar nicht als Alternative für die Bestimmung der Druckfestigkeit des Bauwerksbetons, bei geeigneten Korrelationen kann es jedoch zu einer Abschätzung der Festigkeit im Bauteil führen. Der Ansatz dafür ist, dass die Bauteilrandfestigkeit in der Regel geringer ist als die Kernfestigkeit im Bauteil.

Die Oberfläche wird jedoch örtlich zerstört und verbietet sich deshalb bei einer Reihe von Konstruktionen, z. B. bei Sichtbeton.



Bild 2.119 Break-off Tester zur Abschätzung der Betonfestigkeit

2.8.4 Zugfestigkeit von Betonoberflächen (Abreißversuch)

Bei Beschichtungen ist die Haftzugfestigkeit der Betonoberfläche ein wesentliches Kriterium. Wenn ein Mindestwert (i.d.R. $1,5 \text{ N/mm}^2$) nicht nachgewiesen werden kann, ist die Ausführung einer Reihe unterschiedlicher Beschichtungen infrage gestellt.

Geprüft wird unmittelbar am Bauwerk. Nach dem Bohren einer 10 mm tiefen Ringnut mit einem Durchmesser von in der Regel 50 mm wird ein zylindrischer Haftzugstempel (i.d.R. 50 mm Durchmesser) aufgeklebt und mit 100 N/s bis zum Bruch abgezogen (Bild 2.120). Die Zugkraft wird über einen Kurbelantrieb erzeugt, der auch eine konstante

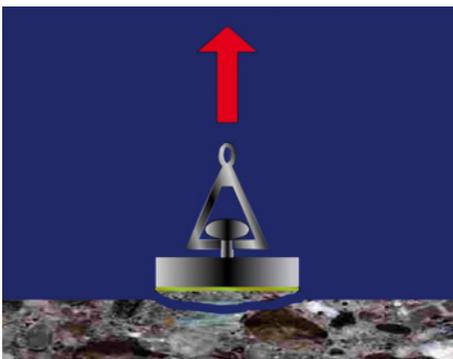


Bild 2.120 Oberflächenzugprüfgerät mit Haftzugstempel und digitaler Anzeige



Bild 2.121 Bestimmung der Oberflächenzugfestigkeit an einer Wand

und ruckfreie Lasteintragung und -steigerung in den Zugbolzen gewährleistet. Die Geräte verfügen über digitale Manometer oder eine elektronische Anzeige (Bild 2.121).

Der Prüfumfang beträgt 3 Einzelprüfungen bei einer Fläche größer als 50 m² oder je angefangene 250 m² (nach Rili SIB) bzw. 6 Einzelprüfungen je angefangene 500 m² (nach ZTV-ING).

Die Oberflächenzugfestigkeit ergibt sich aus der Abrisskraft, bezogen auf die Bruchfläche.

2.8.5 Detektion von Gefügestörungen und Hohlstellen

Zur Feststellung von Hohlstellen, Schalenbildung und anderen Strukturstörungen im Betonbauteil werden Sondierungsbohrungen als zerstörende Prüfmethode sowie zerstörungsfreie Verfahren wie Ultraschall (Abschnitt 2.8.2.3), Impact-Echo (Abschnitt 2.8.2.4), Geo-Radar und Thermografie eingesetzt. Im einfachsten Fall kann bereits durch Abklopfen festgestellt werden, ob eine Hohlstelle vorliegt.

2.8.5.1 Einsatz des Georadars

Beim Einsatz des Georadars (Bodenradar) werden gepulste Radarwellen (15 MHz bis 1 GHz) ausgesendet, die an Grenzflächen reflektiert werden. Gemessen werden die Laufzeit der Radarwellen und deren Dämpfung. Die Eindringtiefe kann ab 1 m bis zu 10 m betragen, eine dreidimensionale Erkundung ist dabei möglich. Bewehrungsstahl schirmt die Wellen ab, so dass eine Messung erst ab einer Entfernung von 150 mm hinter dem Stahl möglich ist.

2.8.5.2 Anwendung der aktiven Infrarot-Thermografie

Durch gepulste Infrarotwellen wird eine Aufheizung des Bauteiles herbeigeführt und ein zeitlich veränderlicher Wärmestrom erzeugt, der über eine Infrarotkamera erfasst werden kann und nach der Bildverarbeitung die variierenden Materialeigenschaften anzeigt. Fehlstellen werden dann über das unterschiedliche Materialverhalten sichtbar.

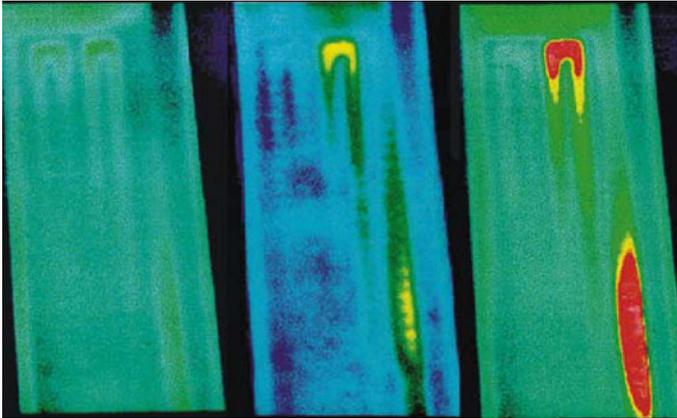


Bild 2.122 Ergebnisse der Reflexionsmessungen zu drei verschiedenen Zeitpunkten [2.196]

Die Anwendung ist als Reflektions- oder Transmissionsmessung möglich, so dass die Bauteile geprüft werden können, wenn sie nur einseitig oder beidseitig zugänglich sind.

Ein Beispiel ist in Bild 2.122 dargestellt. Während zunächst die Fläche homogen erscheint, tritt mit Ausprägung der Temperaturverhältnisse im Bauteilquerschnitt eine Veränderung ein. Die Fehlstellen im Beton deuten sich durch die Temperaturdifferenzen bzw. die höhere örtliche Temperatur an.

2.9 Literatur

- [2.1] Wagner, J.-P. et al.: Bluten von Frischbeton – Versuchsergebnisse mit dem Eimerverfahren des DBV-Merkblattes. beton 57 (2007), H. 12, S. 558–565.
- [2.2] Powers, T. C.: The properties of fresh concrete. John Wiley & Sons, Inc., New York, 1986.
- [2.3] DBV-Merkblatt »Besondere Verfahren zur Prüfung von Frischbeton«. Deutscher Beton und Bautechnik-Verein, Berlin, Juni 2007.
- [2.4] Steindl, G.: Bluten von Pfahl- und Schlitzwandbeton. TU Wien, Institut für Geotechnik, Mitteilungsblatt der Freunde des Institutes (FFIG) 2006, Ausgabe 2, S. 1–5.
- [2.5] Bluten von Beton: Prognosemodell zur baustellennahen Abschätzung der Wasserzugabe. Universität für Bodenkultur Wien, Institut für Geotechnik, März 2009.
- [2.6] Sawaide, M.; Iketani, J.: Rheological analysis of the behavior of bleed water from freshly cast mortar and concrete. American Concrete Society, Materials Journal, Vol. 89 (July 1992), No. 4, pp. 323–327.
- [2.7] Huber, J.: Zur Nachbehandlung von Beton. Auswirkungen des Wasserverlustes durch Evaporation in jungem Alter am Beispiel von Straßenbeton. Dissertation, TU München, 2008.
- [2.8] Grube, H.: Ursachen des Schwindens von Beton und Auswirkungen auf Betonbauteile. Schriftenreihe der Zementindustrie, Heft 52, Beton-Verlag, Düsseldorf, 1991.
- [2.9] Holt, E. E.: Early age autogenous shrinkage of concrete. VTT Publications No. 446. Technical Research Centre of Finland, Espoo, 2001.

- [2.10] Wischers, G.; Manns, W.: Ursachen für das Entstehen von Rissen in jungem Beton. *Betontechnische Berichte* 1973, S. 67–94, Beton-Verlag, Düsseldorf.
- [2.11] Wittmann, F.H.: Zur Ursache der so genannten Schrumpfrisse. *Zement und Beton* 1975, H. 85/86, S. 10–16.
- [2.12] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: Richtlinie für Beton mit verlängerter Verarbeitungszeit (Verzögerter Beton). Beuth Verlag, Berlin, 1995.
- [2.13] Esping, O.: Early age properties of self-compacting concrete. Dissertation, Chalmers University of Technology, Göteborg, 2007.
- [2.14] Uno, P.J.: Plastic shrinkage cracking and evaporation formulas. *ACI Materials Journal* 95 (1998) No. 4, pp. 365–375.
- [2.15] Esping, O.; Löfgren, I.: Cracking due to plastic and autogenous shrinkage – Investigation of early age deformation of self-compacting concrete. Report 2005:11. Chalmers University of Technology, Göteborg, 2005.
- [2.16] Radocea A., »A Study on the mechanisms of plastic shrinkage of cement-based materials«, PhD thesis, Chalmers University of Technology, Göteborg, 1992.
- [2.17] Slowik, V.; Schmidt, M.; Fritzsich, R.: Capillary pressure in fresh cement-based materials and identification of the air entry value. *Cement & Concrete Composites* 30 (2008), pp. 557–565.
- [2.18] Schmidt, M.; Slowik, V.; Schmidt, M.; Fritzsich, R.: Auf Kapillardruckmessung basierende Nachbehandlung von Betonoberflächen im plastischen Materialzustand. *Beton- und Stahlbeton* 102 (2007) H. 11, S. 789–796.
- [2.19] Slowik, V.: *Betonrisse im frühen Alter und ihre Bedeutung für die Dauerhaftigkeit der Bauwerke*. Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur, 2010.
- [2.20] Schmidt, M.; Tiebe, R.-D.: Messung des kapillaren Unterdruckes in Beton mit Funksensoren unter Baustellenbedingungen. HTWK Leipzig, 2009.
- [2.21] Grübl, P.; Weigler, H.; Karl, S.: *Beton*. Ernst & Sohn, Berlin, 2001.
- [2.22] Stark, J.; Wicht, B.: *Zement und Kalk. Der Baustoff als Werkstoff*. Birkhäuser Verlag, Basel, 2000.
- [2.23] Yu, H.T.; Khazanovich, L.; Darter, M.I.; Ardani, A.: Analysis of concrete pavement responses to temperature and wheel loads measured from instrumented slabs. *Transportation Research Record* 1639 (1998), pp. 94–101.
- [2.24] Graubner, C.-A.; Kaiser, H.-U.; Proske, U.: Erstarren von selbstverdichtendem Beton – Auswertung verschiedener Untersuchungsmethoden. *Concrete* 21 (2006), S. 15–16.
- [2.25] Proske, T.: *Frischbetondruck bei Verwendung von Selbstverdichtendem Beton*. Dissertation, TU Darmstadt, 2007.
- [2.26] Reinhardt, H.-W.: Sachstandsbericht Selbstverdichtender Beton (SVB). Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Schriftenreihe Heft 516. Beuth Verlag, Berlin, 2001.
- [2.27] Reinhardt, H.-W.; Grosse, C.; Herb, A.: Kontinuierliche Ultraschallmessung während des Erstarrens und Erhärtens von Beton als Werkzeug des Qualitätsmanagements. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Schriftenreihe Heft 490, Beuth Verlag, Berlin, 1998.
- [2.28] Grosse, C.U.; Reinhardt, H.-W.: New developments in quality control of concrete using ultrasound. *International Symposium Non-Destructive Testing in Civil Engineering* 2003.
- [2.29] Öztürk, T.; Kroggel, O.; Grübl, P.; Popovics, J.S.: Improved ultrasonic wave reflection technique to monitor the setting of cement-based materials. *NDT & E International* 39 (2006), No. 4 (June), pp. 258–263.

- [2.30] Robeyst, N.; De Belie, N.: Monitoring the setting of concrete by measuring the change in ultrasonic p-wave energy. NDTCE '09 – Non-Destructive Testing in Civil Engineering, Nantes, 2009.
- [2.31] Herb, A.: Indirekte Beobachtung des Erstarrens und Erhärtens von Zementleim, Mörtel und Beton mittels Schallwellenausbreitung. Dissertation, Universität Stuttgart, 2003.
- [2.32] Robeyst, N.: Monitoring concrete setting with ultrasonic waves. Universität Gent, Dept. of Structural Engineering, 2007.
- [2.33] Beutel, R.: Zerstörungsfreie Prüfung von Betonbauteilen im jungen und erhärteten Zustand mit der Impact-Echo-Technik. Dissertation, Universität Stuttgart, 2009.
- [2.34] Schindler, A. K.: Prediction of concrete setting. Proceedings of the RILEM International Symposium on Advances in Concrete through Science and Engineering, Illinois, 2004.
- [2.35] Zhang, J.; Scherer, G. W.; Weisinger, E. A.: Characterization of early hydration and setting (Poster). International Summit on Cement Hydration Kinetics and Modeling. Quebec, 2009.
- [2.36] Byfors, J.: Plain concrete at early ages. Swedish Cement and Concrete Research Institute, Stockholm, 1980.
- [2.37] Sant, G.; Lura, P.; Weiss, J. (2006): Measurement of Volume Change in Cementitious Materials at Early Ages – Review of Testing Protocols and Interpretation of Results. Transportation Research Record. No. 1979., pp.1–29.
- [2.38] Sato, R. et al.: Durability mechanics of concrete and concrete structures. 8th Int. Conf. on Creep, Shrinkage and Durability of Concrete and Concrete Structures (CONCREEP8), Ise-Shima (Japan), 2008.
- [2.39] Maruyama, I.; Sato, R.: Micro-Cracking around Deformed Bar in Ultra High-Strength Reinforced Concrete Members. Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ) No. 617, pp. 1–7.
- [2.40] Esping O., Löfgren I.: Investigation of early age deformation in self-compacting concrete. Proceedings of the 2nd International Symposium on Advances in Concrete Science, Quebec, 2006.
- [2.41] Schäffel, P.: Zum Einfluss schwindreduzierender Zusatzmittel und Wirkstoffe auf das autogene Schwinden und weitere Eigenschaften von Zementstein. Dissertation, Bauhaus-Universität Weimar, 2009.
- [2.42] Erläuterungen zu DIN 1045-1. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Heft 525. Beuth Verlag, Berlin, 2003.
- [2.43] Rostasy, F. S.; Onken, P.: Wirksame Betonzugfestigkeit im Bauwerk bei früh einsetzendem Temperaturzwang. Vorträge der DBV-Arbeitstagung. Deutscher Beton-Verein, Wiesbaden, 1993.
- [2.44] Bamforth, P.B.: Early-age thermal crack control in concrete. CIRIA, London, 2007.
- [2.45] Gutsch, A.-W.: Stoffeigenschaften jungen Betons – Versuche und Modelle. TU Braunschweig, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz. Heft 140, Braunschweig, 1998.
- [2.46] Duckheim, C.: Hygrische Eigenschaften des Zementsteins. Dissertation, Univ. Duisburg-Essen. Cuvillier Verlag, Göttingen, 2008.
- [2.47] Kerkhoff, B.; Siebel, E.: Eigenschaften von Beton mit recyklierten Gesteinskörnungen. beton 51 (2001) H.1, S. 47–50 und H. 2, S. 105–108.
- [2.48] Eickschen, E.; Siebel, E.: Einfluss der Ausgangsstoffe und der Betonzusammensetzung auf das Schwinden und Quellen von Straßenbeton. beton 48 (1998) H. 9, S. 580–586 und H. 10, S. 641–646.
- [2.49] Czernin, W.: Zementchemie für Bauingenieure. 3. Auflage. Bauverlag Wiesbaden 1977. Grafik übernommen von: US Bureau of Reclamation. Concrete Manual, Denver, 1942.

- [2.50] Erläuterungen zu den Normen DIN EN 206-1, DIN 1045-2, DIN 1045-3, DIN 1045-4 und DIN 4226. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 526. Beuth Verlag, Berlin, Mai 2003.
- [2.51] Pickett, G.: Effect of aggregate on shrinkage of concrete and a hypothesis concerning shrinkage. *Journal of the American Concrete Institute* 52 (1956) No. 5, pp. 581–590.
- [2.52] Mehta, P.K.; Monteiro, P.J.M.: *Concrete – Microstructure, properties, and materials*. 3rd Ed.; McGraw-Hill, New York, 2006.
- [2.53] Grube, H.: Definition der verschiedenen Schwindarten, Ursachen, Größe der Verformungen und baupraktische Bedeutung. *beton* 53 (2003) H. 12, S. 598–603.
- [2.54] Gruber, M.: α -Allyl- ω -Methoxy-polyethylenglykol-comaleat-basierte Polycarboxylat-Fließmittel für ultra-hochfesten Beton (UHPC): Synthese, Eigenschaften, Wirkmechanismus und Funktionalisierung. Dissertation, TU München, 2010.
- [2.55] Kovler, K.; Jensen, O.M.: Vermeidung autogenen Schwindens – die Achillesferse von Hochleistungsbeton. *BWI* 2006, Nr. 8, S.40–47.
- [2.56] Bentz, D.P.; Jensen, O.M.: Mitigation strategies for autogenous shrinkage cracking. *Cement and Concrete Composites* 26 (2004) pp. 677–685.
- [2.57] Locher, F.W.: *Zement*. Verlag Bau + Technik, Düsseldorf, 2000.
- [2.58] Wittmann, F.H.; Beltzung, F.; Zhao, T.-J.: Shrinkage mechanism, crack formation and service life of reinforced concrete structures. *Int. J. Structural Engineering* 1 (2009) No. 1, pp. 13–28.
- [2.59] *Drying shrinkage of cement and concrete*. Cement Concete & Aggregates Australia, Sidney, 2002.
- [2.60] Martschak, V.; Rudert, V.: Schwindreduzierte Bindemittel für Hochleistungsbeton. *BFT* 2000, H. 6, S. 84–90.
- [2.61] Fontana, P.: Einfluss der Mischungszusammensetzung auf die frühen Verformungen der Bindemittelmatrix von Hochleistungsbetonen. Dissertation, TU Braunschweig, 2006.
- [2.62] Reinhardt, H.-W.: Sachstandsbericht Selbstverdichtender Beton (SVB). Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Schriftenreihe Heft 516. Beuth Verlag, Berlin, 2001.
- [2.63] Lura, P.: *Autogenous Deformation and Internal Curing*. Dissertation, University of Technology, Delft, 2003.
- [2.64] Reinhardt, H.W.; Weber, S.: Selbsttätig wirkende Nachbehandlung von hochfestem Beton. DBV-Arbeitstagung Forschung, Wiesbaden, November 1996.
- [2.65] *Superabsorbing additions in concrete – applications, modelling and comparison of different internal water sources*. Dissertation, Univ. Stuttgart, 2009.
- [2.66] Villarreal, V.H.; Crocker, D.A.: Better pavements through internal hydration. *Concrete International* 2007, Februar, pp. 32–36.
- [2.67] Bentz, D.P.; Lura, P.; Roberts, J.W.: Mixture Proportioning for Internal Curing. *Concrete International* 27(2005) No. 2, pp. 1–6.
- [2.68] Jensen, O.M.; Hansen, P.F.: *Water-Entrained Cement-Based Materials*.
Part I – Principles and Theoretical Background. *Cement and Concrete Research* 31 (2001) pp. 647–654.
Part II – Experimental Observations. *Cement and Concrete Research* 32 (2002) pp. 973–978.
- [2.69] Dudziak, L.; Mechtcherine, V.: Mitigation of volume changes of Ultra-High Performance Concrete (UHPC) using Super Absorbent Polymers. *Proc. of the Second Int. Symp. on UHPC*, Kassel 2008. *Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau* Nr. 10, S. 425–432. Kassel, 2008.
- [2.70] Henskensiefken, R.; Nantung, T.; Weiss, J.: Internal curing – From the laboratory to implementation. *Lightweight Concrete – Bridges Workshop 2009*, Int. Bridge Conference, Pittsburgh.

- [2.71] Mechtcherine, V.: Experimentelle und theoretische Untersuchungen zur Entwicklung der Matrices und Optimierung des Faser-Matrix-Verbundes von textildbewehrten Betonen. Mitteilung aus dem Institut für Baustoffe, TU Dresden, 2010.
- [2.72] Concretum Construction Science AG: Concretum® D-Zero / D-Zero Plus. Produktinformation. Zürich, Juni 2010.
- [2.73] Obersamer, W.; Brandauer, F.: Praxiseinsatz bei der Saalbachbrücke Salzburg-Freilassing mit neu entwickeltem HL-Beton. Zement + Beton (2004), H. 1, S. 15–17.
- [2.74] Schleibinger Schwindrinne, Schwindkegel, Schwindschichtsysteme und Temperaturdatenlogger. Teubert u. Greim GmbH, Buchbach, Februar 2007.
- [2.75] Kustermann, A.: Einflüsse auf die Bildung von Mikrorissen im Betongefüge. Universität der Bundeswehr, Schriftenreihe Heft 2, München, 2005.
- [2.76] ASTM C 1581-04: Standard Test Method for determining Age of Cracking and Induced Characteristics of Mortar and Concrete under Restrained Shrinkage. West Conshohocken, 2004.
- [2.77] Eppers, S.; Müller, C.: Zur Prüfung der autogenen Schwindrissneigung mit dem Ringtest unter besonderer Berücksichtigung von Temperatureinflüssen. Beton (2009) H. 5, S. 227–230 (Teil 1) und H. 6, S. 283–289 (Teil 2).
- [2.78] Müller, H. S. et. al.: Schwindarmer Beton – Entwicklungen und Möglichkeiten. CEMEX Beton-Forum Rüdersdorf, November 2011.
- [2.79] Powers, T. C.: A hypothesis on carbonation shrinkage. Journal of Portland Cement Association 4 (1982) No. 2, pp. 40–50.
- [2.80] Dettling, H.: Die Wärmedehnung des Zementsteines, der Gesteine und Betone. Dissertation, TU Stuttgart, 1961.
- [2.81] Iwaki, R. et al.: Study on Analysis of Thermal Stress due to Heat of Hydration in Concrete. Report No. 45. Kajima Institute of Technology, Tokyo, 1983.
- [2.82] Gebler, S.: Predict Evaporation Rate and Reduce Plastic Shrinkage Cracks. Concrete International 1983 (April) pp. 19–22.
- [2.83] Bauberatung Zement: Nachbehandlung von Beton. Zement-Merkblatt B 8. Bundesverband der Deutschen Zementindustrie, Köln, 11.2009.
- [2.84] Zur Praxis der Nachbehandlung von Beton. DBV-Jahresbericht 1988, S. 15–27. Deutscher Beton-Verein e.V., Wiesbaden, 1988.
- [2.85] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: Richtlinie zur Nachbehandlung von Beton (Fassung Februar 1984).
- [2.86] ZTV-ING. Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten. Bundesanstalt für Straßenwesen, April 2010.
- [2.87] ZTV Beton-Stb 07: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), Köln, 2007.
- [2.88] ACI-Committee 605: Recommended Practice for Hot Weather Concreting. Journal of the American Concrete Institute July 1971, pp. 489–503.
- [2.89] ACI Committee 305: Hot Weather Concreting (ACI 305R-99). American Concrete Institute, Farmington Hills, 1999.
- [2.90] Jensen, O. M.: The Curing Meter. In: Advanced testing of fresh cementitious materials, Stuttgart, 2006. Proceeding, pp. 139–146.

- [2.91] Nischer, P.: Austrocknen von jungem Beton. Mitteilungen aus dem Forschungsinstitut des Vereins der österreichischen Zementfabrikanten. H. 29, Wien 1976. Auch in: Betonwerk + Fertigteil-Technik (1976), H. 3, S. 117–120; H. 4, S. 180–184; H. 5, S. 242–246.
- [2.92] Kern, R.: Der Einfluß der Austrocknung auf die Wasserbindung und Eigenschaften des Betons. Dissertation, TU Darmstadt, 1998.
- [2.93] Ehrhardt, D.; Stark, J.: Einfluss der Nachbehandlung auf den Frost-Tausalz-Widerstand von Beton. 17 Int. Baustoff- und Silikattagung (ibausil), Vortrag 2.55. Weimar, Sept. 2009.
- [2.94] Spears, R. E.: The 80 Percent Solution to Inadequate Curing Problems. Concrete International April 1983, pp. 15–18.
- [2.95] Huber, J.: Zur Nachbehandlung von Beton. Auswirkungen des Wasserverlustes durch Evaporation in jungem Alter am Beispiel von Straßenbeton. Dissertation, TU München, 2008.
- [2.96] Kubens, S.; Zellhuber, E. u. a.: Einfluss der Nachbehandlung auf die Dichtigkeit und Druckfestigkeit von Beton. Beton 55 (2005) H. 1 + 2, S. 20–22.
- [2.97] Springenschmid, R.: Neue Erkenntnisse beim Straßenbeton. Straße und Autobahn (1987) H. 12, S. 464–468
- [2.98] Neville, A. M.: Properties of concrete. Pitman Publishing Ltd., London 1981
- [2.99] Kern, E.: Zur Nachbehandlung von Beton. Beton- und Stahlbetonbau (1983) H. 12, S. 336–341.
- [2.100] Technische Lieferbedingungen für flüssige Beton-Nachbehandlungsmittel (TL NBM-Stb 08). Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), Köln, 2009.
- [2.101] ZTV-W: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen – Wasserbau für Wasserbauwerke aus Beton und Stahlbeton (Leistungsbereich 215). Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen. Ausgabe 2004, 1. Änderung 2008, 2. Änderung 2010.
- [2.102] Reinhardt, H. W.: Erläuterungen zur Richtlinie für hochfesten Beton des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton. Beton und Stahlbetonbau 92 (1997) H. 1, S. 9–12.
- [2.103] Grube, H.: Einfluss der Nachbehandlung auf die Porosität von Beton. Int. Kolloquium Chloridkorrosion, Wien 1983. Mitteilungen aus dem Forschungsinstitut des Vereins der österreichischen Zementfabrikanten. Heft 36, Wien, 1983.
- [2.104] Haegermann, B.: Zum Einfluss der Nachbehandlung und der Lagerung auf die Betonqualität unter besonderer Berücksichtigung des Frost-Tausalz-Widerstandes. Dissertation, Bergische Universität GH Wuppertal, 1987.
- [2.105] Plähn, J.; Golz, W.: Einfluss der Nachbehandlungsart auf den Widerstand von Beton gegen Frost und Taumittel. Beton- und Stahlbetonbau 83 (1988) H. 9, S. 256–259.
- [2.106] Edelmann, A.: Nachbehandlung von Beton. Beton (1988) H. 11, S. 439–443.
- [2.107] Grübl, P.; Kern, R.: Die Nachbehandlung aus der Sicht neuer Forschungsergebnisse und ihre Umsetzung in die Praxis. Vortrag auf der DBV-Arbeitstagung »Forschung« am 07.11.1996 in Wiesbaden.
- [2.108] Grübl, P.; Kern, R.: Wirksamkeit von Nachbehandlungsverfahren. DBV-Forschungsvorhaben (DBV 186). Fraunhofer IRB Verlag, Reihe Bauforschung, Heft T 2824. Stuttgart, 1998.
- [2.109] Breier, H.; Kern, R.: Efficiency of curing methods for high-strength concrete. Darmstadt Concrete 12 (1997) S. 123–134. TU Darmstadt, 1998.
- [2.110] Schießl, P.; Huber, J.: Nachweisverfahren zur Beurteilung der Wirksamkeit von Nachbehandlungsmitteln. Straßenbau und Verkehrstechnik, Heft 938. Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung.

- [2.111] Huber, J.; Czerner, C.: Bestimmung des optimalen Auftragszeitpunktes von Nachbehandlungsmitteln (NBM). Wissenschaftlicher Kurzbericht, TU München, 2005.
- [2.112] Ehrhardt, D.; Stark, J.: Nachbehandlung von Beton – die neue TL NBM-Stb 08. In: Griffig; Aktuelles über Verkehrsflächen aus Beton. Heft 1/2009. Gütegemeinschaft Verkehrsflächen aus Beton e.V., Düsseldorf.
- [2.113] Schönlin, K.F.: Permeabilität als Kennwert für die Dauerhaftigkeit von Beton. Dissertation. Schriftenreihe des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie, Heft 8. Universität Karlsruhe 1989.
- [2.114] Romer, M.: Comparative test of penetrability methods. RILEM TC 189-NEC. Materials and Structures 38 (2005) pp. 895–906.
- [2.115] Torrent, R.; Luco, L. F.: Non-destructive evaluation of the concrete cover. RILEM Report, Springer Verlag, 2006.
- [2.116] Permeabilitätstester Torrent. Proceq SA, Schwarzenbach (CH).
- [2.117] Jacobs, F.: Luftpermeabilität als Kenngröße für die Qualität des Überdeckungsbetons von Betonbauwerken. Technische Forschung und Beratung (TFB), Wildegg, 2006.
- [2.118] Quoc, P.H.D.; Kishi, T.: Effect of curing condition on air permeability of concrete cover. In: 3rd ACF Int. Conference (ACF/VCA) on Sustainable Concrete Technology & Structures in Local Climate and Environment Conditions, Hochiminh City (Vietnam), 2008.
- [2.119] Reiher, H.; von Soden, D.: Einfluss von Erschütterungen auf Gebäude. Forschungsberichte des Landes Nordrhein-Westfalen, Nr. 995. Köln, 1961.
- [2.120] 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.
- [2.121] Bonzel, J.; Schmidt, M.: Einfluss von Erschütterungen auf frischen und auf jungen Beton. beton 30 (1980) H. 9, S. 333–337 und H. 10, S. 372–378.
- [2.122] Weigler, H.; Karl, S.: Junger Beton. Betonwerk + Fertigteile-Technik 1974, H. 6, S. 392–401 und H. 7, S. 481–484. Auch in: Forschungsberichte aus dem Institut für Massivbau der TH Darmstadt 1974, H. 20.
- [2.123] Bethge, W.; Richter, T.: Beton – Prüfung nach Norm. 12. Auflage. Hrsg.: BetonMarketing Deutschland. Verlag Bau + Technik, Düsseldorf, 2011.
- [2.124] Grübl, P.; Weigler, H.; Karl, S.: Beton. Ernst & Sohn, Berlin, 2001.
- [2.125] Krenkler, K.: Chemie des Bauwesens, Bd. 1 – Anorganische Chemie. Springer-Verlag, Berlin und Heidelberg, 1980.
- [2.126] Weber, J.W.: Empirische Formeln zur Beschreibung der Festigkeitsentwicklung und der Entwicklung des E-Moduls von Beton. Betonwerk + Fertigteile-Technik (1979) H. 2, S. 753–756.
- [2.127] Erläuterungen zur DAFStb-Richtlinie Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 555. Beuth Verlag, Berlin, 2006.
- [2.128] Wischers, G.; Manns, Dahms, J.: Festigkeitsentwicklung des Betons. In: Zement-Taschenbuch, 48. Ausgabe, S. 261–285. Bauverlag, Wiesbaden und Berlin, 1984.
- [2.129] Rüscher, H.; Jungwirth, D.: Stahlbeton – Spannbeton, Band 2: Berücksichtigung der Einflüsse von Kriechen und Schwinden auf das Verhalten der Tragwerke. werner-Verlag, Düsseldorf, 1976.
- [2.130] Weber, J.W.; Wesche, K.: Entwicklung eines Verfahrens zur Vorausbestimmung der Druckfestigkeit von Normal- und Leichtbetonen in Abhängigkeit von den Matrix- und Zuschlageigenschaften unter Anwendung mathematisch-statistischer Verfahren. Forschungsberichte des Landes Nordrhein-Westfalen, Nr. 2783. Westdeutscher Verlag, Opladen, 1978.

- [2.131] CEB-FIP Model Code 1990 (MC 90). Bulletin D'Information no. 217, Lausanne, 1993.
- [2.132] Kanstad, T.; Hammer, T.A.; Bjøntegaard, Ø.; Sellevold, E.J.: Mechanical properties of young concrete: Evaluation of test methods for tensile strength and modulus of elasticity. Determination of model parameters. NOR-IPACS report STF22. Norwegian Inst. of Techn., Trondheim, 1999.
- [2.133] Rostasy, F.S.; Krauß, M.; Budelmann, H.: Planungswerkzeug zur Kontrolle der frühen Rissbildung in massigen Betonbauteilen. Bautechnik 79 (2002), H. 7, S. 431–435 (Teil 1); H. 8, S. 523–527 (Teil 2); H. 9, S. 541–548 (Teil 3); ; H. 10, S. 697–703 (Teil 4); H. 11, S. 778–789 (Teil 5); H. 12, S. 869–874 (Teil 6 und 7)
- [2.134] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: Prüfung von Beton – Empfehlungen und Hinweise als Ergänzung zu DIN 1048. Heft 422. Beuth Verlag, Berlin, 1991.
- [2.135] Wesche, K.: Baustoffe für tragende Bauteile. Bd. 2 – Beton, Mauerwerk, 3. Aufl. Bauverlag, Wiesbaden, 1993.
- [2.136] Heilmann, H.G.: Beziehungen zwischen Zug- und Druckfestigkeit des Betons. Beton 19 (1969) H. 2, S. 68–70.
- [2.137] Onken, P.; Rostasy, F.S.: Wirksame Betonzugfestigkeit im Bauwerk bei früh einsetzendem Temperaturzwang. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, H. 449. Beuth Verlag, Berlin, 1995.
- [2.138] Rüschi, H.: Die Ableitung der charakteristischen Werte der Betonzugfestigkeit. Beton 25 (1975) H. 2, S. 55–58.
- [2.139] Leonhardt, F.: Zur Behandlung von Rissen im Beton in den deutschen Vorschriften. Beton- und Stahlbetonbau 1985, H. 7; S. 179–184 und H. 8, S. 209–215.
- [2.140] Rostasy, F.S.: Risse infolge Zwang und Eigenspannungen. Deutscher Betontag 1985; Berichtsband, S. 222–236. Deutscher Beton-Verein.
- [2.141] Bundesanstalt für Wasserbau: Rissbreitenbeschränkung für frühen Zwang in massiven Wasserbauwerken (TEB Früher Zwang), Karlsruhe, 2002.
- [2.142] Sugiyama, H.; Masuda, Y.; Abe, M.: Strength development of concrete cured under high temperature condition at early-age. Proc. 5th Int. Conf. Durability of Concrete. Spain 2000. ACI Special Publication 192–52, pp. 965–982.
- [2.143] Concrete Society: In situ strength of concrete – An investigation into the relationship between core strength and the standard cube strength. Working Party of the Concrete Society, Project Report No. 3. BCA, Camberley, Surrey, 2004.
- [2.144] Shah, V.S.: Detection of Microcracks in Concrete Cured at Elevated Temperatures. Thesis, Master of Science, Univ. of Florida, 2004.
- [2.145] Kjellsen, K.O.: Physical and mathematical modelling of hydration and hardening of Portland cement concrete as a function of time and curing temperature. Dissertation, Norwegian Institute of Technology, Trondheim, 1990.
- [2.146] Emborg, M.: Temperature stresses in massive concrete structures. Dissertation, Univ. of Technology, Lulea, 1989.
- [2.147] Hintzen, W.: Zum Verhalten des jungen Betons unter zentrischem Zwang beim Abfließen der Hydratationswärme. Schriftenreihe der Zementindustrie, Heft 59. Verlag Bau + Technik, Düsseldorf, 1998.
- [2.148] Kishi, T.; Maekawa, K.: Thermal and mechanical modelling of young concrete based on hydration process of multi-component cement materials. Proc. of the Int. Symp. Thermal Cracking in Concrete at Early Ages, Munich, 1994, pp. 11–18.

- [2.149] Laube, M.: Werkstoffmodell zur Berechnung von Temperaturspannungen in massigen Betonbauteilen im jungen Alter. Dissertation, TU Braunschweig, 1990.
- [2.150] Rostasy, F.S.; Gutsch, A.: Der Hydratationsgrad – Universeller Zustandsparameter der Erhärtung jungen Betons. In: Betonbau in Forschung und Praxis. Verlag Bau + Technik, Düsseldorf, 1999.
- [2.151] Lawrence, F.V.; Young, J.F.; Berger, R.L.: Hydration and Properties of Calcium Silicate Pastes. *Cement and Concrete Research* 7 (1977) No. 4, pp. 369–378.
- [2.152] Henning, W.: Zwangsrissbildung und Bewehrung von Stahlbetonwänden auf steifen Unterbauten. Dissertation, TU Braunschweig, 1987.
- [2.153] Rasch, C.: Spannungs-Dehnungs-Linien des Betons und Spannungsverteilung in der Biegedruckzone bei konstanter Dehngeschwindigkeit. Schriftenreihe Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 154, Ernst & Sohn, Berlin, 1962.
- [2.154] Manns, W.: Elastizitätsmodul von Zementstein und Beton. *Betontechnische Berichte* 1979, S. 139–164. Beton-Verlag, Düsseldorf, 1971.
- [2.155] Schießl, P.: Einfluss der Gesteinskörnung auf den E-Modul von Beton. *Beton* 2003, H. 2, S. 62–65.
- [2.156] Plannerer, M.: Temperaturspannungen in Betonbauteilen während der Erhärtung. Dissertation, TU München, 1998.
- [2.157] Wischers, G.: Aufnahme und Auswirkungen von Druckbeanstrichungen auf Beton. *Betontechnische Berichte* 1978. Beton-Verlag, Düsseldorf, 1979.
- [2.158] Hilsdorf, H.K.; Reinhardt, H.W.: Beton. In: *Beton-Kalender* 1998, Teil 1. Ernst & Sohn, Berlin.
- [2.159] Al-Abidien, H.M.Z.: Dynamische und statische Querdehnzahl des Betons in Abhängigkeit von den verschiedenen Einflussfaktoren. Dissertation, TH Aachen, 1975.
- [2.160] Gutsch, A.-W.; Rostasy, F.S.: Mechanical Models of the Stress-Strain Behaviour of Young Concrete in Axial Tension and Compression. TU Braunschweig, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz. Heft 155, Braunschweig, 2001.
- [2.161] Wierig, H.-J.: Einige Beziehungen zwischen den Eigenschaften des »grünen« und »jungen« Betonen und denen des Festbetons. *beton* 21 (1971), H.11, S. 445–448, und H. 12, S. 487–490.
- [2.162] Hariri, K.: Bruchmechanisches Verhalten jungen Betons – Laser-Speckle-Interferometrie und Modellierung der Rissprozesszone. Dissertation, TU Braunschweig 2000. Mitteilungen des IBMB, Heft 148.
- [2.163] Tasdemir, M.A.; Lydon, F.D.; Barr, B.I.: The tensile strain capacity of concrete. *Magazine of Concrete Research* 48 (1996) Sept., pp. 211–218.
- [2.164] Brooks, J.J.; Bennett, E.W.; Owens, P.L.: Influence of lightweight aggregates on thermal strain capacity on concrete. *Magazine of Concrete Research* 1987, pp. 60–72.
- [2.165] Röhling, S.: Zwangsspannungen infolge Hydratationswärme. 2. Auflage. Verlag Bau + Technik, Düsseldorf, 2009.
- [2.166] Kordina, K.; Osterroth, H.-H.; Schwick, W.: Schutz von Gewässern und Grundwasser durch dichte Bauteile. Abschlussbericht zum Forschungsvorhaben. Braunschweig, 1989.
- [2.167] Schrage, I.; Springenschmid, R.: Versuche über das Kriechen und Schwinden hochfesten Betons. *Beton- und Stahlbetonbau* 91 (1996) H.2, S. 33–36 und H. 3, S. 68–71.
- [2.168] Richter, T.: Hochfester Beton – Hochleistungsbeton. Verlag Bau + Technik, Düsseldorf, 1999.
- [2.169] Beckhaus, K.: Hochleistungsbeton für Verkehrsflächen. Dissertation, TU München, Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen, 2002.

- [2.170] Atrushi, D.S.: Tensile and Compressive Creep of Early Age Concrete: Testing and Modelling. Dissertation, Dept. of Civil Engineering, Norwegian Univ. of Science and Technology, Trondheim, 2003.
- [2.171] Wittmann, F.: Grundlagen eines Modells zur Beschreibung charakteristischer Eigenschaften des Betons. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 290. Wilh. Ernst & Sohn, Berlin, 1977.
- [2.172] Trost, H.: Frühe Kriechverformungen des Betons. RWTH Aachen, Lehrstuhl Massivbau, 1988.
- [2.173] Walraven, J.: Temperaturspannungen in Stahlbeton- und Spannbetonkonstruktionen. DBV-Arbeitstagung am 16. Juni 1993. Deutscher Beton-Verein, Berlin.
- [2.174] Aufnahmen von R. Engelhardt. Überwachungsgesellschaft mbH ZERT Plus, Bitterfeld, 2007.
- [2.175] Möller, G.: Evaluation of Coma-Test. Report 8335. Cement och Beton Institutet, Stockholm 1983.
- [2.176] Freiesleben Hansen, P.; Pedersen, E.J.; Curing of Concrete Structures. Danish Concrete and Structural Research Institute, Lyngby, 1984.
- [2.177] Garboczi, E.J.; Benz, D.P.: Modelling the Structure and Properties of Cement-Based Materials. Building Materials Division, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, 1997.
- [2.178] Lang, E.: Die Bestimmung des »C«-Wertes. Beton-Informationen 1997, Heft 3, S. 46–47.
- [2.179] Peng, Y. et al.: Thermo-kinetics of Cement Hydration: Temperature Effect and Activation Energy. Advances in Concrete through Science and Engineering. Evanston, 2004, RILEM-Proceeding 048.
- [2.180] de Vree, R.; Tegelaar, R.A.: Gewichtete Reife des Betons. beton 48 (1998) H. 11, S. 674–678.
- [2.181] Con-Cure Maturity System. Con-Cure Corporation, Ballwin (MO).
- [2.182] Ingenieur Elektronik Benad (IEB): IEB – Beton, Betonrechner BR 2000 (V 2.0), Königsbrück, [IEB].
- [2.183] Kaminetzky, D.: Design and Construction Failures: Lessons from Forensic Investigations. McGraw-Hill, New York, 1991.
- [2.184] Kaminetzky, D.; Stivaros, P.C.: Early-Age Concrete: Construction Loads, Behavior, and Failures. Concrete International 16 (1994) No. 1 (Jan.), pp. 58–63.
- [2.185] Lewandowski, R.: Beurteilung von Bauwerksfestigkeiten an Hand von Betongüteküpfeln und Bohrproben. Schriftenreihe des Instituts für Konstruktiven Ingenieurbau der TU Braunschweig, Heft 3, 1971.
- [2.186] Albrecht, W.: Einfluss des Verhältnisses von Probendicke zu Größtkorndurchmesser und Einfluss der Probengröße auf die Betondruckfestigkeit. Beton (1967) Heft 5, S. 173–178.
- [2.187] Henzel, W. u. a.: Zur Ermittlung der Betondruckfestigkeit im Bauwerk mit Hilfe von Bohrkernen kleinen Durchmessers. Beton (1969) Heft 4, S. 151–154.
- [2.188] Gaede, K., Schmidt, K.: Rückprallprüfung von Beton mit dichtem Gefüge. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 158. Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1973.
- [2.189] Proceq SA. Schwarzenbach (CH). www.proceq.com
- [2.190] Gaede, K.: Kugelschlagprüfung von Beton mit dichtem Gefüge. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 128. Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1957.
- [2.191] Gräfe, B.: Luftgekoppeltes Ultraschallecho-Verfahren für Betonbauteile. BAM-Dissertationsreihe, Band 41. Berlin, 2009.
- [2.192] Käbner, B. et al.: Ultrasonic Measurement für the Determination of Strength Development of Hardening Concrete. Int. Symp. Non-Destructive Testing in Civil Engineering (NDT-CE), Proc., pp. 1165–1168. Berlin, 1995.

- [2.193] Consonic 60. Messgerät und Messmethode zur zerstörungsfreien und kontinuierlichen Prüfung von Betondruckfestigkeiten mit Ultraschall. Geotronoc-Elektronik Rolf Krompholz, Pirna-Neundorf.
- [2.194] Beutel, R.: Zerstörungsfreie Prüfung von Betonbauteilen im jungen und erhärteten Zustand mit der Impact-Echo-Technik. Dissertation, Universität Stuttgart, 2009.
- [2.195] Germann Instruments, Copenhagen (DK).
- [2.196] Mechtcherine, V.: Beton im Wasserbau. Teil 10: Untersuchung von Betonbauwerken (WS 2010/2011). TU Dresden, Institut für Baustoffe.
- [2.197] Röhling, S.; Eifert, H.; Kaden, R.: Betonbau. Planung und Ausführung. Verlag Bauwesen, Berlin 2000.
- [2.198] MEVA Schalungs-Systeme: Messung des Erstarrungsendes von Beton direkt auf der Baustelle. Beton- und Stahlbetonbau 106 (2011) H. 12, S. A4
- [2.199] Jonasson, J.-E.: Early strength growth in concrete – Preliminary test results concerning hardening at elevated temperatures. Int. Symp. on Winter Concreting (RILEM), Espoo 1985. Proc. pp. 249–254
- [2.200] Röhling, S. et al.: Monolithischer Betonbau. Verlag für Bauwesen, Berlin 1985

3 Zwangsspannungen und Rissbreitenbeschränkung

Von der Herstellung an treten während der gesamten Lebensdauer der Beton- und Stahlbetonbauteile unterschiedliche lastunabhängige Verformungen auf. Ursachen sind Vorgänge im Bauteilinnern oder äußere Einwirkungen wie

- Temperaturerhöhung infolge Hydratation und den anschließendem Temperatureausgleich (Abschnitte 1.8 und 3.1)
- chemisches und autogenes Schwinden infolge Wasserbindung durch die Hydratation des Zementes (Abschnitte 1.5 und 2.2.1)
- Schwinden aufgrund der Austrocknung des Bauteiles in Abhängigkeit vom Bauteilquerschnitt und der relativen Luftfeuchte (Abschnitt 2.2.2)
- jahreszeitlich bedingte äußere Temperatureinwirkung, Stützensenkungen, Änderung von Betriebstemperaturen während der Nutzung.

Können sich die Bauteile ungehindert verformen oder bewegen, treten keine Spannungen auf. Im Regelfall ist jedoch jedes Bauteil inneren und äußeren Behinderungen unterworfen, so dass eine Zwangsbeanspruchung vorhanden ist und die Verformungsmöglichkeit des Bauteiles nur in der Bildung von Rissen besteht, durch die die aufgezwungenen Dehnungen abgebaut werden. Durch eine ausreichend dimensionierte Bewehrung ist sicherzustellen, dass die Verformungen aufgenommen und die Rissbreiten auf ein gewünschtes Maß begrenzt werden.

Besondere Bedeutung haben die während der Erhärtung auftretenden Verformungen durch die Temperaturänderungen infolge abfließender Hydratationswärme, die bereits sehr frühzeitig beträchtliche Spannungen hervorrufen können, ohne dass eine hinreichende Festigkeitsentwicklung stattgefunden hat. Diese Zwangsbeanspruchung wird als maßgebend für die Ermittlung der rissbegrenzenden Bewehrung betrachtet. Von Bedeutung ist dabei die freigesetzte Hydratationswärme, die daraus entstehende Temperaturhöhe und -verteilung im Bauteil sowie der Temperaturverlauf (Abschnitt 3.1). An die Temperaturgeschichte ist auch die zu einem interessierenden Zeitpunkt vorhandene Festigkeit gekoppelt (Abschnitt 2.6).

Das später einsetzende und längerfristig wirksame Trocknungsschwinden kann Spannungen ergeben, die sich mit der vorhandenen Spannungssituation überlagern, zur selbstständigen Rissbildung oder zur Aufweitung bestehender Risse führen. Schwindvorgänge werden hinsichtlich der Auswirkungen und damit in ihrer Bedeutung oft unterschätzt.

Eine Zielstellung für die Bauvorbereitung und -durchführung besteht deshalb darin, die Zwangsbeanspruchungen durch konstruktive und betontechnologische Maßnahmen zu vermindern und eine zwangsbedingte Rissbildung zu verhindern (Abschnitt 3.2). Wenn ein Erfolg dieser Vorgehensweise nicht nachgewiesen werden kann, ist immer vom Risszustand auszugehen (Abschnitt 3.3).

Die Beeinflussung der Zwangsspannungsverhältnisse und die Vermeidung einer unkontrollierten Rissbildung in Betonbauteilen ist eine Gemeinschaftsaufgabe der Tragwerksplaner und Betontechnologen, die wechselseitig ausreichende Kenntnisse über die Ursachen und Gegenmaßnahmen voraussetzt.

3.1 Temperaturverlauf und Temperaturverteilung in Betonbauteilen

Der Temperaturanstieg und das Temperaturmaximum sowie der Temperaturverlauf im Bauteil resultieren aus dem Ergebnis der Bilanz von entstehender und über die Oberfläche abfließender Hydrationswärme und werden durch die Bauteilabmessungen sowie die betontechnologischen, meteorologischen, schalungstechnischen und ablaufplanerischen Vorgaben und Gegebenheiten bestimmt. Bei Bauteilen mit größerer Dicke bilden sich Temperaturprofile mit Temperaturdifferenzen aus.

Bei exponierten Bauwerken müssen im Zuge der bautechnologischen Vorbereitung verschiedene ungünstige Kombinationen dieser Einwirkungen auf die Temperaturverhältnisse untersucht und die Konsequenzen hinsichtlich der dadurch hervorgerufenen Zwangsspannungen abgeschätzt werden.

Orientierungswerte, die nur sehr wenige Einflussgrößen berücksichtigen können, sind dabei nur ein grober Anhalt und in der Anwendung auf Bauten mit geringeren Anforderungen an die Dauerhaftigkeit und Gebrauchstauglichkeit beschränkt.

Vor allem dickere Bauteile sind problembehaftet, da im Kern nahezu adiabatische Verhältnisse erreicht werden können und die Hydrationswärme fast vollständig als Temperaturerhöhung wirksam wird. Verstärkt wird der geometrische Effekt durch ungünstige, d. h. höhere Lufttemperaturen und/oder dämmende Schalungen. Allein wetterbedingt treten solche Unterschiede im Temperaturverlauf auf, so dass bei einem bestimmten Bauteil an einem Betoniertag Risse auftreten können, an einem anderen dagegen nicht.

Bei dünneren Bauteilen kann demgegenüber die freigesetzte Wärme nur anteilig und vermindert eine Temperaturerhöhung im Bauteil verursachen; veränderte Wetterverhältnisse wirken sich ebenfalls weniger auf die Rissgefahr aus.

3.1.1 Wärmeentwicklung der Zemente

Die bei der Hydratation der Zemente insgesamt freigesetzte Wärmemenge und der zeitliche Verlauf der Wärmeentwicklung hängt maßgebend ab von der mineralogischen Zusammensetzung des Zementes (Klinkerphasen, weitere Hauptbestandteile), der Korngrößenverteilung (Mahlfeinheit) und weiteren Zusatzstoffen im Beton. Die Exothermie der Klinkerphasen und der Zementbestandteile ist in Abschnitt 1.8 behandelt. Streuungen in der Zusammensetzung spiegeln sich in der Wärmeentwicklung der Zemente gleicher Festigkeitsklassen wider.

Weitere Einflüsse resultieren aus der Zusammensetzung des Betons, d. h. dem Wasserzementwert und den Zusatzmitteln. Bei größerem Wasserangebot wird zwar die Reaktionsgeschwindigkeit etwas herabgesetzt, aber ein höherer Hydrationsgrad erreicht und umgekehrt (Abschnitt 1.2.4). Verzögernde Betonzusatzmittel wirken sich entsprechend

auf die Hydratationsgeschwindigkeit und die anfängliche Wärmeentwicklung aus (Bild 1.28).

Für die Temperaturberechnung ist die Wärmefreisetzung des Zementes unter den Hydratationsbedingungen im Bauteil entscheidend. Vor allem die Temperatursensibilität der Zemente wirkt sich auf die zeitliche Wärmefreisetzung aus (Abschnitt 1.9.3). Wie die Aktivierungstemperatur E_A/R in Tabelle 1.8 zeigt, unterscheiden sich darin die Zementarten und -sorten wesentlich. Beispielsweise besitzen hüttensandhaltige Zemente eine geringere freisetzbare Gesamtwärmemenge als Portlandzementklinker, sind aber reaktionsfreudiger.

Die Wärmefreisetzung der Zemente ist, mit Ausnahme der LH- und VLH-Zemente (früher NW-Zemente), keine genormte Eigenschaft. Insofern müssen durch die Zementwerke zwar keine planmäßigen Untersuchungen im Rahmen der Güteüberwachung und Qualitätssicherung durchgeführt werden, sind aber zur Produktionskontrolle üblich. Mit Einführung der DIN EN 14216 wird ein weiterer Zement mit sehr niedrigerer Hydrationswärme (Zusatz: VLH) zur Verfügung stehen. Die maximale Wärmefreisetzung nach 7 Tagen beträgt 220 J/g. Die Einordnung erfolgt in die Festigkeitsklasse 22,5.

Zwischen der Zementfestigkeit und der Wärmeentwicklung besteht ein Zusammenhang (Bild 1.105). Dieser ist auch bei hüttensandhaltigen Zementen vorhanden, aber gegenüber Portlandzement verschoben. Bei gleicher Festigkeit werden etwa 50 J/g weniger freigesetzt. Flugasche als Bestandteil des Zementes oder Betons ist für die Wärmefreisetzung ohne Bedeutung, trägt jedoch zur Festigkeitsentwicklung bei.

Richtwerte zur maximalen und zeitlichen Wärmefreisetzung der Zemente nach Festigkeitsklassen sind in Tabelle 3.1, die aus Messungen erhaltenen zeitlichen Entwicklungen in der Frühphase der Erhärtung sind für einige Zementsorten in Bild 3.1 und Bild 3.2 enthalten.

Festigkeits-Klasse	Hydrationswärme Q(t) [J/g] nach einer Lagerungszeit in Tagen					
	1	2	3	7	28	vollst. Hydratation
32,5 N ¹⁾	60 – 175	90 – 180	120 – 250	140 – 300	210 – 380	bis 460
32,5 R; 42,5 N	120 – 210	170 – 300	210 – 340	270 – 380	290 – 420	bis 490
42,5 R; 52,5	210 – 275	270 – 320	290 – 350	340 – 380	370 – 425	bis 525
52,5 R	290 – 350	390 – 440	400 – 470	460 – 520	400 – 475	bis 550
Portlandhütten- und Hochofenzement						355 – 440

¹⁾ vorzugsweise Hüttenzemente mit hohem Hüttensandgehalt und Portlandzemente mit wenig oder keinem C_3A

Tabelle 3.1 Richtwerte für die Hydrationswärme von Zement unter isothermischen Bedingungen in Abhängigkeit von der Zementfestigkeitsklasse (bestimmt mit dem Lösungskalorimeter nach DIN EN 196-8 (früher: DIN 1164 – 8:1978), nach [3.1], [3.2], [3.3])

Die Angaben zu den Normzementen sind Messergebnisse, die unter isothermischen oder adiabatischen Laborbedingungen erhalten wurden, Grenzwerte darstellen und an die tatsächlichen Temperaturverhältnisse im Bauteil angepasst werden müssen.

Die mathematische Beschreibung der zeitlichen Wärmeentwicklung zur Berechnung der Temperaturverteilung und des Temperaturverlaufes kann mit den Gleichungen 1.21 und

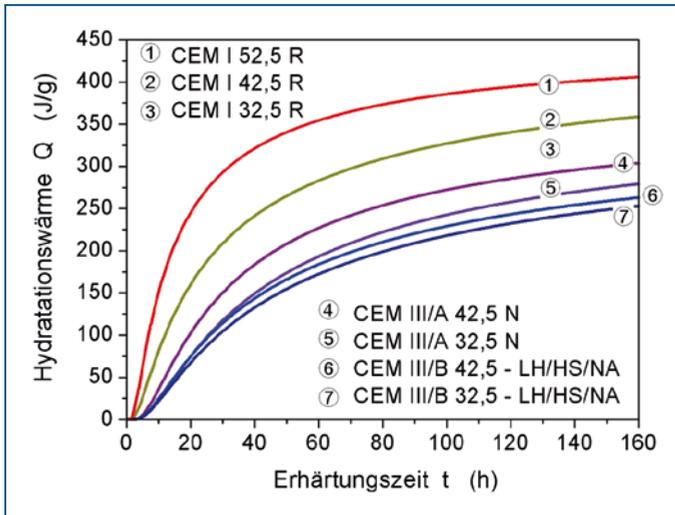


Bild 3.1 Wärmeentwicklung einiger gebräuchlicher Zementsorten (Mittelwerte), isothermische Erhärtungsbedingungen (aus [3.1])

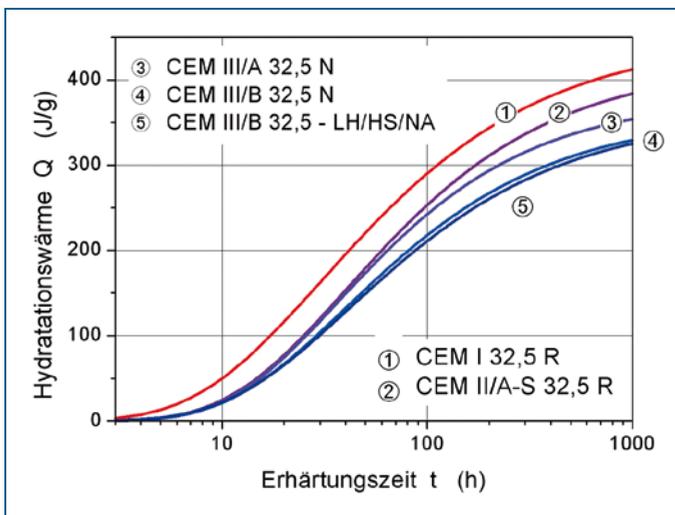


Bild 3.2 Verlauf der Wärmeentwicklung der zur Verminderung der Zwangsspannungen verwendeten Zemente (Mittelwerte, isothermische Erhärtungsbedingungen) (aus [3.1])

1.22 erfolgen, die dazu benötigten Beiwerte sind in Tabelle 1.8 zusammengestellt. Die äquivalente Zeit t_e berücksichtigt dabei den Temperatureinfluss auf die Erhärtung (Abschnitt 1.9.1).

3.1.2 Thermische Kenngrößen und äußere Randbedingungen

Die Temperaturverhältnisse werden durch mehrere Kenngrößen bestimmt, die als stoffliche Eigenschaften angesehen oder den Wärmeübergangsbedingungen an der Bauteiloberfläche zugeordnet werden können.

Thermische Kenngrößen sind nur in Ausnahmefällen durch die Zusammensetzung des Betons zielgerichtet beeinflussbar. Dazu gehören die Wärmeleitfähigkeit λ_c (i. M. 7,5 kJ/m h K) und die spezifische Wärme c_c (i. M. 1,05 kJ/kg K).

Die spezifische Wärme ergibt mit der Rohdichte ρ_c die Wärmekapazität des Betons C_c :

$$C_c = c_c \cdot \rho_c \quad [\text{kJ/kg} \cdot \text{K}] \quad (3.1)$$

Die **äußeren Wärmeübergangsbedingungen** sind durch die Konvektion und Strahlungsemission sowie durch die Luftbewegung bestimmt. Die Wirkung kann zusammengefasst werden in einem äußeren Wärmeübergangskoeffizienten α_a , beispielsweise durch die Beziehung

$$\alpha_a = 31,5 + 14,7 \cdot v_w \quad [\text{kJ}/(\text{m}^2 \text{ h K})] \quad (3.2)$$

$v_w = \text{Windgeschwindigkeit} \quad [\text{m/s}]$

$$R_a = 1/\alpha_a \quad [(\text{m}^2 \text{ h K})/\text{kJ}] \quad (3.2a)$$

Für vorauslaufende Temperaturberechnungen ist zweckmäßig, immer eine mittlere Windgeschwindigkeit anzusetzen. Wenn keine örtlichen Angaben vorliegen, kann für das langjährige Mittel, unabhängig von den meteorologischen Jahreszeiten, für das Flachland $v_w = 3 \text{ m/s}$, die Zonen der Mittelgebirge $v_w = 4 \text{ m/s}$ und für Küstennähe $v_w = 5 \text{ m/s}$ angenommen werden.

Der Strahlungsanteil und solare Warmegewinne werden i. Allg. nicht gesondert berücksichtigt. Wenn erforderlich, sind Angaben in [3.1] zu finden.

Der **Wärmeübergang an der Bauteiloberfläche** wird durch die Schalung oder Dämmungen vermindert.

Der Wärmedurchgangswiderstand ergibt sich dabei zu

$$R_0 = \sum \frac{s_i}{\lambda_i} \quad [(\text{m}^2 \text{ K h})/\text{kJ}] \quad (3.3)$$

$\lambda_i = \text{Wärmeleitfähigkeit des betreffenden Materials} [\text{kJ}/(\text{m h K})]$, Tabelle 3.2

$s_i = \text{Dicke} [\text{m}]$

Dabei kann der Wärmeübergangswiderstand zwischen Betonoberfläche und Schalung aufgrund der vorhandenen Feuchtigkeit vernachlässigt werden.

Der Wärmedurchlasswiderstand der gesamten Außenhaut beträgt dann

$$1/k = R = R_0 + R_a = \frac{1}{\alpha_a} + \sum \frac{s_i}{\lambda_i} \quad [\text{m}^2 \text{ h K} / \text{kJ}] \quad (3.4)$$

Werte für den Wärmedurchgangskoeffizienten k verschiedener Materialien in Abhängigkeit von der Windgeschwindigkeit können aus Bild 3.3 entnommen werden.

Wenn Bauteile auf dem Baugrund lagern, kann der Wärmeübergang in den Halbraum durch den **Wärmeeindringkoeffizienten** b erfasst werden:

$$b = \sqrt{\lambda \cdot c \cdot \rho} \quad [\text{kJ}/(\text{m}^2 \text{ K h}^{0.5})] \quad (3.5)$$

Für den Unterbeton oder Boden sind die entsprechenden Werte einzusetzen (Beton: $\lambda_c = 6-8 \text{ kJ/m h K}$; Halbraum, in Abhängigkeit vom Wassergehalt stark schwankend, z. B. Mutterboden $\lambda_H = 1,2$, Kies, ohne Grundwasser $\lambda_H = 3,0$, Kies, mit Grundwasser $\lambda_H = 6,5 \text{ kJ/m h K}$).

Werkstoff	λ [kJ/m h K]
Holz (Fichte, Kiefer, Tanne):	
Holzbretter, feucht bis nass	0,65 ... 0,80
Holzbretter, natürliche Feuchte	0,50
Holzbretter, getrocknet	0,35 ... 0,45
Sperrholz, geschützte Oberfläche	0,40 ... 0,45
Schalungsplatten, kunstharzvergütet	0,45
Holzfasersplatten, hart	0,45 ... 0,50
Stahl	160
Aluminium	730
Dämmstoffe	
Mineralische Faserdämmstoffe (wie Holzwolle-Leichtbauplatten)	
Plattendicke 15 mm	0,15
Plattendicke > 25 mm	0,09
Polyurethanschaum (PUR) oder Polystyrol-(PS-) Hartschaum	
WLG 025	0,07
WLG 030	0,08
WLG 035	0,10
WLG 040	0,11
Glaswolle	0,20

Tabelle 3.2 Wärmeleitfähigkeit λ (kJ/m h K) für verschiedene Schalhautmaterialien und Dämmstoffe

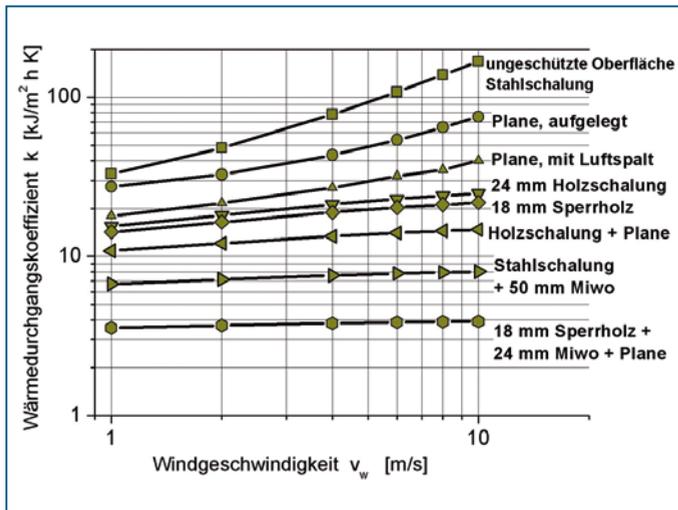


Bild 3.3 Wärmedurchgangskoeffizienten in Abhängigkeit von der Windgeschwindigkeit

3.1.3 Adiabatische Temperaturentwicklung im Bauteil

Ist der Wärmeübergang an der Bauteiloberfläche vollständig ausgeschlossen, herrschen adiabatische Bedingungen. Die gesamte Hydratationswärme verbleibt im Bauteil und führt zum Zeitpunkt t zu einer Temperaturerhöhung ΔT_H gegenüber der Anfangs- (Einbau-) Temperatur:

$$\Delta T_H = \frac{Q(t)}{c_c \cdot \rho_c} \quad [\text{K}] \quad (3.6)$$

c_c = spezifische Wärmekapazität des Betons [kJ/kg · K]

ρ_c = Rohdichte des Betons [kg/m³]

$Q(t)$ = bis zum Zeitpunkt t freigesetzte Hydratationswärme [kJ/kg]

Die stofflichen Kennwerte sind vom Wassergehalt und Hydratationsgrad des erhärtenden Betons abhängig; mit hinreichender Genauigkeit kann für die Wärmekapazität $C_c = c_c \cdot \rho_c = 2500 \text{ kJ/m}^3 \cdot \text{K}$ gesetzt werden.

Die vollständige Konservierung des Bauteiles führt dazu, dass aufgrund der frühzeitig hohen Temperaturen die Wärmefreisetzung sehr stark beschleunigt wird und schon in der Anfangsphase der Erhärtung nahezu die gesamte Hydratationswärme auftritt. Im Massenbetonbau müssen die daraus resultierenden Probleme beachtet werden (Bd. 3 Abschnitt 3.1).

In der Regel liegen bei den üblichen Bauteildicken keine adiabatischen Verhältnisse vor. Der sich ausbildende Temperaturverlauf weicht dann entsprechend der vorhandenen Wärmeübergangsbedingungen an der Oberfläche davon ab und kann nicht mehr wie oben abgeschätzt werden.

Beispiel:

Bei der Erhärtung eines Betons aus CEM I 42,5 R mit einer im Kalorimeter (Abschnitt 1.8.3) gemessenen Hydratationswärme $Q_H = 548,3 \text{ J/g}$ und mit einem Zementgehalt $z = 300 \text{ kg/m}^3$ würde nach Erreichen des maximalen Hydratationsgrades ($\alpha_{\max} = 0,80$) die Temperaturerhöhung betragen:

$$\Delta T_H = \frac{Q_H(\infty) \cdot z}{C_c} = \frac{548,3 \cdot 0,80 \cdot 300}{2500} = 52,6 \text{ [K]}$$

Mit einer Einbautemperatur des Frischbetons $T_{c,0} = 15^\circ\text{C}$ ergäbe sich daraus die Bauteiltemperatur

$$T_c = T_{c,0} + \Delta T_H = 15,0 + 52,6 = 67,6^\circ\text{C}$$

Der Verlauf der Wärmeentwicklung entspricht dem des Hydratationsgrades. Unter Berücksichtigung des Temperatureinflusses auf die Hydratationsgeschwindigkeit würde nach dem 1. Tag der Hydratationsgrad etwa $\alpha = 0,45$ betragen mit der daraus folgenden Bauteiltemperatur:

$$T_c = 15,0 + \frac{548,3 \cdot 0,45 \cdot 300}{2500} = 15,0 + 29,6 = 44,6^\circ\text{C}$$

3.1.4 Temperaturverlauf im gleichmäßig erwärmten Bauteil

Wenn die Abmessungen des Bauteiles in Richtung des Wärmestromes klein sind und/oder eine sehr langsame Abkühlung stattfindet, kann die Temperaturverteilung im Bauteilquerschnitt vernachlässigt und von einem gleichmäßig erwärmten Körper ausgegangen werden. Der Temperaturverlauf folgt dem Newton'schen Abkühlungsgesetz. Aufgrund der inneren Wärmequelle muss die Berechnung schrittweise vorgenommen werden:

$$T_{c,i+1} = (T_{c,i} - T_L) \exp(-m \cdot \Delta t_i) + T_L + \Delta T_{H,i} \quad (3.7)$$

$\Delta T_{H,i}$ = Temperaturanstieg im Zeitschritt Δt_i infolge freigesetzter Hydratationswärme [$^\circ\text{C}$]

$T_{c,i+1}$ = Temperatur am Ende des Zeitschrittes Δt_i [$^\circ\text{C}$]

k = Wärmedurchgangskoeffizient [$\text{kJ}/\text{m}^2 \text{ h K}$]

T_L = Lufttemperatur

m = Abkühlungsbeiwert = $\frac{k \cdot A}{c \cdot \rho \cdot V}$ [1/h]

Zur Ermittlung der Hydratationswärme ist die tatsächliche Schrittweite Δt_i mit Hilfe einer Reifefunktion (Abschnitt 1.9.3 bzw. Abschnitt 2.6.3.2) zu korrigieren, so dass eine »wirksame« Zeitspanne $\Delta t_{e,i}$ erhalten wird.

Wenn die Außenlufttemperatur stark schwankt, kann bei einer prospektiven Temperaturberechnung annähernd ein sinusförmiger Tagesgang der Temperatur oder eine andere geeignete Funktion angenommen werden. Bei der Verfolgung der tatsächlichen Lufttemperatur und parallel laufender Berechnung sind die über das Zeitintervall gemittelten Werte einzusetzen.

Beispiel:

Ein wandartiges Bauteil mit der Dicke $h = 300 \text{ mm}$ ($A/V = 2,0/0,30 = 6,67 \text{ m}^2/\text{m}^3$) besteht aus Beton mit $z = 300 \text{ kg}/\text{m}^3$ CEM I 32,5 R. Die Einbautemperatur beträgt $T_{c,0} = 25 \text{ }^\circ\text{C}$, die Temperatur der Außenluft T_L schwankt zwischen $-5 \text{ }^\circ\text{C}$ und $+2 / +3 \text{ }^\circ\text{C}$ (i. M. $+2,5 \text{ }^\circ\text{C}$), die Windgeschwindigkeit liegt bei $v_W = 3,5 \text{ m/s}$. Das Bauteil ist mit Schalungsplatten eingeschalt ($d = 25 \text{ mm}$). Aufgrund der sich um $0 \text{ }^\circ\text{C}$ bewegenden Außentemperaturen wurden die Betonarbeiten am Vormittag ausgeführt; der Erhärtungsvorgang beginnt gegen 12 Uhr.

Die Ausgangswerte für die Berechnung ergeben sich wie folgt:

$$\alpha_a = 31,5 + 14,7 \cdot 3,5 = 82,95 \text{ kJ}/\text{m}^2 \text{ h}; R_a = 1/\alpha_a = 0,012 \text{ m}^2 \text{ h}/\text{kJ}.$$

$$R = 0,025/0,45 = 0,055 \text{ m}^2 \text{ h K}/\text{kJ}.$$

$$R_0 = R_a + R = 0,012 + 0,055 = 0,067 \text{ m}^2 \text{ h K}/\text{kJ}. \quad k = 1/R_0 = 14,9 \text{ kJ}/\text{m}^2 \text{ h K}$$

$$m = 6,67 \cdot 14,9 / 2500 = 0,039 \text{ 1}/\text{h}.$$

In Zeitschritten von 2, später 3 Stunden wird, ausgehend von der aktuellen Betontemperatur der Korrekturfaktor k_T ermittelt, die äquivalente Zeit $\Delta t_{e,i}$ berechnet und durch Summation t_e gebildet. Damit kann die bis zu t_e insgesamt freigesetzte Wärmemenge Q_i und die im Zeitschritt angefallene Teilmenge ΔQ_i bestimmt werden. Mit Gleichung 3.6 ergibt sich ΔT_H . Die angehobene Bauteiltemperatur wird unter Berücksichtigung der Lufttemperatur nun der Gleichung 3.7 unterworfen und die durch Wärmeabgabe reduzierte neue Bauteiltemperatur erhalten. Der nächste Zeitschritt kann begonnen werden. Die Berechnung ist in Tabelle 3.3 vorgenommen worden, das Ergebnis ist in Bild 3.4 dargestellt.

Die freigesetzte Hydrationswärme wurde mit der Differenzialkalorimetrie bestimmt, der Verlauf ist ebenfalls im Bild 3.4 angegeben.

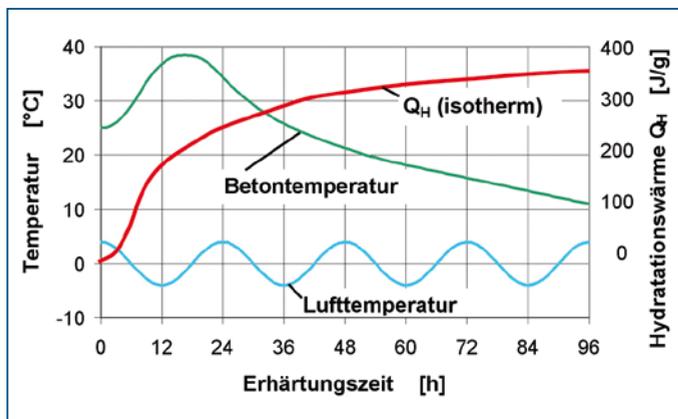


Bild 3.4 Entwicklung der Hydrationswärme Q_H unter isothermen Bedingungen, Lufttemperatur T_L und rechnerisch ermittelter Temperaturverlauf im Bauteil T_c (mittlere Bauteiltemperaturen)

t_i	$T_{b,i}$	T_L	Δt_i	k_r	$t_w = \Delta t_i / k_r$	Σt_w	$Q_{H,t}$	$\Delta Q_{H,i}^{1)}$	$T_{H,i}^{2)}$	$T^* = T_b + T_H/2$	$T^{**} = (T^* - T_L) \dots \exp(-m \Delta) + T_L$	$T_{b,i+1} = T^{**} + T_H/2$	t_{i+1}
[h]	[°C]	[°C]	[h]	[-]	[h]	[h]	[kJ/kg]	[kJ/kg]	[°C]	[°C]	[°C]	[°C]	[h]
0	25	3	2	1,31	2,62	2,62	2,7	2,7	0,3	25,2	23,5	23,6	2
2	23,6	2	2	1,22	2,44	5,06	37,6	34,9	4,2	25,7	23,9	26,0	4
4	26,0	1	2	1,37	2,74	7,80	92,0	54,4	6,5	29,3	27,2	30,5	6
6	30,5	-1	2	1,69	3,38	11,18	147,2	55,2	6,6	33,8	31,2	34,5	8
8	34,5	-4	2	2,00	4,00	15,18	193,8	46,6	5,6	37,3	34,2	37,0	10
10	37,0	-5	2	2,20	4,40	19,58	229,7	35,9	4,3	39,3	36,0	38,3	12
12	38,3	-5	3	2,32	6,96	26,94	267,5	37,8	4,6	40,6	35,6	37,9	15
15	37,9	-3	3	2,28	6,85	33,39	292,2	24,7	3,0	39,4	34,7	36,2	18
18	36,2	-1	3	2,14	6,42	39,81	309,0	16,8	2,0	37,2	33,0	34,0	21
21	34,1	1	3	1,96	5,88	45,69	321,0	12,0	1,4	34,7	31,0	31,7	24
24	31,7	3	6	1,78	10,68	56,37	337,3	16,3	2,0	32,7	26,5	27,5	30
30	27,5	-1	6	1,47	8,85	65,22	347,5	10,2	1,2	28,1	22,0	22,6	36
36	22,6	-5	12	1,15	13,85	79,07	359,5	12,0	1,4	23,3	13,7	13,4	48
48	13,4	3	12	0,66	7,90	86,97	365,0	5,5	0,7	13,7	9,7	10,1	60
60	10,1	-1 +)	12	0,51	6,17	93,14	368,7	3,7	0,4	10,3	6,1	6,3	72

+) Mittelwert für den Zeitraum; ¹⁾ $\Delta Q_H = Q_{H,i+1} - Q_{H,i}$; ²⁾ $T_H = \Delta Q_H / z / c_p \cdot \rho_b = 0,12 \Delta Q_H$

Tabelle 3.3 Beispiel für die Berechnung des Temperaturverlaufes in einer Betonwand mit einer Dicke $d = 300\text{mm}$. Die Einbautemperatur beträgt $T_{b,0} = 25^\circ\text{C}$, der Abkühlungsbeiwert $m = 0,039\text{ 1/h}$. Entwicklung der Hydratationswärme entsprechend Bild 3.4

Bei der vorliegenden Wanddicke haben die Temperaturamplituden der Außenluft keine nennenswerten Auswirkungen auf den Temperaturverlauf des Bauteiles. Deshalb kann eine Berechnung auch mit gemittelten Temperaturen T_L durchgeführt werden. Die Mittelwertbildung erfolgt wie in der technischen Meteorologie oder vereinfacht aus dem Minimum und Maximum innerhalb von 24 Stunden.

3.1.5 Abschätzung der Temperaturdifferenzen zwischen Bauteilrand und -kern

Liegen Angaben über die mittlere Temperatur im Bauteil vor (beispielsweise aus Berechnungen wie in Abschnitt 3.1.4), können maximale Temperaturdifferenzen zwischen Kern und Rand des Bauteiles mithilfe der Biot-Zahl abgeschätzt werden (siehe dazu [3.1] und [3.4]):

$$Bi = \frac{k \cdot h}{2 \cdot \lambda_c} \quad (3.8)$$

h = charakteristische Abmessung; bei symmetrischen Abkühlungsbedingungen stellt h die Bauteildicke [in m] dar

λ_c = Wärmeleitzahl des Betons in [kJ/m h K] (im Mittel 7 ... 8 kJ/m h K)

Für das ausgeprägte Temperaturprofil im Bauteilquerschnitt ergeben sich die maximalen Temperaturdifferenzen ΔT_{BT} zwischen Kern (T_K) und Rand (T_R) sowie zur Außenluft (T_L) gekoppelt wie folgt:

$$\text{Hilfsgröße} \quad Z_{Bi} = \frac{Bi}{Bi - 2} \quad (3.9a)$$

$$\frac{T_K - T_R}{T_R - T_L} = \frac{1}{2} \cdot Bi \quad (3.9b)$$

$$\frac{T_K - T_R}{T_K - T_L} = \frac{Bi}{Bi + 2} = Z_{Bi} \quad (3.9c)$$

$$T_R = \frac{1,5 \cdot T_m \cdot (1 - Z_{Bi}) + T_L \cdot Z_{Bi}}{1,5 - 0,5 \cdot Z_{Bi}} \quad [^\circ\text{C}] \quad (3.9d)$$

$$T_K = T_R - 1,5 \cdot (T_m - T_R) \quad [^\circ\text{C}] \quad (3.9e)$$

Die maximale Temperaturdifferenz ergibt sich dann zu:

$$\Delta T_{BT} = T_K - T_R \quad [\text{K}] \quad (3.9f)$$

Aus den Temperaturdifferenzen ΔT können die Anteile ΔT_R und ΔT_K abgeleitet werden, aus denen die Zug- bzw. Druckspannungen resultieren; dabei wird als hinreichend genau unterstellt, dass die Temperaturverteilung im Querschnitt durch eine Parabel beschrieben werden kann:

$$\Delta T_K = \frac{1}{3} \cdot \Delta T \quad [\text{K}] \quad \Delta T_R = \frac{2}{3} \cdot \Delta T \quad [\text{K}] \quad (3.9g)$$

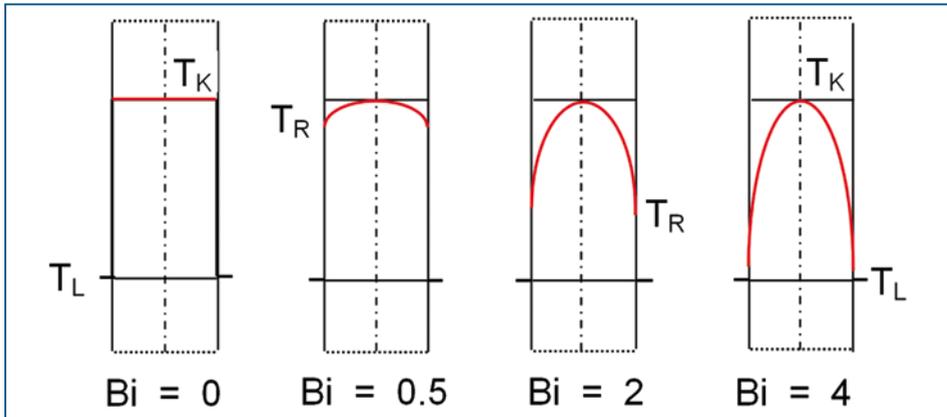


Bild 3.5 Temperaturprofile in Abhängigkeit von der Biot-Zahl (Bi), quasistationärer Zustand

Beispiele für Temperaturprofile in Abhängigkeit von der Biot-Zahl sind für eine typische Situation in 3.5 dargestellt. Je dicker das Bauteil und/oder je intensiver der Wärmeübergang an der Bauteiloberfläche ist, desto steiler ist der Temperaturgradient über den Querschnitt. Die größten Temperaturdifferenzen entstehen bei üblichen Bauteilabmessungen immer am und bei dickeren Bauteilen anschließend an das Temperaturmaximum im Bauteil.

Beispiel:

Die maximale mittlere Temperatur für ein wandartiges Bauteil in Schalung nach Bild 3.4 beträgt $T_m = 39^\circ\text{C}$, die Lufttemperatur i. M. -1°C . Die weiteren Ausgangswerte sind entsprechend dem vorstehenden Berechnungsbeispiel:

$$\lambda_c = 8,0 \text{ kJ/m h K}$$

$$Bi = 14,9 \cdot 0,30 / 2 \cdot 8 = 0,28$$

$$Z_{Bi} = 0,28 / (0,28 + 2) = 0,12$$

Damit wird erhalten:

$$T_R = [1,5 \cdot 39,0 \cdot (1 - 0,12) - 1 \cdot 0,12] / [1,5 - 0,5 \cdot 0,12] = 35,7^\circ\text{C}$$

$$T_K = 35,7 + 1,5 \cdot (39,0 - 35,7) = 40,7^\circ\text{C}$$

Die maximale Temperaturdifferenz beträgt damit zwischen Kern und Rand des Bauteils

$$\Delta T = T_K - T_R = 40,7 - 35,7 = 5,0 \text{ K}$$

Zum Zeitpunkt des Ausschalens nach 48 Stunden liegt die mittlere Temperatur bei 21°C . Die dann ungeschützte Bauteiloberfläche hat einen Wärmeübergang von $k = 50 \text{ kJ/m}^2 \text{ h K}$ (Bild 3.3). Damit ergeben sich die Werte:

$$Bi = 50,0 \cdot 0,30 / 2 \cdot 8 = 0,94$$

$$Z_{Bi} = 0,94 / (0,94 + 2) = 0,32$$

$$T_R = [1,5 \cdot 21,0 \cdot (1 - 0,32) - 1 \cdot 0,32] / [1,5 - 0,5 \cdot 0,32] = 15,7^\circ\text{C}$$

$$T_K = 15,7 + 1,5 \cdot (21,0 - 15,7) = 23,7^\circ\text{C}$$

$$\Delta T = T_K - T_R = 23,7 - 15,7 = 8,0 \text{ K}$$

Obwohl der Wärmeübergang sehr wesentlich vergrößert ist, nimmt die Temperaturdifferenz relativ geringfügig zu, da die Bauteiltemperatur nur noch etwa 50 % des Maximalwertes beträgt. Eine Rissgefahr besteht nicht, da dafür die Temperaturdifferenz etwa 15 K betragen müsste.

3.1.6 Berechnung der Temperaturverteilung und des Temperaturverlaufes in Bauteilquerschnitten

Temperaturberechnungen werden heute in der Regel computergestützt durchgeführt. Grundlage sämtlicher Methoden ist, dass die Differenzialquotienten der Fourierschen Differenzialgleichung durch Differenzenquotienten ersetzt werden und eine Ort- und Zeitdiskretisierung erfolgt. Zur Bestimmung der Ortspunkttemperaturen wird dann eine schrittweise Berechnung der Gleichungen in Zeitschritten Δt vorgenommen. Die Hydratationswärme des Zementes wird als im Bauteil gleichmäßig verteilte Wärmequelle betrachtet. Bei der mathematischen Modellierung kann in Finite Differenzenverfahren (eindimensionaler Wärmestrom) oder in die Verfahren nach der Methode der Finiten Elemente (zwei- und dreidimensionaler Wärmestrom) unterschieden werden. Komplizierte Bauteilgeometrien sind nur mit der Anwendung Finiten Elemente lösbar. Eine theoretisch fundierte Übersicht dafür ist in [3.16] zu finden, praktische Anwendungen z. B. bei [3.17], weitere Hinweise dazu in [3.1].

Relativ einfach gestaltet sich die Berechnung beim eindimensionalen Wärmestrom mit Wärmeübergang. Dazu wird der Querschnitt in Lamellen der Breite Δx unterteilt (Finites Differenzenverfahren), in jedem Zeitschritt die freigesetzte Hydratationswärme addiert, der Wärmeübergang an der Oberfläche durch eine virtuelle Schichtdicke berücksichtigt. Die praktische Anwendung und weitere Literaturhinweise sind in [3.1] zu finden.

3.1.7 Beispiele für den Verlauf der mittleren Bauteiltemperatur und Temperaturdifferenzen

Aus vereinfachten Temperaturberechnungen können hilfreiche Schlussfolgerungen für die zu erwartenden Temperaturverhältnisse und die Wirksamkeit von Maßnahmen gegen die Zwangsbeanspruchungen gezogen werden. Nachfolgend sind einige Berechnungsergebnisse gegenübergestellt, im konkreten baupraktischen Fall müssen die spezifischen Bedingungen berücksichtigt werden.

3.1.7.1 Verlauf der mittleren Bauteiltemperatur

Bei einer Variation der Betonzusammensetzung und der Ausführungsbedingungen können aus dem Verlauf der mittleren Bauteiltemperaturen folgende Schlussfolgerungen gezogen werden (Bild 3.6):

Die Maximaltemperaturen entwickeln sich etwa proportional zur Freisetzung der Hydratationswärme der Zementarten (Bild 3.6a) innerhalb der ersten 48 Stunden. Das insgesamt vorhandene Hydratationswärmepotenzial spiegelt sich nicht adäquat wider. Bei langsam erhärtenden Zementen wird die Wärmemenge verzögert wirksam und trägt nur noch geringfügig zum Temperaturmaximum bei. Mit der Zunahme des Zementge-

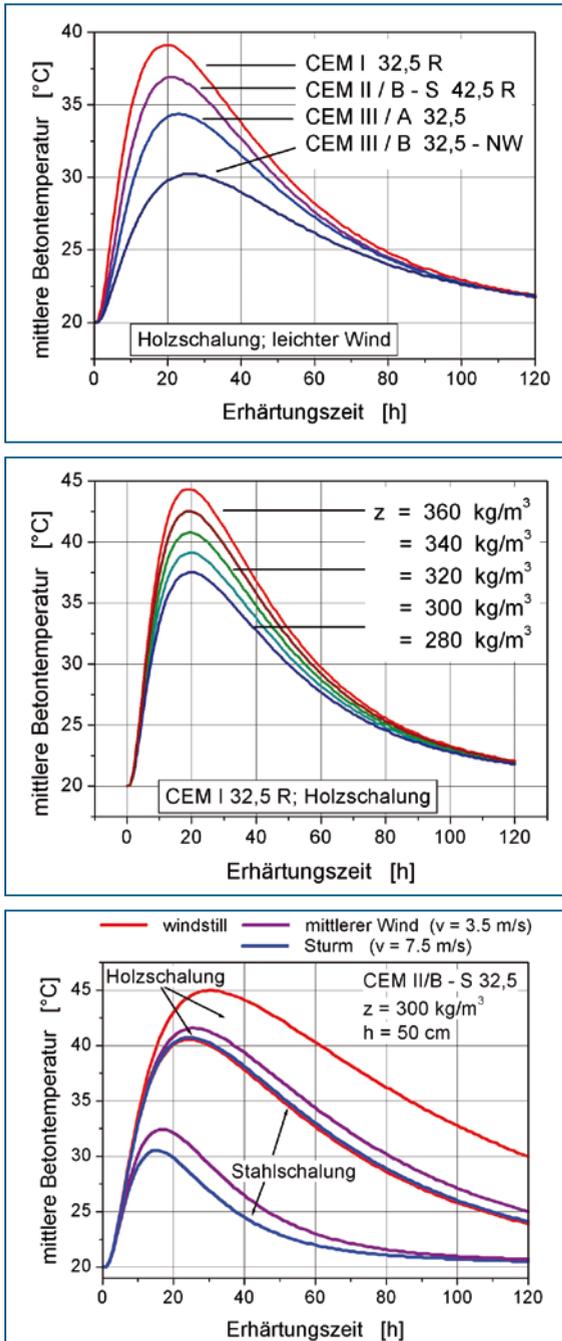


Bild 3.6a–c Verlauf der mittleren Bauteiltemperaturen in Abhängigkeit von verschiedenen Eingangsgrößen (siehe Text). Wenn nicht anders angegeben ist Zement CEM I 32,5 R mit $z = 300 \text{ kg/m}^3$ zugrundegelegt worden sowie Wanddicke 30 cm, Luft- und Frischbetontemperatur 20°C [3.1]

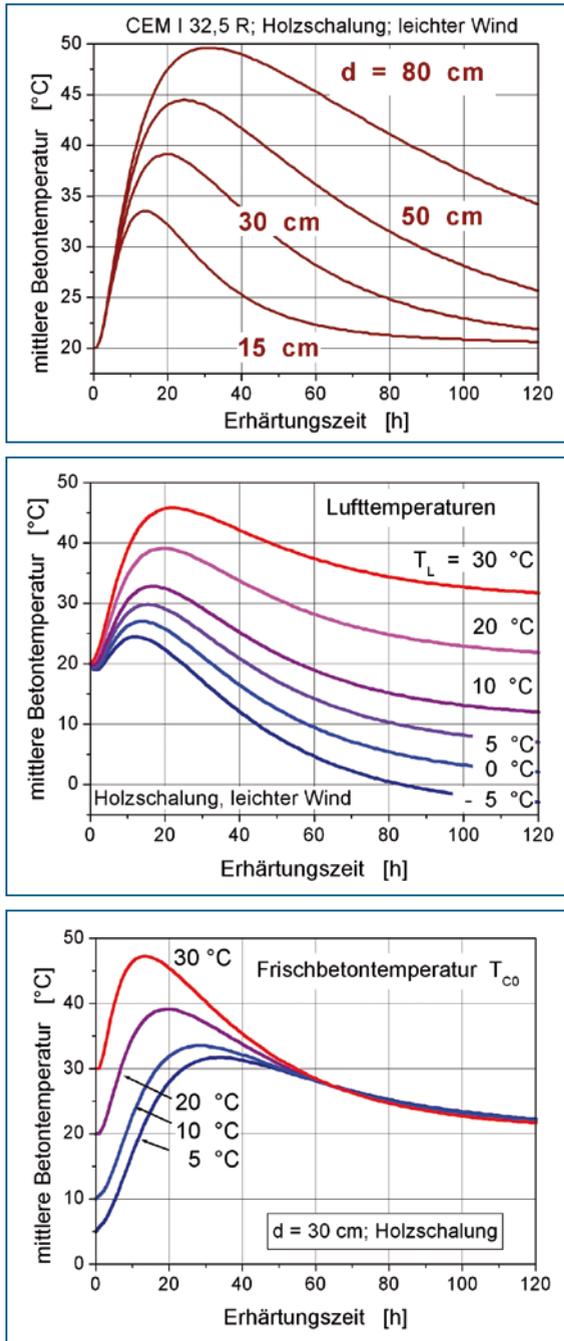


Bild 3.6d-f Verlauf der mittleren Bauteiltemperaturen in Abhängigkeit von verschiedenen Eingangsgrößen (siehe Text). Wenn nicht anders angegeben ist Zement CEM I 32,5 R mit $z = 300 \text{ kg/m}^3$ zugrundegelegt worden sowie Wanddicke 30 cm, Luft- und Frischbetontemperatur 20°C [3.1]

halten wird der Temperaturpeak unabhängig von der Zementart etwa im gleichen Verhältnis angehoben (Bild 3.6b).

Die Wärmeübergangsbedingungen sind von erheblichem Einfluss (Bild 3.6c). Der Einsatz einer Stahlschalung senkt bei ansonsten gleichen Bedingungen gegenüber einer Holzschalung die Temperaturspitze ab, besonders bei zunehmender Windgeschwindigkeit. Der Temperaturverlauf bei Stahlschalung und starkem Wind entspricht etwa dem bei ungeschützter Oberfläche und Kühlung durch Berieselung mit Wasser. Die Wirkung dieser Nachbehandlungsmaßnahme ist deutlich.

Verschiedentlich ist durch eine frühzeitige Entschalung der Bauteile beabsichtigt, die mittlere und die Maximaltemperatur im Bauteil abzusenken, um die zentrischen Zwangsspannungen zu vermindern. Diese an sich begründete Maßnahme bedarf der Überprüfung, ob dadurch die Temperaturdifferenzen nicht unvertretbar vergrößert werden.

Wie erwartet, steigt die Bauteiltemperatur mit größerer Wanddicke bei allen Zementarten an und nähert sich asymptotisch dem adiabatischen Verlauf (Bild 3.6d).

Die Zunahme der Luft- oder Frischbetontemperaturen hat beträchtliche Folgen für den Temperaturhaushalt im Bauteil (Bild 3.6e; Bild 3.6f). Durch höhere Frischbetontemperaturen wird die Reaktionsgeschwindigkeit gesteigert, durch erhöhte Lufttemperaturen eine Annäherung an den adiabatischen Zustand herbeigeführt. Die Steigerung der Frischbetontemperatur um 10 °C hat etwa den gleichen Einfluss auf das Temperaturmaximum wie die Vergrößerung des Zementgehaltes um 50–70 kg/m³.

3.1.7.2 Temperaturdifferenzen

Die Temperaturunterschiede zwischen Kern und Rand werden hauptsächlich von der Bauteildicke und den Wärmeübergangsbedingungen an der Oberfläche hervorgerufen. Die größte Temperaturdifferenz bildet sich immer am und in Relation zum Temperaturmaximum aus. In Bild 3.7 ist der Wärmeübergang (k-Wert) variiert; die Temperaturdifferenz steigt nicht proportional zur Zunahme des Wärmeüberganges an, erreicht aber ohne Schutzmaßnahmen kritische Werte. Die Wirkung frühzeitigen Ausschalens und damit der plötzlichen Steigerung des Wärmeüberganges an der Oberfläche kann aus Bild 3.6 entnommen werden. Bei niedrigen Lufttemperaturen wird dieser Effekt weiter verstärkt und eine Rissbildung sehr begünstigt. Wie sich die Verkürzung des Ausschaltermines in Abhängigkeit von der Schalungsvariante auswirkt, ist aus Tabelle 3.4 ersichtlich, die [3.15] entnommen wurde.

Schalungsart	Bauteil in Schalung		Schalung nach 15 Std. entfernt	
	Temperatur-Anstieg [K]	maximale Temperatur-Differenz [K]	Temperatur-Anstieg [K]	maximale Temperatur-Differenz [K]
Stahl	27	17	27	17
18 mm Sperrholz	32	9	31	19
Stahl mit 25 mm Dämmung	42	4	37	22

Tabelle 3.4 Temperaturanstieg und Temperaturdifferenz in einer 50 cm dicken Wand in Abhängigkeit von der Schalungsart ($z = 360 \text{ kg/m}^3$ CEM I, Frischbetontemperatur 20 °C, Umgebungstemperatur 15 °C), aus [3.15].

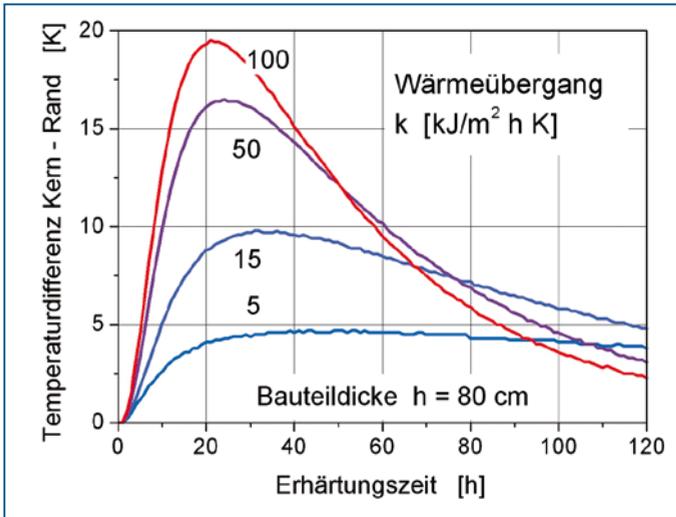


Bild 3.7 Temperaturdifferenz zwischen Kern und Rand bei unterschiedlichem Wärmeübergang (Bauteildicke $h = 80 \text{ cm}$) (nach [3.1])

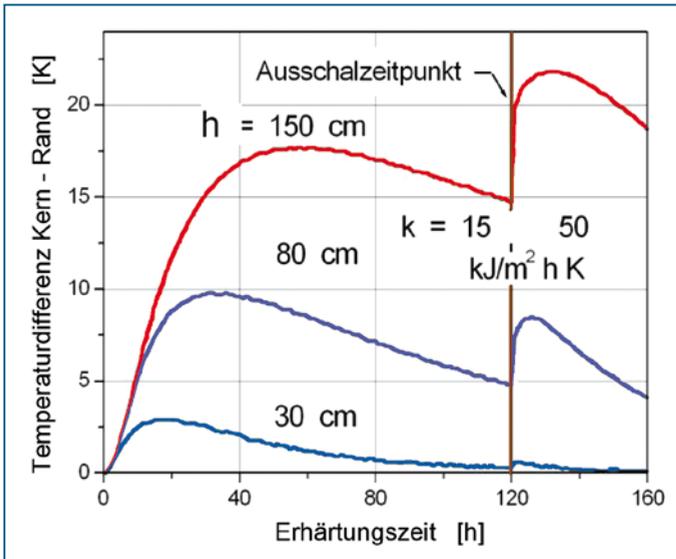


Bild 3.8 Temperaturdifferenzen zwischen Kern und Rand bei unterschiedlichen Bauteildicken vor und nach dem Ausschalen (CEM I 32,5 R, $z = 300 \text{ kg/m}^3$; $T_L = 20^\circ\text{C}$) (nach [3.1])

3.1.8 Abschätzung von Temperaturverhältnissen in Bauteilen

Da sich die zentrischen Zwangsspannungen aus den Temperaturdifferenzen zwischen dem Maximum und der Umgebung entwickeln, werden oft dafür Orientierungswerte angegeben (z. B. Tabelle 3.5 bis Tabelle 3.7). Die zahlreichen Einflussgrößen verhindern jedoch eine genauere Abschätzung, so dass die Angaben eigentlich hauptsächlich der Verdeutlichung der Gefahr einer Rissbildung dienen.

	d < 30 cm	d = 30 bis 60 cm	d > 60 cm
Holzschalung	10 – 15	15 – 25	20 – 40

(Die unteren Grenzen gelten für Zemente mit niedriger und langsamer Wärmeentwicklung, die oberen für Zemente mit größerer Wärmeentwicklung).

Tabelle 3.5 Maximaler Temperaturunterschied zwischen Bauteil und Auflager zur Berechnung der Zwangsspannungen (Angaben von [3.18])

Temperaturverhältnisse	Beton mit geringerer Wärmeentwicklung	Beton mit hoher Wärmeentwicklung
sommerliche Bedingungen (Luft- und Frischbetontemperatur um 20 °C)	10 ... 15 K	20 ... 25 K
winterliche Bedingungen (Luft- und Frischbetontemperatur um 10 °C)	5 ... 10 K	15 ... 20 K

Tabelle 3.6 Maximaler Temperaturunterschied zwischen Bauteil und Auflager ($T_{\max} - T_U$) nach dem Vorschlag [3.6]. Bauteildicken $h = 30 - 50$ cm.

Festigkeitsklasse	Stahlschalung Bauteildicke $h = [\text{cm}]$					Holzschalung Bauteildicke $h = [\text{cm}]$				
	30	50	70	100	200	30	50	70	100	200
C 25/30	16	25	32	39	48	25	32	37	42	49
C 30/37	18	28	35	43	54	28	36	42	47	55
C 35/45	20	31	39	48	60	31	40	46	52	60
C 40/50	22	33	42	51	64	33	43	49	56	65
Korrektur für Betonieren im Winter	-6	-8	-7	-6	-2	-6	-6	-5	-5	0

Tabelle 3.7 Anhaltswerte für die Temperaturdifferenz ΔT_N zwischen der maximalen Kern- und der mittleren Ausgleichstemperatur in Abhängigkeit von der Betonfestigkeitsklasse nach [3.15] (CEM I). Werte gelten für das Betonieren unter sommerlichen Bedingungen, Frischbetontemperatur $T_{b0} = 20$ °C, $T_U =$ Ausgleichstemperatur 15 °C. Letzte Zeile: Korrekturen für das Winterhalbjahr)

Für die Zeit bis zum Erreichen des Temperaturmaximums t_{\max} ist nach [3.19] anzusetzen:

$$\text{für } d \leq 3,5 \text{ m} \quad t_{\max} = 1,00 \cdot h + 0,5 \quad [\text{Tage}] \quad (3.10a)$$

$$\text{für } d > 3,5 \text{ m} \quad t_{\max} = 0,85 \cdot h + 1,0 \quad [\text{Tage}] \quad (3.10b)$$

Für dickwandigere Bauteilen wird auch empfohlen [3.20]:

$$t_{\max} = 0,80 \cdot h + 1,0 \quad [\text{Tage}] \quad (3.10c)$$

Nach [3.6] sollte diese Beziehungen auch für Bodenplatten mit $h > 1,0\text{m}$ angewandt werden.

Die Bauteildicke d ist in [m] einzusetzen.

Diese Temperaturdifferenz tritt nach den in [3.20] dargestellten Messungen und den Berechnungen von [3.21] auf nach

$$t_{\max} = h + 2 \quad [\text{Tage}] \quad (3.11a)$$

Für übliche Bedingungen kann eine Temperaturdifferenz im Bauteil von

$$\Delta T_{BT} = 10 \cdot h + 3 \quad [\text{K}] \quad (3.11b)$$

erwartet werden. Bei ungünstigeren Verhältnissen (z. B. Frischbetontemperatur über 20°C und höhere Lufttemperatur), die eine schnellere Entwicklung der mechanischen Kenngrößen verursachen, wird empfohlen:

$$\Delta T_{BT} = 12 \cdot d + 4 \quad [^\circ\text{C}] \quad (3.11c)$$

Nach dem Ausschalen wird die Abkühlungsgeschwindigkeit erhöht und das Temperaturprofil steiler.

3.1.9 Messung der Temperaturen und Spannungen im Bauteil

Berechnungen von Temperaturen und Spannungen sind auch deshalb mit einer erheblichen Unsicherheit verbunden, weil sich die äußeren Bedingungen im Zeitablauf ändern. Insofern ist die messtechnische Verfolgung bzw. Kontrolle unerlässlich, um kritische Temperaturverhältnisse zu erkennen und Rissbildungen begegnen zu können. Die Erfassung der Temperaturen und Temperaturdifferenzen im Bauteil ist dabei vergleichsweise einfach und dient auch dem Nachweis der Einhaltung vorgegebener Höchsttemperaturen oder anderer Temperaturgrenzwerte.

Die klassische Temperaturmessung im Beton basiert auf dem Zusammenhang zwischen einwirkender Temperatur und elektrischer Spannung. Verwendet werden Thermoelemente, die aus zwei Drähten unterschiedlicher Metalle oder Metalllegierungen bestehen und an einem Ende, der Messstelle, miteinander punktförmig verlötet oder verschweißt

sind. Im einfachsten Fall sind die abisolierten Enden der Drähte miteinander verdrillt. Durch Feuchtigkeit in der Grenzschicht kann es dabei aber zu Verfälschungen des Messwertes kommen. Bei der Befestigung des Messfühlers am Bewehrungsstahl ist durch ausreichend dämmende Isolierung dessen Temperatureinfluss zu verhindern. Die Thermopaare werden über Anschlussleitungen, die in Schutzrohren geführt oder anderweitig gesichert werden, bis zu einer Stelle mit möglichst konstanter Temperatur, der Vergleichsstelle, geführt. Der Einfluss von Temperaturschwankungen an der Vergleichsstelle kann durch eine Ausgleichschaltung kompensiert werden. Die Länge der Ausgleichsleitung ist wegen des geringen Innenwiderstandes bei Thermoelementen von untergeordneter Bedeutung. Im Allgemeinen kann angenommen werden, dass bis zu etwa 50 m Ausgleichsleitung keine Verfälschung des Messwertes auftritt.

Thermoelemente sind einfach zu handhaben, robust und zeichnen sich durch eine sehr kurze Ansprechzeit aus. Eingesetzt werden in der Baupraxis im Regelfall die sehr kostengünstigen NiCr-Ni Thermoelemente (Typ K) mit Aderdurchmessern von 0,5 bis 1,0 mm. Weitere geeignete Werkstoffe sind Cu-CuNi (Typ T) oder Fe-CuNi (Typ J).

Verwendung finden weiterhin industriell gefertigte Widerstandsthermoelemente, z. B. PT 100, die auf der Abhängigkeit des Widerstandes von der Temperatur beruhen. Zum Schutz gegen messwertverfälschende Feuchtigkeitseinwirkungen sowie gegen mechanische Beschädigungen sind die Messfühler in Messinghülsen eingegossen. Durch Kalibrierung der Aufnehmer im Wärmeschrank bei Temperaturen zwischen 20 und 60 °C können bauartbedingte Einflüsse, die sich auf den elektrischen Widerstand auswirken (Lötstellen, Nichtlinearität des Temperaturganges usw.) weitestgehend kompensiert werden. Registriert wird die temperaturbedingte Widerstandsänderung mithilfe einer Wheatstoneschen Brückenschaltung. Die Auflösungsgenauigkeit liegt bei 0,10 °C.

Schwingsaiten-Sensoren liegt das Prinzip zugrunde, dass eine Veränderung der Temperatur auch eine der Frequenz des Ausgangssignals hervorruft. Verfahrens- und konstruktionsbedingt ist eine außerordentliche Langzeitstabilität des Messsignals gegeben. Die Auflösung liegt bei 0,05 °C. Die Messwerterfassung- und -speicherung erfolgt mittels Datenlogger, die über eine Pufferbatterie bzw. einen -akku verfügen und deren Speicher in zeitlichen Abständen ausgelesen wird.

Diese Datenlogger sind i. d. R. kombinierbar mit einer aufsteckbaren Sofortanzeige, einem Infrarotdrucker und gleichzeitig sind die Messwerte mit dem Interface (Schnittstelle) und einer Auswertesoftware auf dem PC tabellarisch oder grafisch darstellbar. Diese Datenlogger stellen i. Allg. auch die preiswerteste Variante dar. Auch netzunabhängige Alarmanzeigen bei Über- oder Unterschreiten von Temperaturen bzw. Temperaturdifferenzen sowie eine Datenfernübertragung mittels Modem usw. sind möglich bzw. nachrüstbar.

Eine Datenfernübertragung per Funk im GSM-Frequenzband erfolgt nach Anwahl des Datenloggers mit Modem oder wenn die Funkverbindung durch hochfrequente Signale aktiviert worden ist (RFID-Technik). Der zuverlässige Einsatz im Baustellenbetrieb ist nachgewiesen.

Faseroptische Messsysteme basieren auf der Temperaturempfindlichkeit von Glasfasern und der Rückstreuung eines kurzen Laser-Impulses (< 10 ns), der in die Fasern emittiert wird. Mittels Frequenzanalyse am rückgestreuten Licht wird die Temperaturhöhe berechnet. Die lokale Zuordnung des Messwertes erfolgt anhand einer sehr genauen Zeitmes-

sung, unter Berücksichtigung der Ausbreitungsgeschwindigkeit des Lichtes in der Glasfaser [3.22]. In einer nur wenige Minuten dauernden Messung erhält man das Temperaturprofil entlang der gesamten Glasfaserleitung, die eine Länge von mehreren hundert Metern besitzen kann. Die Feststellung des Ortspunktes erfolgt mit einer Genauigkeit von 0,25 m.

Der Vorteil liegt in der gleichzeitigen Erfassung der Temperaturprofile in ausgedehnten Konstruktionen, der großen Genauigkeit und der Möglichkeit der Langzeitmessung bei verhältnismäßig geringen Kosten. Das Einsatzgebiet waren bislang wasserbauliche Anlagen, bei denen großflächig die Entwicklung der Hydratationswärme oder die Temperaturverteilung in Staumauern verfolgt wurden. Beispielsweise konnte die Temperaturentwicklung im erhärtenden Beton zeitgleich an vielen tausend Messpunkten erfasst werden. Die Auswertungen führten zu einer Verbesserung der Berechnung und Vorhersage der zu erwartenden Temperaturverteilungen in ausgedehnten Konstruktionen.

Bei der Anordnung der Messstellen sind die Bereiche des Bauteiles für die Temperaturmessung auszuwählen, welche entweder hohe Zwangsspannungen oder/und bei dicken Bauteilen hohe Eigenspannungen erwarten lassen. Dazu gehören die Bauteilmittelpunkte, Drittelpunkte und die Oberfläche.

Die Kabelführung außerhalb des Bauteiles muss so erfolgen, dass eine Betonage ohne Behinderung und ohne Unfallgefahr erfolgen kann. Gegebenenfalls sind die einzelnen Messkabel zu bündeln.

Zweckmäßig ist eine Kopplung der Temperaturmessung mit der Abschätzung der Festigkeitsentwicklung (Abschnitt 2.6), um die Spannungssituation beurteilen zu können.

3.2 Ursachen und Maßnahmen zur Verminderung der Zwangsbeanspruchungen

Rissbildungen infolge lastunabhängiger Beanspruchungen treten relativ häufig auf und können sich außerordentlich nachteilig auf die Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit sowie den optischen Eindruck auswirken. Daraus resultiert das Bemühen, die zur Rissbildung führenden Vorgänge aufzuklären und Maßnahmen zur Vermeidung abzuleiten.

Die Ursachen der Zwangsspannungen und deren Folgen sind prinzipiell seit langem bekannt und sind maßgeblich in der Besonderheit des Baustoffes Beton begründet. Charakteristisch ist, dass der gesamte Erhärtungsvorgang und die Herausbildung der mechanischen Eigenschaften bis zur Nutzung mit Verformungen verbunden ist, die auf die Hydratation und die damit verbundene Wärmefreisetzung und Volumenverminderung sowie die zwangsläufige Austrocknung des Bauteiles und die Schwindvorgänge zurückzuführen sind. Besonders bedeutsam sind die Auswirkungen des Verhaltens des Betons in der Anfangsphase der Erhärtung mit plastischen Verformungen und die sich erst langsam entwickelte Festigkeit des jungen Betons (Abschnitt 2).

Trotz intensiver Forschung zum Mechanismus der Entstehung der Zwangsspannungen und zu den Möglichkeiten deren Beeinflussung sind jedoch Unwägbarkeiten geblieben, die die Beurteilung einer risskritischen Situation und die Verhinderung von Rissbildungen erschweren. Die Ursachen liegen im zeitabhängigen und differenzierten Festigkeitsverhalten (E-Modul, Kriechen und Relaxation) der in einem weiten Bereich unterschiedlich

zusammengesetzten Betone sowie in der während der Erhärtung sich verändernden Steifigkeit und damit der Behinderung durch angrenzende Konstruktionsteile. Letztlich erschweren auch die Streuungen der Festigkeitskennwerte und in der Prognose der zeitabhängigen Verformungen und Spannungen eine realistische Beurteilung.

Die Beherrschung der Auswirkungen der Zwangsspannungen ist und bleibt eine anspruchsvolle und komplexe Aufgabenstellung und ist nach wie vor Gegenstand aktueller wissenschaftlicher Untersuchungen.

Die vorhandenen Unsicherheiten bei der Vorhersage der Zwangsbeanspruchungen (siehe Abschnitt 3.3.2) zwingen bei bedeutsamen Baukonstruktionen neben der Festlegung einer ausreichenden Mindestbewehrung zur Anwendung von spannungsvermindernden Maßnahmen. Nur auf diesem Weg ist eine zuverlässige Steuerung der Rissbildungsprozesse möglich und kann auch eine wirtschaftliche Bewehrung erreicht werden. Dabei spielen vertretbare Rissbreiten, die Optimierung der Mindestbewehrung und beton-technische Maßnahmen eine wesentliche Rolle.

Risse, die trotz technologischer und konstruktiver Vorsichtsmaßnahmen auftreten können, führen in vielen Fällen zur Ablehnung oder Minderung der Bauleistung durch den Auftraggeber, da offensichtlich der Tatbestand des Mangels vorliegt. Diese Maßgabe ist nicht gerechtfertigt, wenn die Anforderungen ansonsten erfüllt werden. Die Dichtigkeit kann auch durch Rissverpressung erreicht werden, soweit diese ausführbar ist.

3.2.1 Ursachen der lastunabhängigen Zwangsbeanspruchungen während der Erhärtung

Die eingangs beschriebenen belastungsunabhängigen Verformungen können sich bis zu einer ausreichenden Erhärtung über einen längeren Zeitraum hinweg und auch während der Nutzung des Bauwerkes überlagern und kritische Spannungssituationen hervorrufen (Bild 3.14).

Während das Schwinden des Betons zu einer stetigen Zunahme der Dehnungen führt, sind die hydratationsbedingte Wärmeentwicklung mit einer Spannungsumkehr im Frühstadium der Erhärtung (Bild 3.9) verbunden. Eine äußere Temperaturwirkung während der Nutzung kann beide Effekte hervorrufen.

Bei allen Verformungen, die zu Zwangsspannungen führen, können die wesentlichen Zusammenhänge sehr vereinfacht dargestellt werden, wenn von konstanten Eigenschaften und Einwirkungen ausgegangen wird, oder die Verhältnisse in einem kurzen Zeitabschnitt betrachtet werden. Ausgangspunkt ist eine freie Verformung, die keine Spannung nach sich zieht. Ist jedoch eine Verformungsbehinderung vorhanden, werden Spannungen initiiert, die vom Grad der Behinderung, vom E-Modul und der Relaxation abhängen. Dabei kann von linearen Beziehungen zwischen Verformungen und Spannungen (über den Behinderungsgrad) und zwischen den Verformungen und Spannungen (über den E-Modul) bei Zugbelastung des Betons ausgegangen werden. Die Relaxation (Abschnitt 2.5.4) wirkt gegenläufig und setzt vor allem bei jungem Beton und längerer Beanspruchungsdauer die Spannungen durch Kriechvorgänge im Zementstein herab. Mit diesen Voraussetzungen ergeben sich die Zwangsspannungen σ_{cr} zu:

$$\sigma_{cr} = \varepsilon_{c0} \cdot E_c \cdot R \cdot \psi \quad (3.12)$$

Dabei bedeuten: ε_{c0} = freie, d. h. unbehinderte Dehnung, E_c = E-Modul, R = Behinderungsgrad, ψ = Relaxationskoeffizient.

Bei Temperaturbeanspruchung beträgt $\varepsilon_{c0} = \alpha_T \cdot \Delta T$ (α_T = Temperaturleitzahl, ΔT = Temperaturdifferenz).

Die Koeffizienten der Gleichung 3.12 stellen theoretisch Steuergrößen zur Beeinflussung der Zwangsspannungen dar. Tatsächlich stehen dafür jedoch praktisch nur die freie Dehnung und der Behinderungsgrad zur Verfügung (Abschnitt 3.2.3). Gleichung 3.12 bildet die Grundlage einer Beurteilung der Rissituation und wird auch zu überschlägigen Abschätzungen herangezogen (siehe Abschnitt 3.2.3).

Äußere Behinderung des Bauteiles

Bei äußerer Behinderung der Dehnung des Bauteiles durch die seitlich angrenzende Konstruktion oder das Auflager, treten zentrische Zwangsspannungen auf. Der Mechanismus der Entstehung der Zwangsspannungen bei der Wärmeentwicklung im Bauteil durch die Hydratation ist in Bild 3.9 zu erkennen. Aus der anfänglichen Temperaturerhöhung entstehen bis zum Temperaturmaximum Druckspannungen, die durch die intensive Relaxation des jungen Betons sehr stark vermindert werden. Nach Überschreiten des Temperaturmaximums und der einsetzenden Abkühlung werden zunächst die Druckspannungen abgebaut, ab der 2. Nullspannungstemperatur sind dann ständig zunehmende Zugspannungen vorhanden, die immer weniger durch die Relaxation verringert werden (Bild 3.9). Bei einer kritischen Temperaturdifferenz findet aufgrund der nicht mehr ausreichenden Zugfestigkeit die Rissbildung statt.

Je intensiver anfänglich die Relaxation wirkt, desto größer sind die Zugspannungen während der Abkühlung. Eine Beeinflussung dieser stofflichen Vorgänge ist praktisch

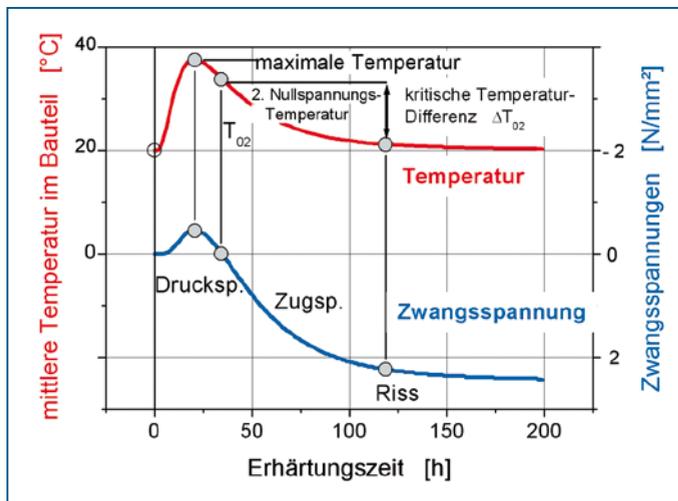


Bild 3.9 Verlauf der mittleren Temperatur und der zentrischen Zwangsspannung in einem prismatischen Prüfkörper bei äußerer Behinderung

nicht möglich. Die Zielstellung zur Verminderung der Zwangsbeanspruchungen besteht deshalb in der Herabsetzung der mittleren Bauteiltemperatur. Der Behinderungsgrad kann durch planerische und ausführungstechnische Maßnahmen vermindert werden (Unterteilung von Wänden durch Arbeitsfugen u. dgl. siehe Abschnitt 3.2.5).

Innere Behinderung im Bauteil

Bei größeren Querschnittsabmessungen führt die Wärme- und Feuchteabgabe über die Bauteiloberfläche zu einem Gefälle zwischen Rand und Kern und einer unterschiedlichen Ausdehnung. In der Anfangsphase der Hydratation dehnt sich beispielsweise durch die Wärmeentwicklung der Kern stärker aus und wird durch den vergleichsweise kälteren Rand zurückgehalten (Bild 3.10).

Bei einem Temperatur- oder Schwindprofil im Bauteil findet entsprechend dem Grundsatz vom Ebenbleiben der Querschnitte eine gegenseitige Behinderung der unterschiedlich gedehnten Fasern statt, die Folge sind Eigenspannungen. Wie in Bild 3.11 dargestellt, stellt sich eine mittlere Dehnung im Querschnitt ein, so dass in Übereinstimmung mit dem Dehnungsprofil Zug- und Druckspannungen entstehen.

Eine Beeinflussung dieser inneren Behinderung ist technisch nicht möglich. Verformungsprofile und Spannungen im Querschnitt bilden sich mit zunehmender Bauteildicke immer stärker aus, in Übereinstimmung steigt damit die Rissgefahr an.

Zur Erklärung des Mechanismus zur Entstehung der Eigenspannungen durch Hydratationswärme können die Bild 3.9 und 3.10 herangezogen werden. Bis zum Temperaturmaximum entwickeln sich am Rand des Bauteiles aufgrund der niedrigeren Temperatur und der geringeren Dehnung rückhaltende Kräfte und Zugspannungen. Für die Rissbildung ist die Zeitspanne bis zum Temperaturmaximum und die Festigkeitsentwicklung am

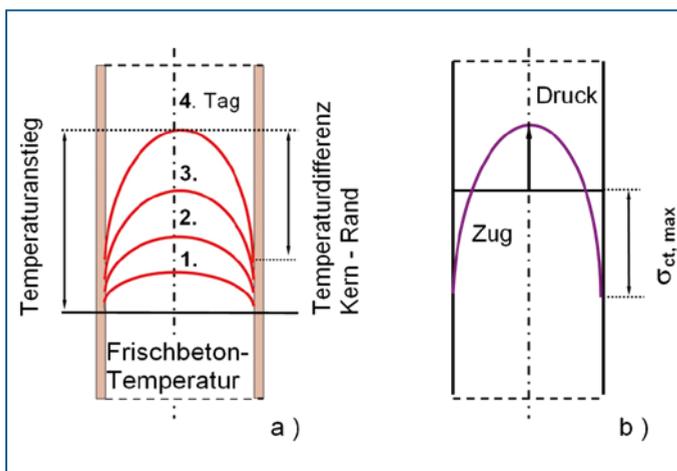


Bild 3.10 Ursache der Entstehung von Schalenrissen bei dickeren Bauteilen in Schalung

a) Temperaturverteilung in den ersten 5 Tagen

b) Eigenspannungen im Querschnitt bei der größten Temperaturdifferenz

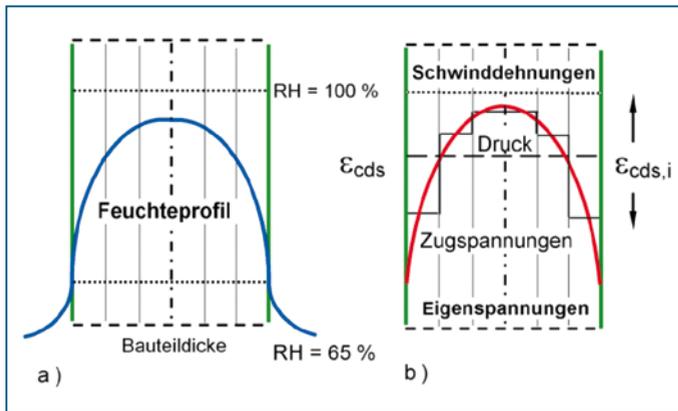


Bild 3.11 Entwicklung des Feuchteprofils, der Schwinddehnungen und der Eigenspannungen in einem austrocknenden Wandbauteil (schematisch)

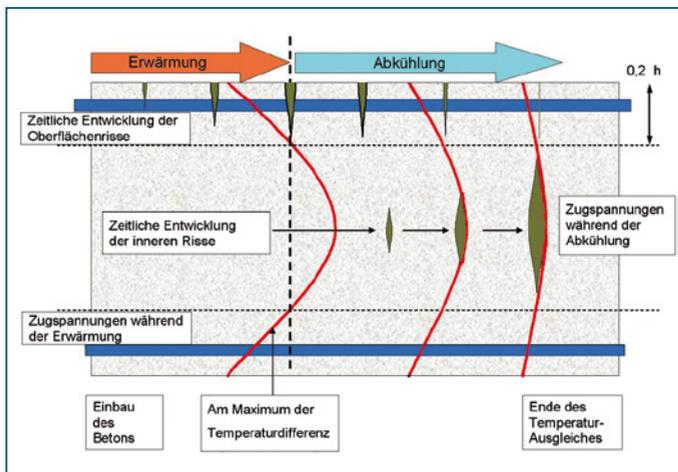


Bild 3.12 Rissbildungen am Rand und im Kern des Bauteiles infolge der zeitlichen Entwicklung des Temperaturverlaufes und der Temperaturdifferenz zwischen Kern und Rand (in Anlehnung an Bamforth).

Bauteilrand entscheidend (Bild 3.10). Das autogene Schwinden verstärkt diese Tendenz und kann zur Ausbildung von Oberflächenrissen beitragen. Der Einfluss nimmt mit Verringerung des Wasserzementwertes und steigender Betonfestigkeit zu. Das autogene Schwinden ist bei vorgegebener oder gewählter Betonzusammensetzung durch keine Maßnahmen mehr beeinflussbar (Abschnitt 2.2.1).

Nach Überschreiten des Temperaturmaximums entstehen bei dem anschließenden Temperatur- und Dehnungsrückgang an den Bauteilaußenseiten Druckspannungen (Bild 3.12), Schalenrisse schließen sich.

Zielstellung für die Bauausführung ist deshalb, beispielsweise die Temperaturdifferenzen im Querschnitt während des Temperaturanstieges zu vermindern. Werden dazu Dämmungen angewandt, ist jedoch in der Regel eine Zunahme der zentrischen Zwangsspannungen die Folge.

Überlagerung von Eigen- und Zwangsspannungen

Bei dickeren Bauteilen und einer äußeren Behinderung der Bauteile, die in der Regel vorhanden ist, findet eine Überlagerung der zeitlich veränderlichen Spannungen statt. Dadurch kann das Schließen der Risse im Randbereich verhindert werden bzw. es findet ein Durchreißen des Bauteiles statt. Dieser Vorgang wird anhand des Bildes 3.12 deutlich.

Spannungen und Rissöffnung

Bei Erreichen der Zugfestigkeit bzw. der Bruchdehnung findet die Rissbildung statt. Die Rissöffnung wird nicht nur durch das Nachbruchverhalten des Betons bestimmt, sondern auch durch den Bewehrungsgrad. Bei langsamer Beanspruchung steigt die Bruchdehnung an. Diese durch Kriechen ausgelösten Vorgänge sind für die Verformung von massigen Bauteilen und die Auswirkungen des Trocknungsschwindens von Bedeutung.

Langzeitbeanspruchung

Der frühe Zwang ist nur die erste und nicht die einzige Zwangsbeanspruchung mit einer Gefahr der Rissbildung.

Zeitverschoben wird das Trocknungsschwinden wirksam, das nicht nur zu zentrischen Zwangsspannungen, sondern zur Ausbildung eines Dehnungsprofils im Querschnitt und Eigenspannungen führt (Bild 3.11).

Eine zusätzliche Belastung durch äußere Temperatureinwirkung tritt auf, wenn beispielsweise Bodenplatten, die als Innenbauteile vorgesehen sind, nicht rechtzeitig überbaut werden (Bild 3.13). Dadurch kann erst ein vorher nicht vorhandener risskritischer Zustand erreicht werden, der zu »wild« verlaufenen Rissen führt. Wenn der Lastfall nicht berücksichtigt wurde, können größere Rissbreiten auftreten, da die Mindestbewehrung dafür nicht vorgesehen war und nicht ausreicht.

Wie Bild 3.14 zeigt, ist die Gefahr der Rissbildung zu verschiedenen Zeitpunkten gegeben. Wenn Risse in Konstruktionen infolge lastunabhängiger Zwangsbeanspruchungen entstehen, ist die Zuordnung zu einer Ursache oft nicht möglich. Vorschädigungen aus der frühen Erhärtung können sich beispielsweise zu Rissen aufweiten oder das Rissbild vergrößern. Die Erfahrung hat gezeigt, dass eine unzureichende Nachbehandlung und Frührisse infolge plastischen Schwindens das späte Rissrisiko verstärken können. Die Vermeidung von Zwangsspannungsrissen setzt demnach eine geeignete Betontechnologie vom Einbau des Frischbetons in die Schalung bis zur Nutzung der Konstruktion voraus.

Die Nachweisführung zur Gewährleistung der Gebrauchstauglichkeit durch Begrenzung der Trennrissbreite ist vor allem auf den Lastfall »Abfließende Hydratationswärme« gerichtet. Bislang wurde das chemische und autogene Schwinden bei Betonen mit

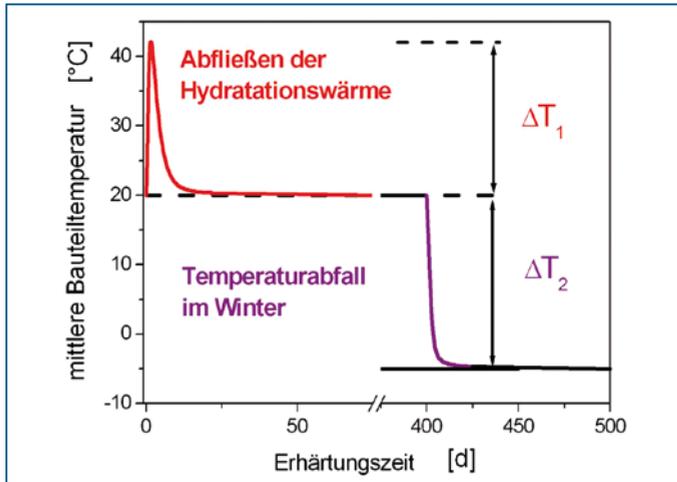


Bild 3.13 Temperaturbeanspruchung bei fehlender Überbauung der Sohlplatten durch den Temperaturabfall im Winter [3.1]

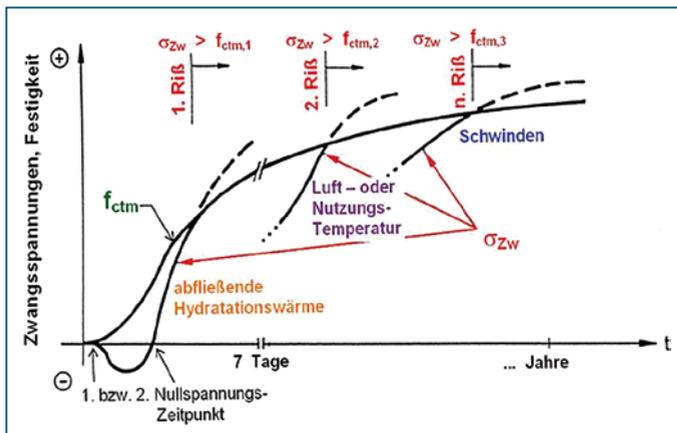


Bild 3.14 Überlagerung verschiedener Zwangsspannungszustände von der Herstellung des Bauteiles bis zur Nutzung [3.1]

$w/z > 0,50$ vernachlässigt, im neuen Regelwerk ist jedoch die Berücksichtigung vorgesehen (Abschnitt 2.2.1). Nach Überschreiten des Temperaturmaximums überlagern sich beide Anteile der Verformungen gleichsinnig; die Wahrscheinlichkeit der Rissbildung wird dadurch bei längerem Abkühlungsvorgang etwas erhöht.

3.2.2 Bauteilbezogene Zwangsspannungssituationen

Erhärtende Bauteile haben in Abhängigkeit von der Art des Bauwerkes, der Verbindung mit anderen Konstruktionsgliedern, den Abmessungen und dem Bauablauf unterschiedlich große Verformungsbehinderungen und Risiken der Rissbildungen. Der Einfluss vorher

hergestellter und erhärteter Bauteile zeigt sich in Trenn- bzw. Spaltrissen und größerer Bauteildicken in Oberflächen- bzw. Schalenrissen. Bei abschnittsweise hergestellten Baukörpern öffnen sich die Arbeitsfugen. Eine besondere Rissanfälligkeit ist dann vorhanden, wenn mehrere Ursachen zusammentreffen. Beispiele für ein erhöhtes Risiko der Rissbildung sind (aus [3.1]):

- Verbund mit bereits erhärteten Bauteilen (Bodenplatten an den Arbeitsfugen, Wände auf Sohlplatten oder Fundamenten u. dgl.)
- gegliederte Querschnitte mit unterschiedlichen Dicken (profilierte Querschnitte unterschiedlicher Dicke)
- Öffnungen und Querschnittsänderungen
- massige Bauteile (z. B. Schalen- und Spaltrisse in den Bauabschnitten wasserbaulicher Anlagen)

Einige Beispiele sind nachfolgend dargestellt, dabei wird auch auf die Ursachen und Auswirkungen der Zwangsspannungen eingegangen.

3.2.2.1 Deckenkonstruktionen

Deckenplatten sind bei Einspannung in Wände oder andere Konstruktionsteile zentrischem Zwang unterworfen (Bild 3.15), die letztlich auf Verformungsdifferenzen zurückzuführen sind. Annähernd übereinstimmende Beanspruchungen liegen bei Fahrbahnplatten in Parkhausspindeln und vergleichbaren Konstruktionen vor.

Die Tragbewehrung befindet sich in der Deckenplatte senkrecht zur Zwangskraft und ist dafür unwirksam, kann aber der Ansatz zur Rissbildung sein (Bild 3.16).

Die Verformungen können aus der abfließenden Hydratationswärme, dem Schwinden und aus äußerer Temperatureinwirkung resultieren. Je geringer die Bauteildicke, desto mehr wird das Schwinden dominant. Die Beanspruchung wird verstärkt, wenn Deckenkonstruktionen im Winterhalbjahr ausgeführt und in der Anfangsphase der Erhärtung bereits eine Abkühlung erfahren.

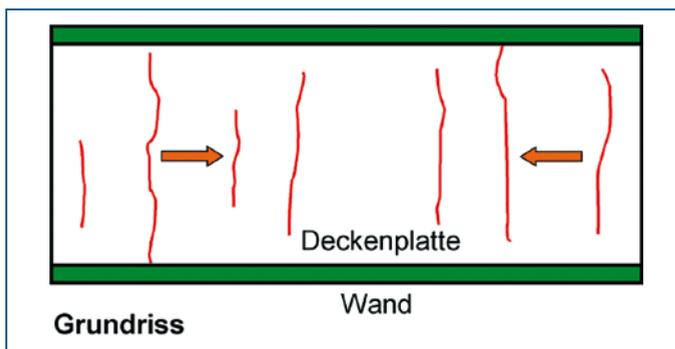


Bild 3.15 Risse infolge Verkürzung der Deckenplatte bei Einspannung in die Wände



Bild 3.16 Rissbildungen parallel zur Deckenspannrichtung, d. h. senkrecht zur Längsrichtung des Bauwerkes und damit der Zwangsbeanspruchung

Bei der Ausführung von Verbundkonstruktionen schwinden das Fertigteilenelement und der Aufbeton; die Elementfugen sind Einkerbungen und damit Querschnittsschwächungen, die die Rissbildung im Ortbeton hervorrufen. Eine falsche Annahme ist, dass bei Fertigteilen kein Schwinden mehr stattfindet. Bei den größeren Bauteildicken ist die Ursache hauptsächlich im Abfließen der Hydrationswärme zu sehen. Eine spätere Auswirkung der Schwindvorgänge ist jedoch nicht auszuschließen. Aufgrund der konstruktiven Gegebenheiten ist der Behinderungsgrad hoch, so dass bereits relativ geringe Temperaturdifferenzen zu Rissbildungen führen.

Verformungsdifferenzen entstehen auch bei teilweise eingedeckten Bauwerken. Dazu gehören Keller, deren Decken dem Trocknungsschwinden unterliegen und deren einspannende Wände feuchtebedingt nur vergleichsweise geringfügig austrocknen können. Wenn während der Bauausführung bei niedrigen Temperaturen die Konstruktion dem Wind ausgesetzt ist, findet nicht nur eine beschleunigte Austrocknung statt, sondern eine zusätzliche Dehnung infolge der zurückgehenden Temperaturen. Die Festigkeitsentwicklung ist darüber hinaus verlangsamt, so dass die Rissbildung begünstigt wird.

Wenn das Schwindmaß nach 3 Jahren Austrocknung etwa $\epsilon_{cs} = 350 \cdot 10^{-6}$, d. h. 0,35% beträgt (Abschnitt 2.2.4) und die Verkürzung der Wand aufgrund der Feuchte im Bauteil vernachlässigt wird, muss bei einem Behinderungsgrad der Decke mit $R = 0,75$ und einem Ansatz für die Relaxation $\psi = 0,80$ mit einer spannungskritischen Dehnung von $0,35 \cdot 0,75 \cdot 0,80 = 0,21\%$ gerechnet werden, die über der Bruchdehnung des Betons ($\epsilon_{cu} = 0,10 - 0,15\%$) liegt. Die aufgetretenen Schadensfälle an Tiefgaragen u. ä. Konstruktionen sind also durchaus erklärbar. Eine solche grobe Abschätzung ist nur deshalb vertretbar, weil sich in dem langen Zeitraum des Trocknungsschwindens die mechanischen Eigenschaften des Betons nur noch verhältnismäßig geringfügig ändern. Bei jungem Beton dagegen ist eine schrittweise Ermittlung mit zeitabhängigen Eingabewerten unumgänglich.

3.2.2.2 Wandkonstruktionen

Wände sind entlang der gesamten Arbeitsfuge (Rauhigkeit, durchgehende Bewehrung) schubfest mit den Streifenfundamenten oder Bodenplatten verbunden und verformungsbehindert. Wand und Fundament stellen einen Verbundquerschnitt dar und stehen im gerissenen und ungerissenen Zustand über den Steifigkeitsverhältnissen in Interaktion. Die Zugkräfte in der Wand führen zu Druckkräften und Verformungen im behindernden Bauteil (Bild 3.17). Aus der Stauchung des Fundamentes resultiert eine Verminderung des Behinderungsgrades für die Wand.

Mit der Erstarrung des eingebauten Frischbetons beginnt der Temperaturanstieg in der Wand. Der Anstieg des E-Moduls führt zu einer Ausdehnung des jungen Betons, die durch die angrenzende erhärtete Konstruktion verhindert wird. Im Wandquerschnitt entsteht in der Nähe des Auflagers zunächst eine Druckspannung, die durch plastischen Verformung des erhärtenden Betons und durch Relaxation vermindert wird. Nach Überschreiten des Maximums der Bauteilmitteltemperatur und Abkühlung wird die noch vorhandene Druckspannung abgebaut und ein Spannungsausgleich herbeigeführt. Bei weiterem Wärmeabfluss wird ständig eine weitere Verkürzung hervorgerufen, die bis zum Abschluss des Temperatenausgleichsvorganges zunimmt. Die Verkürzungen werden durch sich überlagernde Schwindvorgänge vergrößert.

Eine gewisse Verminderung der Beanspruchung der Wand tritt dadurch ein, dass sich unter der Wirkung der in das Fundament abfließenden Wärme dort eine Ausdehnung im Randbereich einstellt und bei Abkühlung des gekoppelten Systems die Verformungsdifferenzen verringert werden.

Unter der Wirkung der Zwängungsspannungen bilden sich bei Überschreiten der Zugfestigkeit des Betons oberhalb des Auflagers bis zu etwa $1/4$ der Wandhöhe Anrisse aus,

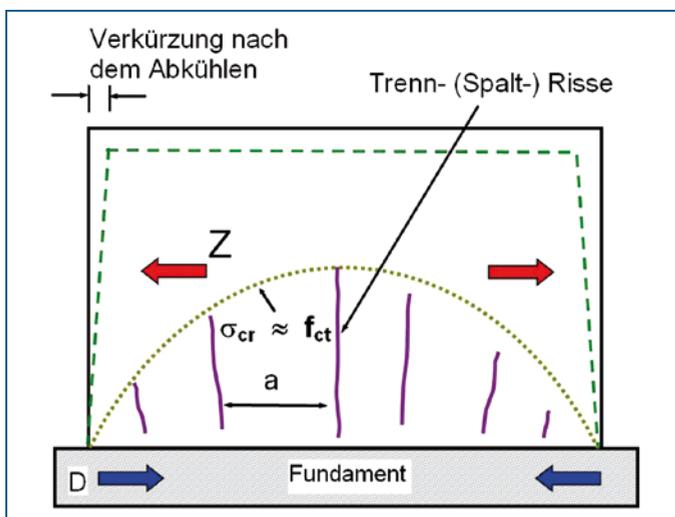


Bild 3.17 Horizontale Verformungen und Spannungen in einer Stahlbetonwand (schematisch). Die Ausbreitung der Zugspannungen und Trennrisse findet entsprechend dem Verhältnis der Abmessungen H/L statt.



Bild 3.18 Wasserführende Risse in einer ausgedehnten Wand. Der Rissabstand ist relativ gleichmäßig und stellt die Scheibenteilung entsprechend dem Spannungsverlauf dar (Foto: T. Richter).

die eine geringe Rissbreite aufweisen und als unbedenklich anzusehen sind. Der Verbund der Wand mit dem Auflager erzwingt in diesem Bereich eine Rissbreitenbegrenzung. Bei Zunahme der Beanspruchung entstehen Spaltrisse, die durch den Baukörper hindurchgehen und sich über die Wandhöhe ausdehnen. Das Rissbild nach Bild 3.17 entsteht, weil sich das Bauteil an der Sohle praktisch nicht und im oberen Bereich in bestimmten Grenzen verkürzen kann. In Abhängigkeit vom Seitenverhältnis, von der Steifigkeit und von betonstofflichen Gegebenheiten können sich die Spaltrisse über die Wandhöhe ausdehnen.

Bis zur Wandkrone verlaufende Risse entstehen bei voller Krümmungsbehinderung (Fundamente mit größeren Abmessungen) und niedrigen Wänden. Bei hohen Bauteilen reichen die Trennrisse bis zu etwa $\frac{2}{3}$ der Höhe. Eine geringe Krümmungsbehinderung (relativ dünne und nachgiebige Sohlplatten) ergeben nur Risse im unteren Wandbereich.

Die vertikalen Risse sind in längeren Konstruktionen nahezu regelmäßig angeordnet, entsprechend der verhinderten Verkürzung und der dadurch verursachten Überschreitung der Zugfestigkeit. Da bei massigen Bauteilen der Temperatenausgleichsvorgang sehr langsam verläuft, können diese Risse auch erst nach Monaten oder Jahren auftreten. Im Gegensatz zu den Schalenrissen schließen sich die Spaltrisse nicht, sie öffnen sich sogar mit fortschreitendem Temperatenausgleich weiter. Eine Überlagerung der Zwangsspannungen mit Lastspannungen aus den später einsetzenden zusätzlichen Beanspruchungen ist zu beachten.

Für Wände ohne Seiteneinspannung an den Rändern ist charakteristisch, dass die Spannungen von den Rändern her ansteigen und in der Mitte den Maximalwert erreichen, wie es auch der Behinderungsgrad über die Wandhöhe angibt (Bild 3.19). Wird dort die Zugfestigkeit überschritten, bildet sich eine Trennfuge aus, die die Wand in Scheibenstücke teilt. Durch planmäßig angelegte Dehnungsfugen könnte deshalb eine kritische Zwangsspannung verhindert werden.

Neben der Unterteilung der Wand in Scheibenstücke können bei entsprechend hoher Beanspruchung weitere Trennrisse zwischenliegend hervorgerufen werden. Dadurch ent-

steht insgesamt ein Rissbild mit Trennrissen in sehr geringem Abstand, ohne dass die Rissbreite deutlich vermindert wird.

Entscheidend für kritische Spannungszustände sind die maximalen Bauteilmitteltemperaturen, die daraus resultierende wirksame Temperaturdifferenz zwischen den beiden gekoppelten Bauteilen und der Behinderungsgrad für das erhärtende Bauteil.

Die Verformungsbehinderung der freistehenden Wandscheibe über die Wandhöhe (innerer Behinderungsgrad R_H) ist von der Wandgeometrie abhängig. Bei unnachgiebigem Auflager ($E \cdot A_F = \infty$; $E \cdot I_F = \infty$) ist ab einem Verhältnis $L/H > 8$ die Behinderung über die

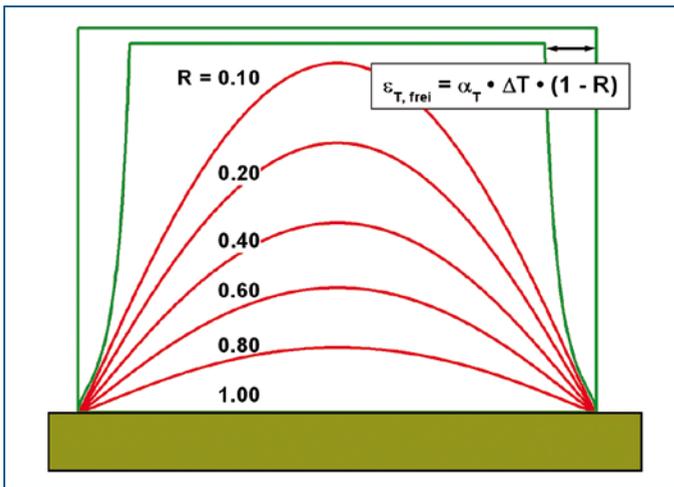


Bild 3.19 Verformungsbehinderung R einer Wandscheibe über die Wandhöhe

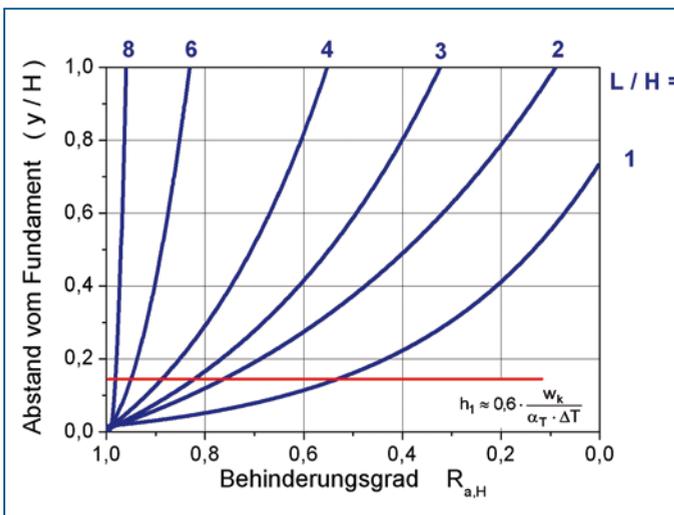


Bild 3.20 Verformungsbehinderung $R_{a,H}$ einer Wandscheibe über die Wandhöhe y/H in Abhängigkeit vom Seitenverhältnis L/H [3.1]

gesamte Wandhöhe als vollständig wirksam anzusehen. Die maximale Zwangsspannung ist damit gleichmäßig in der Wand vorhanden (Bild 3.19). Bei einem Seitenverhältnis $L/H = 4$ beträgt der Behinderungsgrad am Wandkopf nur etwa 60 %. Bis zu diesem Eckwert kann die mittlere Verformungsbehinderung als linear abhängig vom Seitenverhältnis angenommen werden.

Wird die Scheibe durch angrenzende Bauteile seitlich gezwängt, kann nicht mit einer Verminderung der Zwangsspannungen über die Wandhöhe gerechnet werden.

Eine Veränderung des Rissbildes findet statt, wenn die vorstehend unterstellte vollständige Krümmungsbehinderung teilweise aufgehoben wird ($E \cdot I_F \neq \infty$). Am Wandkopf werden dann Druckspannungen hervorgerufen, es bildet sich ein dreieck- bis trapezförmiger Verlauf der horizontalen Spannungen in der Wandscheibe aus.

Eine Veränderung der Zwangsbeanspruchung tritt durch den äußeren Behinderungsgrad R_L ein, wenn die Steifigkeit der erhärtenden Wand eine Verformung des behindernden Bauteiles, z. B. eines Fundamentes, erzwingt ($E \cdot A_F < \infty$). Charakteristisch dafür ist, dass sich der Behinderungsgrad erst nach fortgeschrittener Erhärtung, d. h. zunehmendem E-Modul und ab dann kontinuierlich vermindert. Der Zusammenhang ergibt sich aus:

$$R_L = \frac{1}{1 + \frac{E_W \cdot A_W}{E_F \cdot A_F}} \quad (3.13)$$

$(A_F \cdot E_F)$, $(A_W \cdot E_W)$ = Dehnsteifigkeiten des Fundamentes oder der Bodenplatte sowie der Wand. E_W , E_F = E-Modul der Wand bzw. des Fundamentes; A_W , A_F = Querschnittsfläche der Wand bzw. des Fundamentes.

Der Verlauf für verschiedene Relationen E_W/E_F und A_W/A_F ist in Bild 3.21 angegeben.

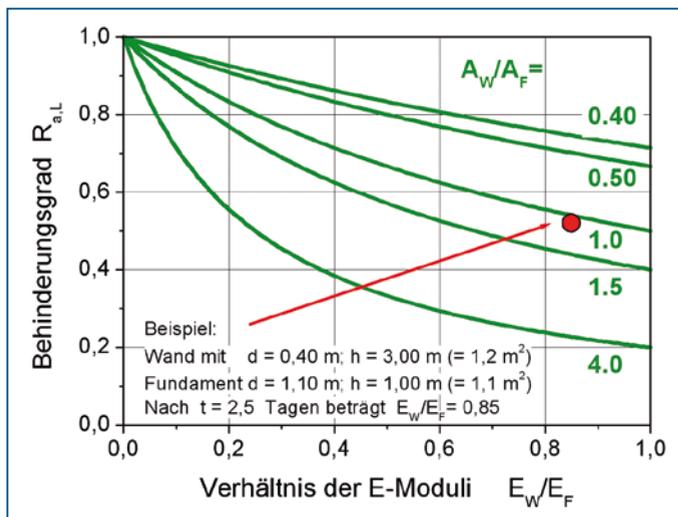


Bild 3.21 Behinderungsgrad in Wandlängsrichtung durch das Fundament bei Längsverkürzung

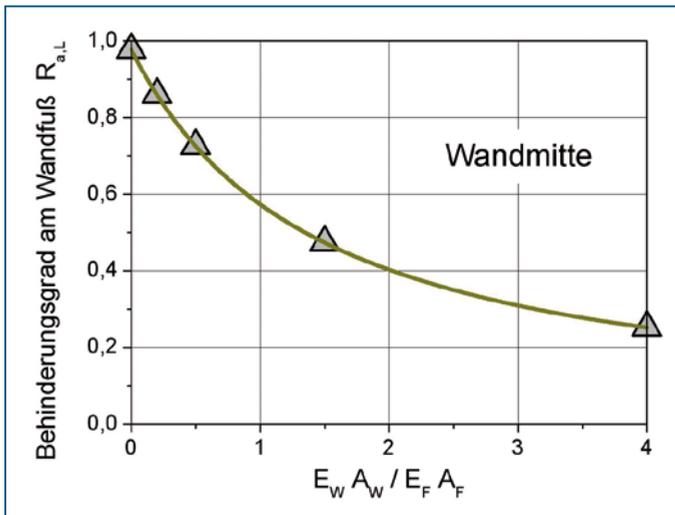


Bild 3.22 Behinderungsgrad der Wand am Wandfuß
(nach den FEM-Untersuchungen [3.23])

Beispiel:

Eine Wand mit einer Höhe $H = 4,50\text{ m}$ und einer Dicke $h = 0,30\text{ m}$ ($A_W = 1,35\text{ m}^2$) wird auf ein Streifenfundament mit dem Querschnitt $A_F = 1,20 \cdot 0,90 = 1,08\text{ m}^2$ betoniert. Die E-Moduli betragen $E_W = 25\text{ kN/mm}^2$ und $E_F = 30\text{ kN/mm}^2$. Daraus resultiert der äußere Behinderungsgrad nach Gleichung 3.13 zu

$$R_L = \frac{1}{1 + \frac{1,35 \cdot 25,0}{1,08 \cdot 30,0}} = 0,49$$

Der Abbau der Zwangsspannungen in der Wandscheibe würde damit etwa 50 % betragen. Dieser Wert könnte auch dem Bild 3.22 entnommen werden.

Gleichung (3.14) gilt eigentlich für längere Wände ($L/H > 5$). Bei kürzeren Wänden ist die Scheibenwirkung von Einfluss. Nach den FEM-Untersuchungen von [3.23] ergeben sich Behinderungsgrade R_L , wie in Bild 3.22 angegeben. Festgestellt wurde dabei auch, dass am Wandende der Behinderungsgrad $R_L > 1$ betragen kann, bei sehr geringer Steifigkeit der Wand sogar bis zu etwa $R_L \sim 2$. Dieser Spannungszustand ist wahrscheinlich die Ursache des Aufreißens der Arbeitsfuge zwischen Wand und Fundament in diesem Bereich [3.24].

3.2.2.3 Wände und Decken mit Öffnungen

Die Zwangskräfte in den Konstruktionsteilen führen zu höheren Spannungen in den durch Öffnungen verringerten Querschnitten (Bild 3.23). Eine vergleichbare Rissgefahr weisen gegliederte Querschnitte auf.

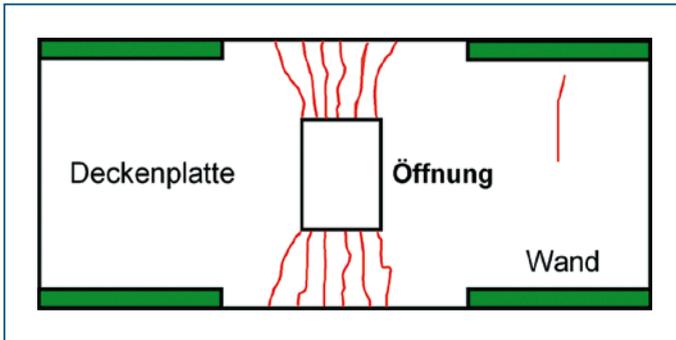


Bild 3.23 Deckenscheibe mit Öffnung

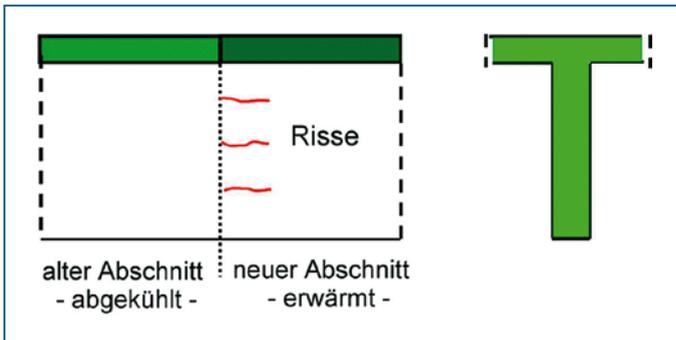


Bild 3.24 Risse im Steg einer abschnittsweise hergestellten Brücke im Bereich der Arbeitsfuge (nach [3.25])

3.2.2.4 Verbindung von Bauteilen aus Alt- und Neubeton

Das Anbetonieren an bestehende Bauteile führt zu Rissbildungen, die mit denen in Wänden vergleichbar sind. Beispiele sind abschnittsweise Boden- bzw. Deckenplatten oder der in Bild 3.24 dargestellte Brückenträger.

3.2.2.5 Boden- und Sohlplatten

Die zentrischen Beanspruchungen resultieren aus der Reibung bei der Bewegung der Platten infolge abfließender Hydratationswärme und Verkürzung während der Abkühlung (Bild 3.25). Die Behinderung wird verstärkt, wenn Vertiefungen oder Querschnittsänderungen der Sohlplatten vorhanden sind. Ein Beispiel für die Auswirkungen ist in Bild 3.26 dargestellt. Die Reibungswerte und damit die Behinderungen steigen an mit rauher Oberfläche des Unterbetons, ungeeigneter Folie als Zwischenlage oder Falten in der Folie infolge unsachgemäßer Verlegung.

Bei dehnbehinderten Sohlplatten auf Trennlagen kann die Zwangsspannung aus der Überlegung abgeleitet werden, dass die Verformung durch die Reibung behindert wird,

die sich aus dem Reibungsbeiwert und der vertikalen Last aus der Eigenmasse ergibt, wenn eine Verschiebung der Bodenplatte infolge Verkürzung stattfindet:

$$\sigma_{cr} = \frac{\rho_c \cdot h_F \cdot \mu_F \cdot L_F / 2}{h_F \cdot b_F (= 1 \text{ m})} = \rho_c \cdot \mu_F \cdot L_F / 2 \quad [\text{N/mm}^2] \quad (3.14)$$

ρ_c , μ_F , L_F = Rohdichte des Betons sowie Reibungsbeiwert und Länge der Bodenplatte.

Reibungsbeiwerte sind in Tabelle 3.8 zusammengestellt, weitere Angaben sind in [3.1] zu finden.

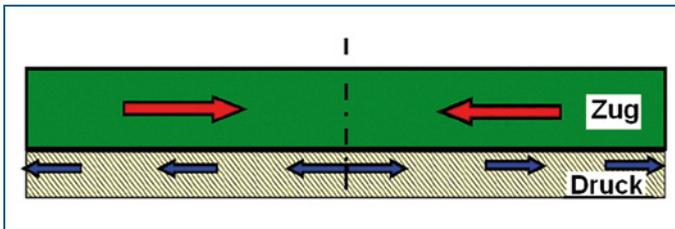


Bild 3.25 Bodenplatte mit Reibungsbehinderung



Bild 3.26 Tiefgaragenboden mit wasserführenden Rissbildungen infolge Zwängungen durch Stützen, Fundamenten und Wänden.

Untergrund / Gleitschicht	Reibungsbeiwert μ_f (Erstverschiebung)
Mineralgemisch (Kies)	1,30 ... 2,10
Sandbett	0,70 ... 1,10
Bindiger Boden	0,50 ... 0,80
Sandbett + PE-Folie	0,50 ... 0,70
Unterbeton (rauh) + 2 Lagen PE-Folie	
$h = 0,30$ m	2,00 (maximal)
$h = 1,50$ m	1,30 (maximal)
Unterbeton (flügelgeglättet) + 2 Lagen PE-Folie	0,60 ... 1,00
Gleitfolie mit Schmiermittel	0,25 ... 0,35
Unterbeton + Dickbitumen	0,03 ... 0,20

Tabelle 3.8 Reibungsbeiwerte für die Berechnung der Zwangsspannungen bei Bodenplatten ohne Verbund mit dem Untergrund (aus [3.1])

Die ungleichmäßige Erwärmung während der Hydratation sowie die Einwirkung der Lufttemperatur und der Sonneneinstrahlung rufen ein Temperaturprofil im Querschnitt hervor, das vor allem bei kleineren Bodenplatten und geringerer Dicke eine Aufschüßelung oder Aufwölbung nach sich ziehen kann. Bei dickeren Bauteilen behindert die Eigenmasse die Plattenbiegung und führt über die Momentenbeanspruchung zu Zugspannungen. Die Überlagerung der axialen und Biegespannungen ist in [3.1] und [3.5] näher ausgeführt.

Beispiel:

In einer Bodenplatte aus C25/30 (CEM III 32,5 N) mit einer Dicke von $h_f = 0,60$ m und mit einer Bauteillänge von $L = 40$ m entsteht bei einem Reibungsbeiwert $\mu_f = 1,30$ (Unterbeton, rauh, und 2 Lagen PE-Folie) eine Zugspannung von

$$\sigma_{cr} = 24 \cdot 1,30 \cdot 40,0 / 2 = 624,0 \text{ kN/m}^2 = 0,624 \text{ MN/m}^2 = 0,624 \text{ N/mm}^2$$

Die Rohdichte des Betons wurde mit $\rho_c = 24 \text{ kN/m}^2$ berücksichtigt.

Die Verkürzung setzt ein, wenn das Temperaturmaximum überschritten ist. Der Zeitpunkt wird bei der vorgenannten Plattendicke mit $t_{\max} = 30$ h (= 1,25 d) abgeschätzt. Die axiale Zugfestigkeit des Betons beträgt nach Abschnitt 2.4.4.3 dann ($s = 0,38$):

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t/t_1} \right)^{0,5} \right] \right\} = \exp \left\{ 0,38 \cdot \left[1 - \left(\frac{28}{1,25} \right)^{0,5} \right] \right\} = 0,24$$

$$\beta_{ct}(t) = [\beta_{cc}(t)]^{2/3} = [0,24]^{2/3} = 0,394$$

$$f_{ctm}(t) = \beta_{ct}(t) \cdot f_{ctm}(28) = 0,393 \cdot 2,6 = 1,03 \text{ N/mm}^2$$

Die Zugfestigkeit reicht aus, um die Zwangsbeanspruchungen rissfrei aufzunehmen.

3.2.3 Überschlägige Beurteilung der Zwangsspannungssituation

Die rechnerische Ermittlung kritischer Spannungszustände ist sehr aufwändig, die dafür zur Verfügung stehende Literatur ist in [3.1] zu finden. Es wird deshalb versucht, mit Vereinfachungen und Überschlagsformeln eine Abschätzung der Zwangsspannungen vornehmen zu können. Die Vereinfachung besteht z. B. darin, dass das wirkliche viskoelastische Verhalten des Betons (Abschnitt 2.5.4.8) nicht berücksichtigt wird. Der Überschlagnschlag schließt aus, dass der Spannungsverlauf verfolgt und kritische Zwischenzustände erkannt werden. Die Abschätzungen zielen deshalb darauf, Maximalwerte der Spannungen festzustellen und daraus eine Risserwartung bzw. Rissicherheit abzuleiten. Dabei sind hauptsächlich die zentrischen Zwangsspannungen und die Trennrisse von Interesse, weniger die Eigenspannungen, die nur während der Erwärmung des Bauteiles bis zum Temperaturmaximum auftreten können.

Während beim Schwinden das kontinuierliche Anwachsen der Dehnungen verfolgt wird, sind beim Temperaturverlauf infolge Hydratationswärme als markante Zeitpunkte das Erreichen der Maximaltemperatur (Bild 3.9), die 2. Nullspannungstemperatur und der Temperaturengleichvorgang zu untersuchen.

3.2.3.1 Berechnung der Zwangsspannungen in Zeitschritten (Tabellenkalkulation)

Die Verformungen bzw. Spannungen, deren Verminderung durch die Relaxation und den Behinderungsgrad sowie die Entwicklung der mechanischen Kenngrößen wird in Zeitschritten berechnet. Die Basisdaten erhält man durch vorlaufende Berechnungen oder Messungen (Temperaturverlauf und -verteilung [3.1]), Materialprüfungen (Druck- und Zugfestigkeit, E-Modul), Ermittlung nach den Regelwerken (Schwinden, Zugfestigkeit, E-Modul) und Ansätzen für die Relaxation (Abschnitt 2.5.4.8) und den Behinderungsgrad. Die Vorgehensweise wird anhand des nachfolgenden Beispiels erläutert.

Beispiel

Für ein Wandbauteil von 1,0 m Dicke wurde die Temperaturentwicklung berechnet, der Verlauf ist in Bild 3.27a angegeben (Erhärtung des Bauteiles in Holzschalung, leichter Wind, $k = 15 \text{ kJ/m}^2 \text{ h K}$). Die sich daraus ergebenden Werte sind zu den jeweiligen Zeitpunkten in die Tabelle 3.9a eingetragen worden.

Die Prüfergebnisse der Würfelproben wurden durch die Entwicklungsfunktion 2.25 (Abschnitt 2.4.3.4) approximiert (Regressionsdaten: $P1 = 54,0 \text{ N/mm}^2$; $P2 = -3,86$; $P3 = -0,96$; $t_k = 18,68 \text{ h}$):

$$f_{cm} = 54,0 \cdot \exp \left[-3,86 \cdot \left(\frac{t}{18,68} \right)^{-0,96} \right] \quad [\text{N/mm}^2]$$

Die Kenngrößen f_{cm} , f_{ctm} und E_{cm} sind mit den normgemäßen Beziehungen ermittelt worden (Abschnitte 2.4.4.2 und 2.5.1.4). Die äquivalenten Erhärtungszeiten t_e wurden nach

Zeit [h]	Temperatur [°C]	gemittelte Temperatur [°C]	k_T [-]	Δ_{te} [h]	t_e [h]	f_{cm} [N/mm ²]	E_{cm} [kN/mm ²]	elastische Spannung [N/mm ²]	$\varphi(t_0)$	relaxierte Spannung [N/mm ²]	Spannung Summe [N/mm ²]
0	20,0	20,00	1,00	0	0	0	0	0	∞	0	0
4	20,1	20,05	1,00	4,01	4,01	1,83 E-6	0,09	-9,3 E-5	262,90	-3,52 E-7	-3,5 E-7
8	28,8	24,45	1,27	5,08	9,09	0,02	1,98	-0,17	12,30	-0,01	-0,01
10	37,3	33,05	1,89	3,77	12,86	0,16	4,10	-0,35	5,85	-0,05	-0,06
12	44,8	41,05	2,56	5,13	17,99	0,72	6,82	-0,51	3,33	-0,12	-0,18
16	53,1	48,95	3,34	13,35	31,35	3,76	11,95	-0,99	1,50	-0,40	-0,58
20	55,5	54,30	3,92	15,68	47,03	8,04	15,57	-0,37	0,91	-0,20	-0,78
24	55,8	55,65	4,07	16,30	63,33	11,95	17,96	-0,05	0,68	-0,03	-0,81

a) bis zum Temperaturmaximum

Zeit [h]	Temperatur [°C]	gemittelte Temperatur [°C]	k_T [-]	Δ_{te} [h]	t_e [h]	f_{cm} [N/mm ²]	E_{cm} [kN/mm ²]	elastische Spannung [N/mm ²]	$\varphi(t_0)$	relaxierte Spannung [N/mm ²]	Spannung Summe [N/mm ²]	Spannung vermind. Behind.
46	51,4	-	0	0	148,5	23,37	23,17	-	0,39	-	0	0
50	50,4	50,90	3,55	14,18	162,76	24,43	23,58	0,24	0,38	0,17	0,17	0,10
55	49,2	49,80	3,43	17,14	179,90	25,55	24,01	0,29	0,36	0,21	0,38	0,22
60	48	48,60	3,30	16,51	196,41	26,47	24,35	0,29	0,35	0,22	0,60	0,34
65	46,9	47,45	3,18	15,92	212,32	27,26	24,64	0,27	0,34	0,20	0,80	0,46
70	45,7	46,3	3,07	15,34	227,66	27,93	24,89	0,30	0,34	0,22	1,02	0,58
80	43,6	44,65	2,91	29,05	256,71	29,02	25,28	0,53	0,32	0,40	1,43	0,81
90	41,7	42,65	2,71	27,13	283,84	29,87	25,58	0,49	0,32	0,37	1,80	1,01
100	39,8	40,75	2,54	25,37	309,21	30,55	25,82	0,49	0,31	0,38	2,17	1,22
110	38,2	39,00	2,38	23,80	333,02	31,11	26,01	0,42	0,31	0,32	2,49	1,40
120	36,6	37,40	2,24	22,41	355,43	31,57	26,18	0,42	0,30	0,32	2,81	1,57
140	33,9	35,25	2,06	41,23	396,66	32,31	26,43	0,71	0,29	0,55	3,36	1,88
160	31,7	32,80	1,87	37,30	433,96	32,86	26,62	0,59	0,29	0,45	3,82	2,12
180	29,8	30,75	1,71	34,17	468,13	33,30	26,77	0,51	0,29	0,40	4,21	2,34
200	28,2	29,00	1,58	31,61	499,74	33,66	26,89	0,43	0,28	0,34	4,55	2,52

b) ab T_{02} während des Temperaturausgleichsvorganges

Tabelle 3.9 Ermittlung der Zwangsspannungen in Zeitschritten (aus [3.1])

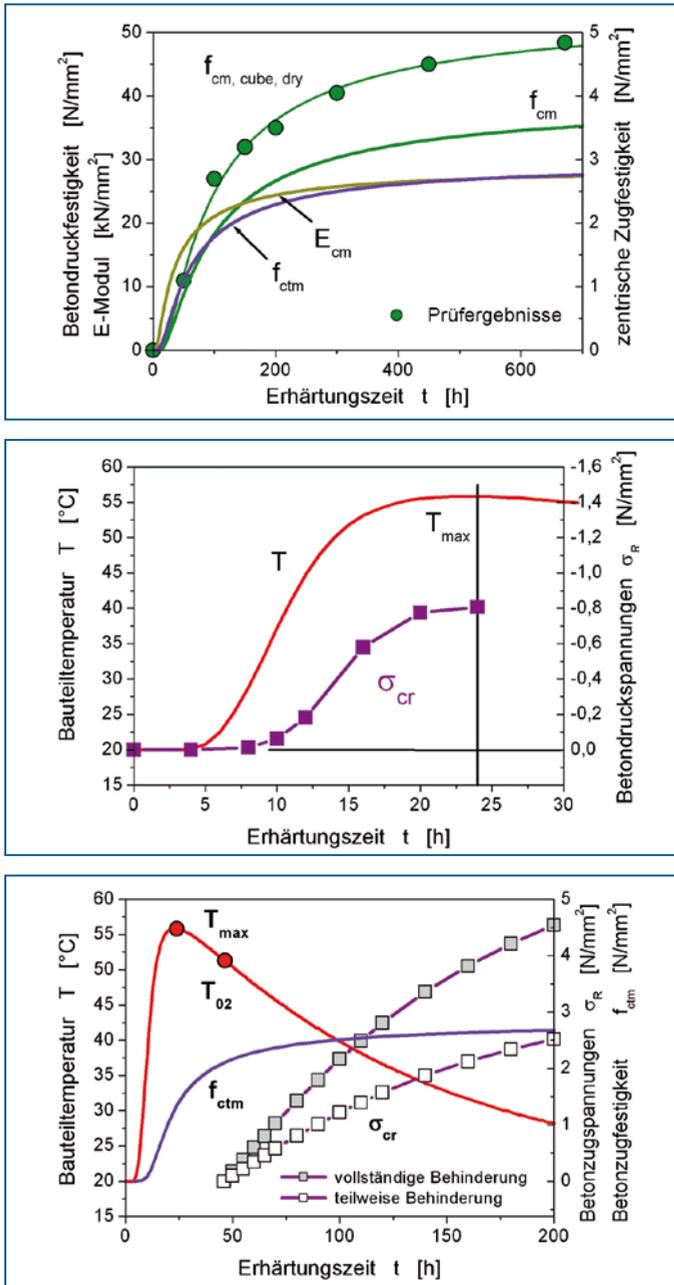


Bild 3.27 Ermittlung der Zwangsspannungen in Zeitschritten (aus [3.1])

- mechanische Kenngrößen (siehe Text)
- Aufbau der Druckspannungen bis zum Temperaturmaximum
- Zugspannungen bei vollständiger und teilweiser Behinderung, Verlauf der zentrischen Zugfestigkeit und risskritische Situation

Abschnitt 1.9.3 bzw. 2.6.3.2 berechnet. Für die Relaxation wurde der Ansatz nach Abschnitt 2.5.4.8 (Gleichung 2.56) verwendet:

$$\varphi(t_i) = \frac{0,30}{\left(\frac{f_{cm}(t_i)}{f_{cm}(28)}\right)^{1/3} \cdot \left(\frac{f_{cm}(t_i)}{f_{cm}(28)} + 0,17\right)^{2/3}}$$

Das Bauteil wurde zunächst als während der Erhärtung vollständig behindert angenommen. Anschließend wurde die Berechnung mit dem abgeschätzten Behinderungsgrad $R = 0,55$ modifiziert. Der Behinderungsgrad verändert sich aufgrund des nahezu konstanten E-Moduls nur noch wenig.

Die Berechnung der zentrischen Zwangsspannungen ist unterteilt in zwei Zeitabschnitte, bis zum Erreichen der Maximaltemperatur sowie den anschließenden Temperaturengleichvorgang. Die Ergebnisse sind die Entwicklung und der Maximalwert der Druckspannung (Tabelle 3.9a) und der Verlauf der sich herausbildenden Zugspannung während der Abkühlung (Tabelle 3.9b). Die Ergebnisse der Berechnungen sind in Bild 3.27b und 3.27c dargestellt.

Nach Überschreiten des Temperaturmaximums ist der Druckspannungsabbau bei Absinken der Bauteiltemperatur um etwa 4,5 K vollzogen (Temperatur T_{02}), da $\sigma_{cr}/\alpha_T \cdot E_{cm} = 0,81 \text{ N/mm}^2 / (10^{-5} \cdot 18,0 \text{ kN/mm}^2) = 4,5 \text{ K}$. Danach beginnt der Spannungsaufbau, der aus Tabelle 3.9b ersehen werden kann.

Wie aus 3.27 c ersichtlich, entsteht eine risskritische Situation ab etwa 100 h. Selbst bei Streuungen der Eingabegrößen ist nicht zu erwarten, dass das Bauteil rissfrei bleibt.

Zum Vergleich wurde die Berechnung in 3.9b um die Spannungsverminderung durch Nachgiebigkeit des einspannenden Bauteiles erweitert. Im Ergebnis zeigt sich eine drastische Verminderung der Zugspannungen und damit eine gewisse Wahrscheinlichkeit, ein rissfreies Bauteil zu erhalten. Der große Einfluss des Behinderungsgrades ist auch bei Versuchen in Temperatur-Spannungsprüfmaschinen nachgewiesen worden. Der Behinderungsgrad beträgt zum Zeitpunkt des Temperaturmaximums nur noch etwa 54 %.

3.2.3.2 Abschätzung der Zwangsspannungen mit sehr vereinfachenden Annahmen

Der Wunsch, die Schwierigkeiten einer Berechnung zu umgehen und bei einem Minimum an Messwerten trotzdem möglichst schnell eine Aussage zur Zwangsspannungssituation zu erhalten, hat bereits vor Jahrzehnten zu Ansätzen mit sehr vereinfachenden Annahmen geführt. Ohne Kenntnis von Temperaturverteilung und -verlauf sowie der temperaturbeeinflussten Festigkeitsentwicklung sollte damit auf risskritische Verhältnisse geschlossen werden. Aus beobachtetem bauteiltypischem Verhalten wurden Beiwerte abgeleitet, um die konkrete Situation erfassen zu können.

Der Vorschlag zur Abschätzung der Eigen- und Zwangsspannungen geht auf [10.13] zurück und kam zunächst hauptsächlich bei massigen Bauteilen zur Anwendung, hat aber heute breitere Anwendung gefunden. Danach ist

$$\max \sigma_{cr} = k_B \cdot \Delta T \cdot \alpha_T \cdot \frac{E_{ct}}{1 + \varphi} = k_B \cdot \Delta T \cdot \alpha_T \cdot \psi \cdot E_{ct} \quad (3.15)$$

Bei Eigenspannungen bedeutet ΔT die Temperaturdifferenz zwischen Kern und Rand, bei Zwangsspannungen die zwischen den mittleren Temperaturen von Betonbauteil und Fundament bzw. Untergrund. Die Temperaturdehnzahl ist einheitlich mit $1 \cdot 10^{-5}$ [1/K] anzunehmen.

Der Faktor k_B kennzeichnet bei Eigenspannungen die parabelförmige Temperaturverteilung und beträgt:

$$k_B = 2/3 \approx 0.7$$

Bei Zwangsspannungen charakterisiert k_B die Verbindung zwischen Bauteil und Auflager und zwar mit

$k_B = 0.8$	Verbindung einer Wand mit einer Fundamentplatte aus Stahlbeton [3.14]
$k_B \geq 0.8$	Verbindung Alt- und Neubeton bei massigen Bauteilen
$k_B = 1.0$	Blockfundamente auf Fels [3.13]

Für das Kriechen und die daraus abgeleitete Relaxation $\psi = 1 / (1 + \varphi)$ liegen Orientierungswerte vor. Nach [3.15] ist $\varphi = 0,5$ ($\psi = 0,67$) zutreffend, bei zentrischen Zwangsspannungen und für dickere Bauteilen schlägt [3.13] $\varphi = 1,0$ ($\psi = 0,50$) vor.

In den Erläuterungen zur WU-Richtlinie [10.6] werden folgende Näherungswerte angegeben:

dünne Bauteile ($h \leq 30$ cm) bei frühem Beginn der Abkühlung	→ $\psi = 0,55$
dickere Bauteile ($h > 30$ cm) bei frühem Beginn der Abkühlung	→ $\psi = 0,65$
Zwangseinwirkung in der späteren Nutzungsphase	→ $\psi = 0,80$

In [2.133] wird vorgeschlagen, den nach dem Temperaturmaximum auftretenden Verformungsverlauf in 4 Stufen mit $\psi \approx 0.50$ bis $\psi \approx 0.80$ zu unterteilen und danach $\psi \approx 0.85$ zu setzen.

3.2.4 Messung der Verformungen und der Zwangsspannungen während der Baudurchführung

Eine Einschätzung der Zwangsspannungssituation war lange Zeit ausschließlich über die messtechnische Erfassung der Verformungen möglich. Mithilfe von Spannungs-Dehnungsbeziehungen konnte dann aus den gemessenen Verformungen auf die (wahrscheinlich) vorhandenen Spannungen im Bauteil geschlossen werden. Darin liegt auch die Problematik dieser Vorgehensweise bei erhärtendem Beton. Für die Ermittlung der Spannungen müssen sowohl das zeitabhängige Materialverhalten, insbesondere die Entwicklung des E-Moduls, als auch das Relaxationsverhalten des Betons hinreichend bekannt sein. In den letzten Jahren ist es gelungen, die Spannungen im Betonbauteil direkt zu messen.

Die **Verformungssituation im Bauteil** kann, auch bei langzeitiger Beobachtung, durch folgende Methoden messtechnisch erfasst werden:

- Schwingsaiten-Dehnungsmessgeber (System Glötzl / Maihak)
- Betondehnungsaufnehmer.

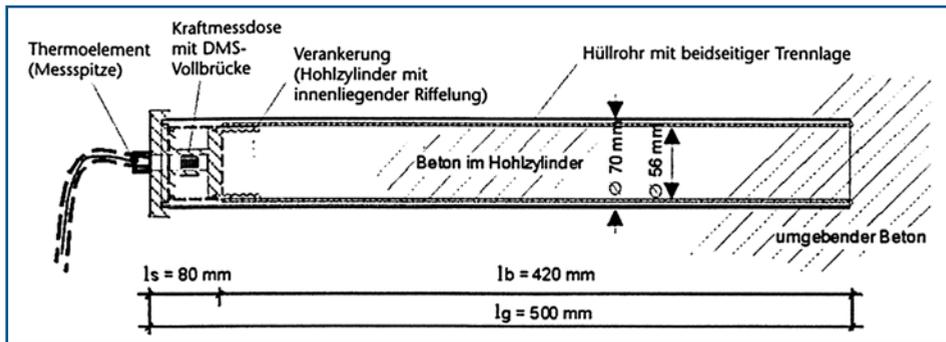


Bild 3.28 Stress-meter (Münchner Bauart) zur Feststellung von Zwangsspannungen in erhärtenden Betonbauteilen [3.27], [3.29]

Bei beiden Methoden wird ein Metallrohr, das an den Enden mit Rundflanschen zur Verankerung versehen ist, als Träger für die Aufnehmer verwendet.

Bei den Schwingsaiten-Dehnungsmessgebern besteht der Aufnehmer aus einer schwingenden Saite, bei der eine Veränderung der Spannung eine solche der Frequenz herbeiführt. Zur Verfügung stehen einbaufertige, kalibrierte und wasserdichte Messwertaufnehmer, die eine hohe Langzeitstabilität und Unempfindlichkeit gegen Feuchtigkeitseinwirkung aufweisen. Die Aufnehmer werden ohne weitere Schutzmaßnahmen direkt in den Beton eingebaut. Einbaulängen von 250 mm eignen sich vor allem für Beton mit grober Gesteinskörnung. Eine Fernübertragung der Messwerte ist möglich. Durch angepasste Eigenfestigkeit des Dehnungsmessgebers an die des Betons ist die Erfassung der Verformungen auch im jungen Beton möglich geworden.

Betondehnungsaufnehmer registrieren die Dehnung an einem einbetonierten Stahlstab oder Rohr mit aufgeklebten Dehnungsmessstreifen (DMS) nach dem Prinzip der elektrischen Widerstandsänderung. Die Messstellen stehen einbaufertig in verschiedenen Varianten und Größen zur Verfügung. Bei einer Ausführung werden beispielsweise zwei Stahlstäbe parallel in den Beton eingebettet. Bei einer Relativverschiebung werden dem mit DMS bestückten Zentralrohr Verformungen aufgezwungen, die messtechnisch erfasst werden.

Temperaturänderungen im Prüfling und am Messgeber rufen jedoch ebenfalls Dehnungen hervor. Um bei der Berechnung der Spannungen aus Dehnungen Fehler zu vermeiden, sind deshalb parallel laufende Temperaturmessungen durchzuführen oder Schaltungen anzuwenden, die die thermischen Dehnungen kompensieren.

In verformungsbehinderten Bauteilen (äußerer Zwang) oder Querschnittsfasern (innerer Zwang) registrieren die temperaturkompensierten Dehnungsaufnehmer dann die behinderten Wärmedehnungen des Stahles. Die Messwerte lassen direkte Rückschlüsse auf den Beginn der Festigkeitsentwicklung im Beton und die Größe der Dehnungsbehinderung im Bauteil zu. Ein Beispiel für eine solche Auswertung ist in [3.26] dokumentiert. In den Behälterwänden waren an mehreren Messpunkten Schwingsaiten-Messgeber orthogonal zueinander oder als Rosette mit 3 Elementen eingebaut worden. Aus den parallel durchgeführten Temperaturmessungen wurde die freie Dehnung ermittelt, die in Relation zur gemessenen Dehnung im Beton die jeweilige lokale Dehnungsbehinderung ergab.

Mithilfe der Dehnungsaufnehmer können die stark zeitabhängigen Dehnungsfelder im Beton qualitativ gut erfasst werden. Problematisch bleibt die Umrechnung der Dehnungsmesswerte in Spannungen. Deshalb wurden weitere Entwicklungsarbeiten durchgeführt, um die Zwangsspannungen im Bauteil ohne den Umweg über die Dehnung direkt messen zu können. Mit dem jetzt verfügbaren so genannten Stress-meter, das die Verbesserung einer japanischen Entwicklung darstellt, können die sich im Bauteil entwickelnden Zwangsspannungen im jungen Beton erfasst und kontinuierlich verfolgt werden [3.27]. Mit dem indirekten Messprinzip werden die Spannungen über die elastischen Dehnungen einer Kraftmessdose aus Edelstahl ermittelt. Der daran anschließende Hohlzylinder besitzt eine beidseitige Gleitschicht (Bild 3.) und wird mit Frischbeton gefüllt. Beim Übergang zur Ankerplatte des Stress-meters befindet sich ein Thermoelement, so dass Spannungs- und Temperaturmessung parallel laufend gemessen werden können.

Ein solches Messverfahren, das von der MPA an der TU Braunschweig weiterentwickelt wurde [3.28], ist an der Talsperre Hohenwarthe in der Kammersohle der Schleuse zum Einsatz gekommen. Die Ergebnisse bestätigten die theoretischen und im Labor erzielten Ergebnisse. Zunächst erfolgt 5 bis 10 Tage nach der Betonage infolge Eigenspannungen eine begrenzte Rissbildung an der Bauteilaußenfläche. Die spätere Änderung der Spannungsfelder führt dann zu axialen Zwangszugspannungen im Bauteilinneren, die nach ca. 30 Tagen auch dort zu Rissen führen können.

Insgesamt erlaubten die vorliegenden Messergebnisse eine zutreffende Darstellung der Zwangsbelastung der Kammerquerschnitte. Ergänzt werden die Möglichkeiten zur Erfassung der lokalen Verformungen durch die faseroptische Sensorik, die auch für ausgedehnte Bauwerke als so genannte verteilte Dehnungsmessung eingesetzt werden kann. Das Messprinzip beruht auf den physikalischen Phänomenen, die bei der Leitung von Licht durch Glasfasern auftreten. Mit den verschiedenen Methoden können relative und absolute Verschiebungen mit großer Genauigkeit und über einen längeren Zeitraum hinweg erfasst werden. Bei Sensoren mit Interferenzmessung werden zwei Glasfasern zum Messobjekt geführt. Die Messfaser ist gespannt befestigt und folgt den Verformungen, die lose Referenzfaser dient der Kompensation des Temperatureinflusses. Der in das Faserkabel eingekoppelte Lichtimpuls aus einer LED durchläuft die beiden Fasern und wird zurückgespiegelt. Aus den Laufzeitunterschieden und Interferenzen wird die Verformung gefiltert. Eine ausführliche Darstellung ist in [3.30] zu finden, weitere Varianten und deren Anwendung sind beispielsweise in [3.31] dargestellt.

Die verteilte faseroptische Dehnungsmessung bietet die Möglichkeit, mit speziellen Dehnungsmesskabeln und Laserimpulsen Verformungen kontinuierlich und nahezu gleichzeitig an einer Vielzahl von Messpunkten entlang des Faserstranges in einem kurzen Abstand zu erfassen. In Massenbetonbauwerken werden Kabellängen von mehreren hundert Metern installiert. Die Messung erfolgt von zentraler Stelle aus und gestattet eine Zuordnung der Messwerte zu den Messorten [3.31]. Die Messmethode kann auch angewandt werden, um die Rissentwicklung zu verfolgen [3.32]. Nach den vorhandenen Ergebnissen kann eingeschätzt werden, dass mit der faseroptischen Sensorik bereits in der frühen Erhärtungsphase des Betons die Risszeitpunkte beobachtet, die Lage ermittelt und die Summe der Rissweiten geschätzt werden können. Damit scheint die Voraussetzung gegeben, die Berechnungsverfahren zur Vermeidung der Rissbildung kontrollieren und weiter verbessern zu können.

Eigenspannungen könnten prinzipiell gemessen werden, indem örtlich das Gleichgewicht durch Schnitte oder Bohrungen gestört wird und die damit hervorgerufenen Verformungen gemessen werden. Die Anwendung ist selbstverständlich auf die zugänglichen Außenflächen der Bauteile beschränkt. Über tastende Versuche berichtet [3.33].

Zunächst werden auf der Oberfläche des Bauteiles Messstifte auf beiden Seiten des herzustellenden Messschlitzes befestigt und deren Abstände mit elektrischen Wegaufnehmern oder Setzdehnungsgebern (Ablesegenauigkeit $\pm 1 \mu\text{m}$) erfasst. Nach dieser Nullmessung wird ein Messschlitz hergestellt und die aufgetretene Veränderung zwischen den Messstiften ermittelt.

Bei der Kompensationsmessung wird in den Schlitz (in der Regel 400 mm breit und 5 mm hoch) eine Belastungseinrichtung passgenau eingebaut und die Entlastungsverformung mittels einer hydraulischen Pumpe mit Feinmessmanometer rückgängig gemacht. Dieser Kompensationsdruck entspricht in der Regel den ursprünglich vorhandenen Spannungen.

3.2.5 Maßnahmen zur Verminderung der Zwangsspannungen

Die Einflussnahme auf die hauptsächlichen Faktoren, die gemäß Gleichung 3.12 die Entstehung der Zwangsbeanspruchung verursachen, ist relativ begrenzt.

Die Wärmedehnzahl kann nur in seltenen Fällen über eine Auswahl günstiger Gesteinsarten zielgerichtet verändert und dadurch die Höhe der Zwangsspannungen vermindert werden.

Eine zweifelhafte Aussicht auf Erfolg hat auch eine Steigerung der Bruchdehnung und Zugfestigkeit durch Zementleimoptimierung in Verbindung mit geeigneten Gesteinskörnungen. Zu bedenken ist dabei auch, dass eine höhere Zugfestigkeit eine Vergrößerung der rissbreitenbeschränkenden Bewehrung nach sich ziehen würde.

Die Auswirkungen der meteorologischen Bedingungen können nur dadurch beeinflusst werden, dass beispielsweise die Baumaßnahme in einem günstigen Ausführungszeitraum mit niedrigeren Lufttemperaturen durchgeführt oder ein Sonnenschutz vor direkter Sonneneinstrahlung angeordnet wird. Eine ausreichende Nachbehandlung ist bei der Gefahr von Oberflächenrissen (Temperaturprofile, Schwinden infolge Austrocknung) außerordentlich wichtig.

Die Konstruktion ist durch die Tragwerksplanung festgelegt und kann nur innerhalb bestimmter Grenzen variiert werden. Günstigere Querschnitte und Abmessungen werden oft durch die Funktion und Fragen der Wirtschaftlichkeit (Fugen, Fundamente) verhindert. Die Relaxation kann nur indirekt und nicht kalkulierbar über einen langsameren Spannungsanstieg vorteilhaft genutzt werden.

Aus diesen Einschränkungen ist nicht die Schlussfolgerung zu ziehen, dass keine Möglichkeiten bestehen, zielgerichtet die Zwangsspannungen zu reduzieren und damit die Rissgefahr herabzusetzen. Es bleiben noch hinreichend Möglichkeiten, die entsprechend der jeweiligen Bauaufgabe zu einer geeigneten und zweckorientierten Vorgehensweise zusammengefasst werden können.

Die Strategien sind darauf gerichtet, die Zwang hervorrufenden Einwirkungen in der absoluten Größe und in ihrem zeitlichen Auftreten zu beeinflussen und beinhalten zusammengefasst die

- Steuerung der Temperaturverteilung und des Temperaturverlaufes im Bauteil
- Verbesserung der Verformungsfähigkeit und Beweglichkeit des Bauteiles.

Voraussetzung für einen Erfolg ist eine betontechnologische Planung, die bereits frühzeitig mit der Tragwerksplanung abgestimmt wird.

Eine besondere Bedeutung besitzt dabei die Optimierung der Zusammensetzung des Betons mit der Zielstellung, die vorgegebenen Festigkeitswerte und andere Eigenschaften bei möglichst geringer Wärmefreisetzung zu erreichen. Neuere Überlegungen schließen dabei eine Verringerung der verformungsinduzierten Spannung mit ein.

3.2.5.1 Steuerung der Temperaturverhältnisse im Bauteil

Zur Verminderung der maximalen Bauteiltemperatur haben sich die nachfolgend aufgeführten Maßnahmen als zweckmäßig erwiesen.

- **Zusammensetzung des Betons unter die Verwendung einer Zementart und -sorte mit geringer Wärmeentwicklung oder/und langsamer Wärmefreisetzung.**

Die Auswahl eines Zementes nach diesen Kriterien ist zwar prinzipiell richtig, reicht aber für eine thermische Optimierung der Betonzusammensetzung nicht aus, da vorgegebene Festigkeitswerte mit einbezogen werden müssen. Wenn eine bestimmte Frühfestigkeit erreicht werden soll, kann oft kein Zement mit geringer Wärmefreisetzung verwendet werden. Dagegen kann der Vorteil von Zementen mit langsamerer Wärme- und Festigkeitsentwicklung genutzt werden, wenn spätere Prüftermine, z. B. nach 56 oder 91 Tagen, vereinbart werden können.

Bei der Wärmeentwicklung des Zementes sind vor allem die ersten 48 bis 72 Stunden wichtig. Bei der Auswahl der Zemente ist deshalb die Hydratation in der Anfangsperiode zu vergleichen. Die Einhaltung der normgemäßen 7 Tage-Werte bei LH – (früher NW) Zementen kann u. U. nicht ausreichend sein.

Bild 3.29 zeigt, wie durch den Einsatz von CEM II- und CEM III-Zementen die Maximaltemperatur deutlich abgesenkt wird. Ein CEM I-Zement höherer Festigkeitsklasse Z 42,5 R ist trotz Verringerung der Zementmenge dagegen nicht zielführend.

- **Niedrige Frischbetontemperatur bei Anlieferung und nach Einbau in die Schalung**

Eine Absenkung der Frischbetontemperatur stellt eine einfache und wirksame Maßnahme dar (Bild 3.6f), indem bei sommerlichen Temperaturen die Gesteinskörnungen vor der Betonherstellung abgedeckt und über eine Berieselung mit Grundwasser gekühlt worden sind. Eine deutliche Reduzierung der Frischbetontemperatur wird durch die Zugabe von Scherbeneis (Auswirkung auf den w/z-Wert beachten) oder flüssigem Stickstoff (rückstandsfrei) erreicht (Bild 3.30). Die Frischbetontemperaturen sind in Abhängigkeit von Transport und Einbau festzulegen. Mit einem Vorhaltemaß ist sicherzustellen, dass die maximal zulässige Frischbetontemperatur nicht überschritten wird.

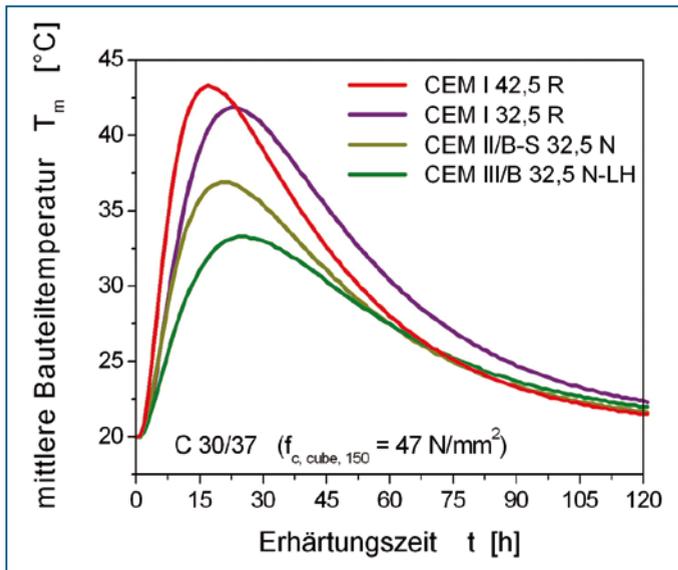


Bild 3.29 Temperaturentwicklung in Beton C 30/37 bei Verwendung verschiedener Zementsorten ($z = 370 \text{ kg/m}^3$, bei CEM I 42,5 R beträgt $z = 310 \text{ kg/m}^3$)

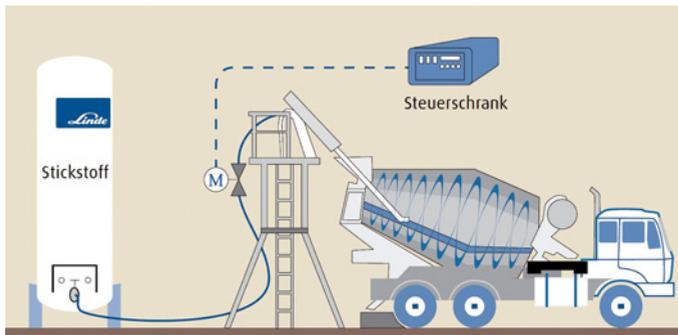


Bild 3.30 Lanzenkühlung des Frischbetons mit flüssigem Stickstoff (Linde)

Die Kühlung des Frischbetons ist auf die wärmere Jahreszeit beschränkt, da bei Außentemperaturen $< 5 \text{ °C}$ und LH-Zementen die Frischbetontemperatur $> 10 \text{ °C}$ betragen muss.

Grundsätzlich gilt: Je höher die Frischbetontemperatur ist, desto weniger sind die Eigenschaften der einzelnen Zementarten mit dem jeweils spezifischen Hydratationsverhalten spürbar. Auch bei hüttensandhaltigen Zementen findet bei höheren Temperaturen eine größere Wärmefreisetzung statt. Die Verringerung der Wärmeentwicklung über den Austausch von Zementklinker durch Flugasche bleibt jedoch aufrechterhalten.

- **Außenkühlung des erhärtenden Betons**

Eine Verringerung der Gesamtwärme im Bauteil wird durch Berieselung der Stahlschalungen von Wänden erreicht. Eine beschleunigte Abkühlung von Sohlplatten bis zum Beginn der Festigkeitsentwicklung ist ebenfalls vorteilhaft. Ein Beispiel intensiver Kühlung stellt die Flutung von Bodenplatten dar.

Dadurch kann jedoch ein ungünstiges Temperaturprofil im Querschnitt erzeugt werden, so dass mit beginnender Festigkeitsentwicklung ein Ausgleich durch Dämmung eingeleitet werden muss. Die dadurch begünstigten Eigenspannungen sind zu beachten.

Die Oberflächenkühlung nimmt vom Rand her schnell ab, so dass der Einfluss auf die zentrischen Zwangsspannungen bei sehr dicken Platten gering ist. Der Zweck ist damit hauptsächlich in der Vermeidung einer Aufheizung im Sommer zu sehen.

- **Innenkühlung des Bauteiles nach dem Betonieren**

Über ein eingebautes Rohrleitungssystem mit zirkulierendem Wasser wird ein beträchtlicher Teil der entstehenden Wärme entzogen. Bei Unterschreiten einer Grenztemperatur können Zugspannungen in die Wand »hineingekühlt« werden. Der Abschaltzeitpunkt ist demzufolge nicht anhand der Kühlwassertemperatur, sondern einer Spannungsberechnung zu bestimmen.

- **Abschnittsweise Herstellung massiger und großflächiger Baukörper**

Durch Unterteilung in Betonierabschnitte kann die in kompakten Baukörpern gleichzeitig freigesetzte Gesamtwärmemenge verringert, die Abkühlung erleichtert und eine nahezu adiabatische Temperaturentwicklung verhindert werden. Bodenplatten mit großen Abmessungen werden aus baupraktischen Gründen durch Arbeitsfugen unterteilt. Wenn eine geeignete Arbeitsfolge eingehalten wird, ist bereits dadurch eine Verminderung der Zwangsspannungen möglich.

Die **Verlangsamung der Abkühlung ab der Maximaltemperatur** kann zur Reduzierung der zentrischen Zwangsspannungen beitragen, da der E-Modul nur noch geringfügig ansteigt, die Relaxation sich aber bei längerer Belastungsdauer günstig auswirkt. Dem wird durch längere Standzeit in der Schalung oder Anbringen von Dämmungen nach dem Ausschalen entsprochen.

Die **Temperaturdifferenzen im und zu angrenzenden Bauteilen** können durch nachfolgend aufgeführten Maßnahmen vermindert werden:

- **Anbringen von Dämmungen an Schalungen und auf Bauteiloberflächen**

Zur Verminderung der Abkühlungsgeschwindigkeit und der Ausprägung eines ungünstigen Temperaturprofils im Querschnitt werden Dämmungen der Oberflächen vorgenommen oder die Betonarbeiten in Einhausungen durchgeführt. Dickere Sohlen werden mindestens mit Wärmeschutzfolie abgedeckt, die Dauer (etwa 5–7 Tage) ist anhand des prognostizierten Temperaturverlaufes festzulegen. Vergleichbare Wändicken bleiben in Holzschalung und erhalten nach dem Ausschalen ebenfalls eine Wärmeschutzfolie. Seitenflächen dicker Fundamentplatten sind durch Dämmung ebenfalls zu schützen. Zu beachten ist dabei, dass jede Reduzierung der Temperaturdifferenz durch Dämmung gleichzeitig die mittlere Bauteiltemperatur erhöht und die zentrischen Zwangsspannungen vergrößert.



Bild 3.31 Isoliermatte zur Steuerung der Abkühlungsgeschwindigkeit einer dicken Bodenplatte (Foto: DESY Hamburg)

- **Erwärmung von behindernden Arbeitsfugen und Bauteilanschlüssen**
Temperaturdifferenzen zwischen Alt- und Neubeton können durch Heizrohrsysteme im bereits erhärteten Bauteilende und umlaufendem warmen Wasser oder Warmluftgebläse vermindert werden.
Beim Schließen von Öffnungen im Altbeton und vergleichbaren sensiblen Betonbauteilen wird der vorhandene und behindernde Bauteilrand angewärmt.
- **Kombination von Kühlung und Dämmung bzw. Erwärmung**
Eine Optimierung bei der Verminderung der Eigen- und Zwangsspannungen wird durch Kombination von Dämmungen zur Vermeidung eines Temperaturprofils und Kühlrohren zur Absenkung der Maximaltemperatur erreicht. Beispielsweise wurde bei einer Beckenkonstruktion ein schmaler Streifen der Sohle im Bereich des Wandfußes durch Heizrohre vorerwärmt. Der Wandfuß erhält durch das spätere Abkühlen des Auflagers eine Vorspannung. Eine parallel laufende Kühlung des Wandfußes durch eingebaute Rohre bietet sich ebenfalls an.

3.2.5.2 Optimierung der Betonzusammensetzung

Die Zielstellung besteht in der Minimierung der Wärmefreisetzung. Die Auswahl der Betonzusammensetzung ist deshalb auf die nachfolgend aufgeführten Maßnahmen konzentriert:

- **Einhaltung der Anforderungen an die Eigenschaften des Betons bei Minimierung der Wärmefreisetzung**
Die Optimierungsmöglichkeiten liegen darin, in Abhängigkeit von den meteorologischen Bedingungen, der Bauteilgeometrie, der Schalungsart usw. eine Zusammen-

setzung festzulegen, die gerade die verlangte Festigkeitsentwicklung sicherstellt und nicht überschreitet. In diesem Zusammenhang zeigen sich die Abnahmetermine als ein außerordentlich wichtiges Mittel zur Steuerung der Wärmeentwicklung. Grundlagen bilden die Kenntnis der Wärmeentwicklung der Zemente unter den Temperaturbedingungen im Bauteil, die Veränderung der Wärmefreisetzung durch Zusatzmittel, die erforderliche Zementmenge zur Erfüllung der sonstigen Anforderungen und die quantitative Begrenzung, den Zement durch Flugasche zu ersetzen.

Die Gegenüberstellung von Druckfestigkeit des Betons und freigesetzter Hydratationswärme stellt ein objektives Kriterium dar, um die Eignung einer bestimmten Betonzusammensetzung für eine Konstruktion unter Zwangsbeanspruchung vergleichen zu können. Unter Umständen müssen sogar andere Eigenschaften des Betons in die Optimierung einbezogen werden, z. B. die Frostsicherheit.

In Bild 3.32 wird die Auswirkung der Absenkung der Bauteiltemperatur durch den Einsatz von CEM III/A 32,5, die weitere Verringerung der Zementmenge bei Vereinbarung der Abnahmeprüfung nach 56 Tagen und den Einbau des Frischbetons mit niedrigerer Temperatur verglichen. Wenn die Ausgleichstemperatur 20 °C beträgt, ist dadurch die zwangsspannungserzeugende Temperaturdifferenz von 38 K über 23 K bis auf 18 K verringert worden.

Der Einsatz von Flugasche ist eine außerordentlich effektive Vorgehensweise, das Wärmepotenzial zu vermindern. In Bild 3.33 sind für einen Beton C 30/37 verschiedene Zusammensetzungen gegenübergestellt worden. Bei den Rezepturen 1–3 wurden dabei die normative Anrechenbarkeit und Wirksamkeit der Flugasche zugrundegelegt. Die für die beiden Bauteildicken vorgegebenen Temperaturdifferenzen ΔT

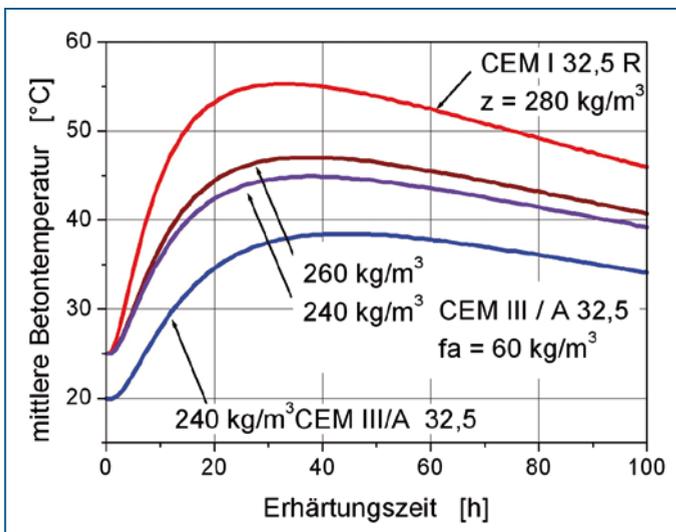


Bild 3.32 Verlauf der mittleren Betontemperatur in einer Wand mit $h = 1,2\text{ m}$ und Holzschalung in Abhängigkeit von der Betonzusammensetzung (Massenbeton 20/25). Einbau- und Lufttemperatur 25 °C, unterste Kurve 20 °C.

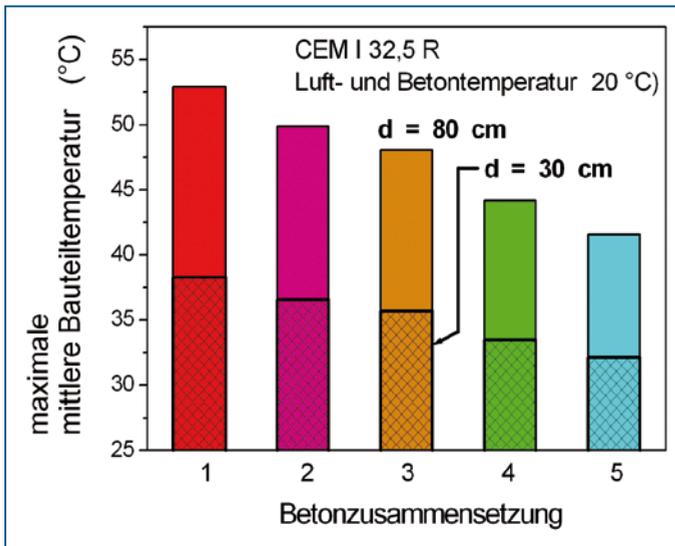


Bild 3.33 Temperatur in Bauteilen mit 30cm und 80cm Dicke in Holzschalung bei Verwendung unterschiedlicher Betonzusammensetzungen
 1 – 350 kg/m³ CEM I 32,5 R 4 – 290 kg + 100 kg FA
 2 – 325 kg + 60 kg FA 5 – 270 kg + 145 kg FA
 3 – 310 kg + 100 kg FA

konnten bei entsprechender Steigerung des Flugaschegehaltes eingehalten bzw. unterschritten werden. Bedingt durch die normative Begrenzung der Flugaschemenge im Beton bestehen noch Reserven, die Wärmeentwicklung zu reduzieren. Wenn die langsame Hydratation keine Rolle spielt, kann die mit der Erhärtung ständig zunehmende Wirksamkeit genutzt werden. Bei massigen Bauteilen und einer Erhärtung von mehr als 90 Tagen erreicht der Faktor k einen Wert bis zu 1,0 [3.34]. Bedenken hinsichtlich einer Unterschreitung des Alkalitätdepots bei flugaschereichen Mischungen bestehen nicht [3.35].

Zu beachten ist die Abnahme der Reaktionsfähigkeit der Flugasche und damit des Hydratationsgrades bei höherer Konzentration im Anmachwasserraum durch die Steigerung im Verhältnis f/z und größerem Hüttensandgehalt bei CEM III-Zementen [3.35]. In Bild 3.32 wurden die Rezeptur 4 mit $k = 0,60$ festgelegt und für die Rezeptur 5 die Grenze der Anrechenbarkeit aufgehoben. Beide Maßnahmen führen nochmals zu einer deutlichen Reduzierung der mittleren Bauteiltemperaturen. Bei ausgedehnten, massigen Bodenplatten kann durch eine Betonzusammensetzung mit hohem Flugaschegehalt der Zwangsspannung wirkungsvoll begegnet werden. Eine Genehmigung im Einzelfall ist dazu mehrfach erteilt worden, z. B. [3.34].

■ Anwendung einer zonierten Bauweise bei Massenbetonbauwerken

Bei wasserbaulichen Anlagen, wie Talsperren, wird der Querschnitt der Staumauer in funktionelle Zonen aufgeteilt und dafür differente Betonzusammensetzungen festgelegt, ein mehrschaliger Aufbau ist empfehlenswert. Üblich ist die Unterteilung in

Kern- und Vorsatzbeton, die sich im Korngerüst und der Zementleimmenge unterscheiden. Die höhere Wärmefreisetzung im Vorsatzbeton wird durch die geringere Dicke in Grenzen gehalten.

- **Abstimmung der Frühfestigkeiten auf die meteorologischen Bedingungen**

Bei einer Bauausführung, die an Frühfestigkeiten gebunden ist (Tunnelbau, Kletterschalungen), kann die zu starke Anhebung der zeitabhängigen Festigkeitsentwicklung bei höheren Frischbeton- und Umgebungstemperaturen durch Auswahl langsam bzw. normal erhärtender Zemente sowie die Reduzierung des Zementgehaltes und Ersatz durch Flugasche vermieden werden (Sommerbeton).

- **Vermeidung einer Überschreitung der Abnahmefestigkeit**

Überfestigkeiten beeinflussen die Rissentwicklung ungünstig, da die Mindestbewehrung für dieses Festigkeitsniveau nicht bemessen wurde und der höhere E-Modul die Zugspannungen vergrößert. Eine Möglichkeit stellt eine Porosierung des Zementsteingefüges dar, die durch den Einsatz von Luftporenbildnern erreicht werden kann. In Österreich soll damit weiterhin die Dehnfähigkeit des Betons verbessert werden. Zusätzlich kann, wenn notwendig, die Frostsicherheit randnaher Bauteilbereiche besser gewährleistet werden.

- **Kombination der Maßnahmen**

Eine einzige Maßnahme ist in der Regel nicht ausreichend, eine wesentliche Reduzierung der Wärmeentwicklung herbeizuführen. Insofern werden zur Temperatursteuerung verschiedene Maßnahmen kombiniert. In Bild 3.34 ist beispielsweise die Zementart verändert, der Zementgehalt vermindert und die Frischbetontemperatur gesenkt worden. Die Höchsttemperatur konnte dadurch von etwa 41 auf 27°C und die Temperaturdifferenz bis zur Abkühlung von 21 auf 7,5 K reduziert werden.

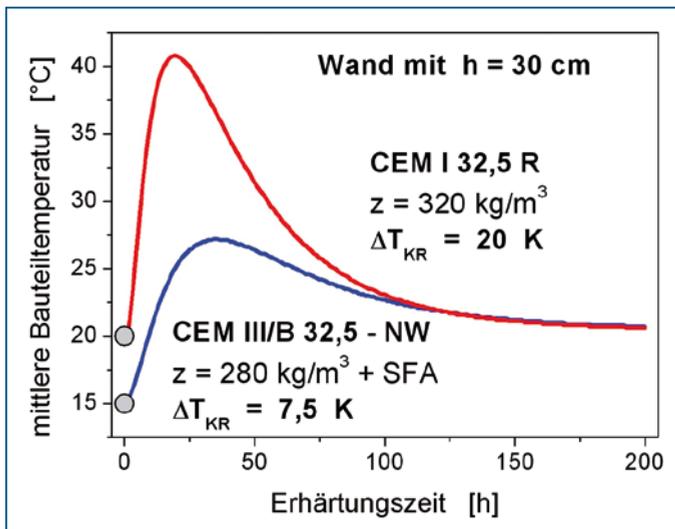


Bild 3.34 Einfluss der Veränderung des Zementeinsatzes in Verbindung mit der Senkung der Frischbetontemperatur auf die sich einstellende mittlere Bauteiltemperatur

3.2.5.3 Konstruktive Maßnahmen zur Reduzierung der Behinderung der erhärtenden Betonbauteile

Rissfreie Bauwerke verlangen ein abgestimmtes Vorgehen von Tragwerksplanung und Betontechnologie. Da die Planung hier nicht im Vordergrund steht, werden nur im Überblick einige Maßnahmen genannt, die zur Verminderung der Spannungen beitragen:

- Sicherstellung der gleitfähigen Auflagerung von Fundamentplatten und Sohlen, durch zweilagige Folien, Glasvlies und Bitumenschweißbahnen kann die Reibung bis auf weniger als die Hälfte vermindert werden. Zur Verbesserung der Wirksamkeit der Gleitschicht ist eine dickere Unterbetonschicht zu wählen, um eine gleichmäßige, mit Flügelglättern abgezogene Oberfläche erzielen zu können. Bei dünnen Folien reichen bereits kleinere Unebenheiten aus, um die Gleitfolie wirkungslos werden zu lassen.
- Die Gleitfähigkeit ist durchgängig sicherzustellen, indem eine nachteilige Gliederung der Unterkante der Sohle bis auf funktionsbedingte Höhenversprünge, vermieden wird. Vertiefungen, wie Rinnen und Gruben, sollen im Bewegungsruhepunkt des Bauwerkes angeordnet werden oder eine Verformbarkeit besitzen.
- Vermeidung unterschiedlicher Steifigkeiten durch übereinstimmende Dicken der Sohle, Wände und Decken in fugenlosen Konstruktionen.
- Erhärtung ohne Verformungsbehinderung zwischen den Bauteilen.
- Zur Vermeidung einer Verformungsbehinderung werden zwischen steifen Bauteilen so genannte »Hydratationsgassen« vorgesehen, die nach Abklingen der Hydratationswärme, d. h. nach frühestens einer Woche, geschlossen werden (Beispiel in Bild 3.35). In Anbetracht der Wärmeableitung beim Schließen der Gassen wird eine Breite von etwa der ein- bis zweifachen Bauteildicke als günstig angesehen.
- Verringerung der Bauteilabmessungen durch Fugen.
Die Zwangsbeanspruchungen können durch Unterteilung langer Wände oder großer Sohlplattenflächen wirksam verringert werden, so dass durchgehende Trennrisse vermieden werden können. In Bild 3.36 ist die Auswirkung der Trennung einer Wand mit $L/H \approx 3$ in zwei Scheibenstücke, hier exemplarisch mit ungleichen Abmessungen, dargestellt. Der Verlauf der Verformungsbehinderung längs der zunächst nicht getrennten Wand über die Wandhöhe ist durch die rote Kurve angegeben (vgl. dazu Bild 3.17 bzw. Bild 3.19 und Bild 3.20). Bei einer Unterteilung geht der Behinderungsgrad deutlich zurück (blaue Kurven). Bei Abmessungen $L/H \leq 1$ kann davon ausgegangen werden, dass die Risschnittgröße nicht mehr erreicht wird. Der Sachverhalt wird durch Bild 3.37 verdeutlicht. Mit Zunahme des Seitenverhältnisses L/H steigt der Behinderungsgrad und damit die Spannung (In Wandmitte) ständig an und erreicht bei $L/H > 8$ den Wert $\approx 1,0$. Das bedeutet, dass über die gesamte Höhe nahezu die gleiche Spannung wie am vollständig eingespannten Fußpunkt vorliegt.
Die Verkürzung der Wandlängen ist durch den Nachteil, den Fugen zwangsläufig mit sich bringen, eingeschränkt. Bei wasserundurchlässigen und flüssigkeitsdichten Bauwerken wird oft bzw. muss auf eine Anordnung von Fugen verzichtet werden.

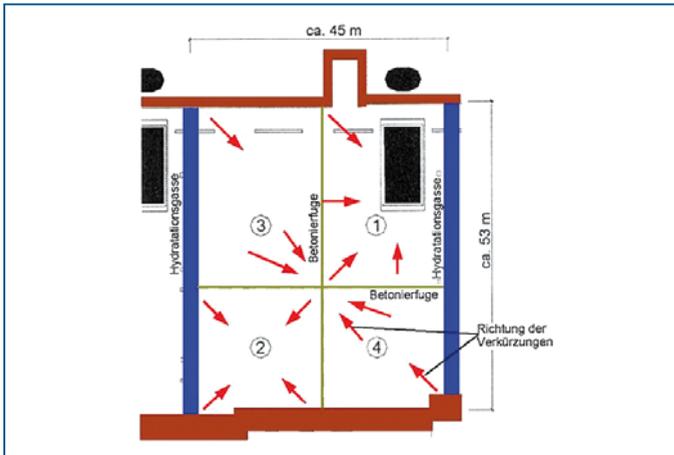


Bild 3.35 Anordnung von Hydratationsgasen bei der Ausführung der Bodenplatte im Leipziger Hauptbahnhof [3.43]

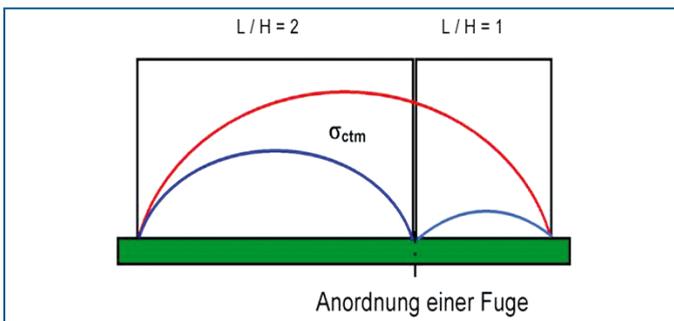


Bild 3.36 Veränderung der inneren Verformungsbehinderung R_{Hi} und Spannungsverteilung in der Wandscheibe bei Änderung der Geometrie

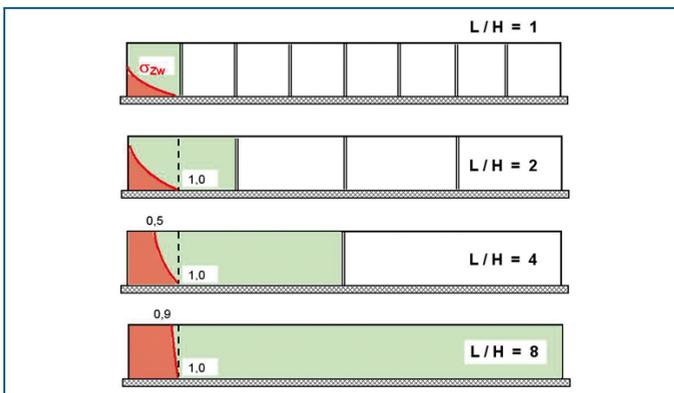


Bild 3.37 Verlauf der Zwangsspannungen über die Wandhöhe in Wandmitte in Abhängigkeit vom Seitenverhältnis L/H der durch Fugen unterteilten Wand (Relative Spannungswerte gerundet)

3.2.6 Kriterien der Rissicherheit

Wenn rissfreie Bauteile verlangt werden, ist eine Überprüfung erforderlich, ob die Maßnahmen der Tragwerksplanung und Bauausführung ausreichen, die Forderung nach Rissfreiheit der Konstruktion zu erfüllen. In verschiedenen Ländern ist bei wichtigen Bauvorhaben diese Nachweisführung eine Voraussetzung für die Auftragserteilung und den Baubeginn.

Das Kriterium, dass eine Rissbildung vermieden wird, ist erfüllt, wenn die mittlere Zwangsbeanspruchung σ_{ctm} als Einwirkung E die wirksame Betonzugfestigkeit f_{ctme} als Bauteilwiderstand R mit einer hinreichenden Sicherheit nicht überschreitet. Anstelle des spannungsbezogenen Risskriteriums kann auch die erzwungene Dehnung ε_{ctm} mit der Bruchdehnung verglichen werden:

$$R - E = f_{ctme} - \sigma_{ctm} > 0 \quad (3.16a)$$

$$\varepsilon_{ctm} - \varepsilon_{cu} > 0 \quad (3.16b)$$

Die Gegenüberstellung von Einwirkung und Widerstand kann dabei deterministisch oder probabilistisch erfolgen.

Es ist gegenwärtig nicht möglich, aus einem Risskriterium die zweckmäßige Zusammensetzung des Betons zu ermitteln, zulässige Bauteilabmessungen zu berechnen und maximale Frischbetontemperaturen abzuleiten usw. Es besteht nur die Möglichkeit, die Ausgangsbedingungen zu variieren und Simulationsberechnungen durchzuführen, um eine optimale betontechnologische Strategie festlegen zu können.

3.2.6.1 Deterministische Nachweisführung

Bei deterministischer Betrachtung kann eine kritische Situation, bei der eine Rissbildung festzustellen ist bzw. verhindert wird, analog zu Gleichung 3.16 als Spannungskriterium wie folgt definiert werden:

$$\sigma_{cr} = \varepsilon_{ctm} \cdot E_{ctm} \cdot \psi \cdot R < f_{ctm} \quad (3.17a)$$

Für den kritischen Fall abfließender Hydratationswärme ergibt sich:

$$\text{Spannungskriterium} \quad \sigma_{cr} = \alpha_T \cdot \Delta T \cdot E_{ctm} \cdot \psi \cdot R < f_{ctm} \quad (3.17b)$$

$$\text{Temperaturkriterium} \quad \Delta T_{\text{vorh}} < \Delta T_{\text{zul}} \quad (3.17c)$$

ΔT stellt die Temperaturdifferenz im Querschnitt oder (vereinfacht) zwischen der Maximal- und Ausgleichstemperatur dar (siehe Bild 3.9).

Wird das Spannungskriterium nach Gleichung 3.17a zugrundegelegt, müssen die Materialeigenschaften des jungen Betons modelliert und die Spannungen berechnet werden. Die stofflichen Voraussetzungen sind dazu oftmals nicht gegeben.

Als Nachweis gegenüber Rissbildung infolge abfließender Hydratationswärme wird deshalb mitunter die Einhaltung eines Temperaturkriteriums herangezogen. Die rechnerisch durchgeführte Temperaturprognose ist dann das Kernstück im System der Nachweisführung der Rissicherheit.

Die Vorgabe von Temperaturgrenzwerten ist auch deshalb weit verbreitet, da Temperaturmessungen vor Ort leicht durchzuführen sind und demzufolge eine Kontrolle der Vorgaben problemlos vorgenommen und dokumentiert werden kann. Bei dieser sehr einfachen Vorgehensweise werden die Temperaturen im Bauteil berechnet und mit zulässigen Temperaturgrenzwerten, z. B. Temperaturdifferenz zwischen Kern und Rand, verglichen. Diese Grenzwerte beruhen in der Regel auf langjährigen baupraktischen Erfahrungen, resultieren aus Untersuchungen mit Probekörpern im Reißrahmen oder werden aus theoretischen Überlegungen abgeleitet. In der Praxis wurde immer wieder festgestellt, dass eine konstruktiv bedingte Verformungsbehinderung bei bestimmten Bauteilen dann zu Rissen führt, wenn kritische Temperaturdifferenzen überschritten werden. Durch Vergleich dieser aus der Erfahrung abgeleiteten maximal zulässigen Temperaturdifferenzen mit den im jeweiligen Bauteil auftretenden Werten konnte ein Rissrisiko abgeschätzt und der Rissgefahr sehr wirksam begegnet werden. Es gibt eine Vielzahl von Beispielen, bei denen eine nicht zu überschreitende Temperaturhöhe festgelegt wurde und auf diese Weise rissfreie Bauteile erzielt werden.

Die Ableitung von Vorgabewerten erfolgt unter Berücksichtigung der Art der Baukonstruktion und der Anforderungen an den Beton (Wand / Sohlplatte, Bauteilabmessungen, Behinderung durch angrenzende Bauteile, Betonzusammensetzung nach der Expositions-klasse usw.) sowie der Bedeutung der Rissicherheit der Konstruktion für die Gebrauchstauglichkeit (wasserundurchlässige Konstruktionen, Sichtbeton und dgl.). Häufig liegen die Vorgabewerte im Bereich von $\Delta T = 15\text{--}25\text{ K}$. Bei sehr steifen Konstruktionen wird $10\text{--}15\text{ K}$ vorgegeben. Beispiele der Anwendung zeigen Bild 3.38 und Bild 3.39.

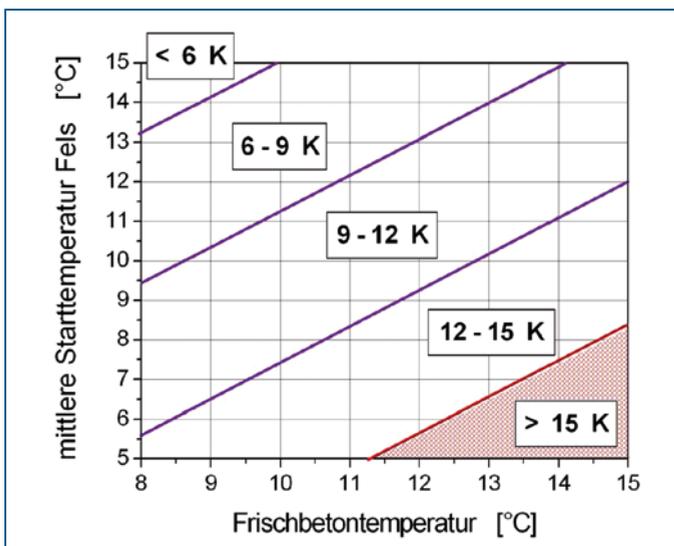


Bild 3.38 Baustellendiagramm zur Einhaltung des Temperaturkriteriums »Maximale Differenz zwischen den mittleren Temperaturen von Fels und Sohlblockanschluss« unter Frühjahrs- und Herbstbedingungen (aus [3.10]). Randbedingungen: Hydratationswärme 270 J/g nach 7 Tagen (grau unterlegter Bereich: nicht vertragskonform)

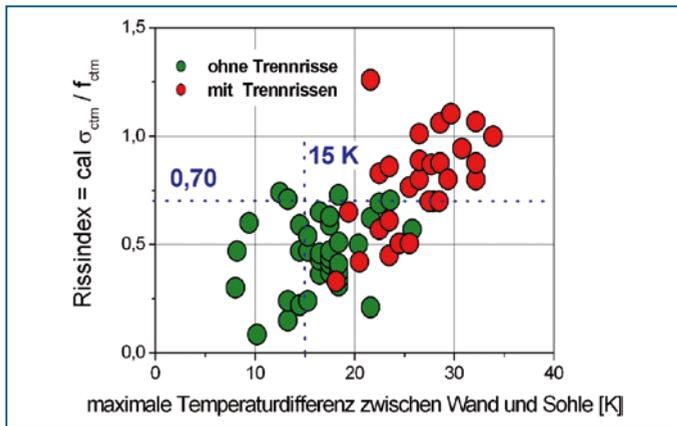


Bild 3.39 Maximale Temperaturdifferenz zwischen Wand und Sohle an der Tunnelkonstruktion der Øresund-Brücke und rechnerisch ermittelter Rissindex sowie die Vorgaben zur Gewährleistung der Rissicherheit (Daten aus [3.36])

Die betontechnologische Vorbereitung ist dann darauf gerichtet, durch Temperatursteuerung die vorgegebenen Grenzwerte zu unterschreiten bzw. deren Einhaltung nachzuweisen (Betonzusammensetzung und Wärmeentwicklung, Intensität der Wärmeabgabe an der Oberfläche, Prognose des Temperatur- und Festigkeitsverlaufes im Bauteil usw.).

Die Qualität von Vorgabe und Nachweis ist selbstverständlich davon abhängig, ob für die Eingangsgrößen zuverlässige Angaben zur Verfügung stehen und dazu ggf. rechtzeitig labortechnische Untersuchungen veranlasst wurden. Ein Arbeitsmittel für die Bauausführung zur Einhaltung der Vorgabe für eine größere wasserbauliche Anlage ist beispielsweise in Bild 3.38 dargestellt. Damit kann die zu erwartende Temperaturdifferenz oder die einzuhaltende Frischbetontemperatur abgeleitet werden.

3.2.6.2 Probabilistisches Nachweiskonzept

Streuungen der Eingabewerte zur Berechnung der Zwangsbeanspruchungen haben zu einer probabilistischen Rissbeurteilung geführt. Der Verlauf der Spannungen und der Festigkeitsentwicklung in Bild 3.40 würde bei deterministischer Beurteilung der jeweiligen Mittelwerte zur Schlussfolgerung führen, dass Rissicherheit vorhanden ist. Tatsächlich streuen die Zugfestigkeit und die Zwangsspannung um einen Mittelwert, so dass sich die Verteilungen der beiden Kenngrößen überschneiden.

Für das probabilistische Konzept wird das Spannungskriterium verwendet, und zwar international bevorzugt als Verhältniswert, z. B. im so genannten Thermischen Rissindex TCI (Thermal Cracking Index [3.11])

$$TCI = f_{ctm} / \sigma_{cr} \quad (3.18)$$

Ist der Wert $TCI > 1,0$ ist mit einer Rissicherheit zu rechnen, wenn auch nur mit einer gewissen Wahrscheinlichkeit. Die Anwendung ist als Beispiel in 3.39 eingetragen.

Die Anwendung des TCI ist vorschriftsgemäß für Massenbetonbauteile (Wände mit einer Dicke $h > 0,50$ m) vorgesehen, als Methodik aber allgemein geeignet und hat sich international durchgesetzt. Eine vergleichbare Vorgehensweise liegt nach [3.37] beim Index der Rissempfindlichkeit und dem Rissindex nach [3.38] vor.

Die Wahrscheinlichkeit der Rissbildung in Abhängigkeit vom Rissindex (Gleichung 3.18) ist in Bild 3.41 dargestellt (Ableitung in [3.1]). In Abhängigkeit von der Bedeutung der Trennrissicherheit für die Funktion des Bauwerkes ist ein notwendiges Sicherheitsniveau vorgegeben.

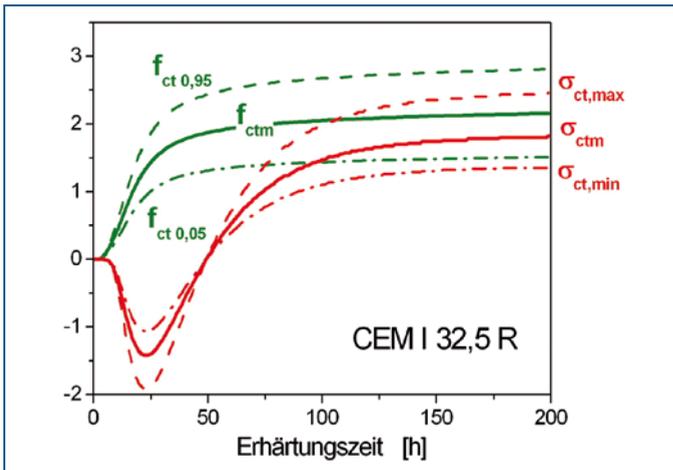


Bild 3.40 Entwicklung der Spannungen und der Zugfestigkeit mit den zugehörigen Quantilwerten.

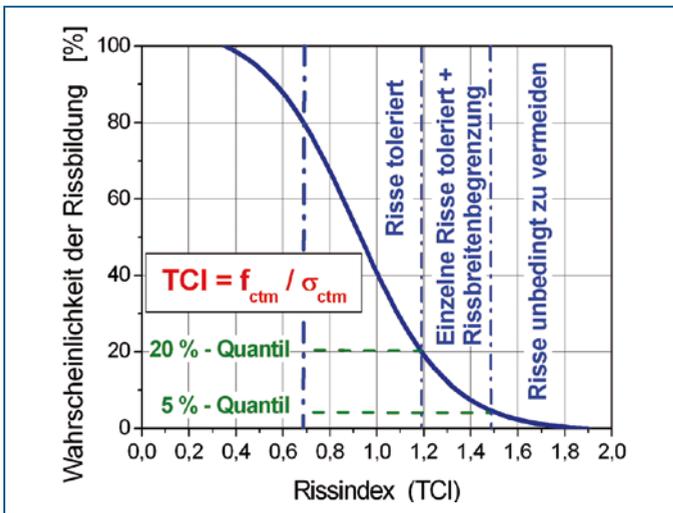


Bild 3.41 Thermal Cracking Index (TCI) und Wahrscheinlichkeit der Rissbildung nach der japanischen Norm [3.11]

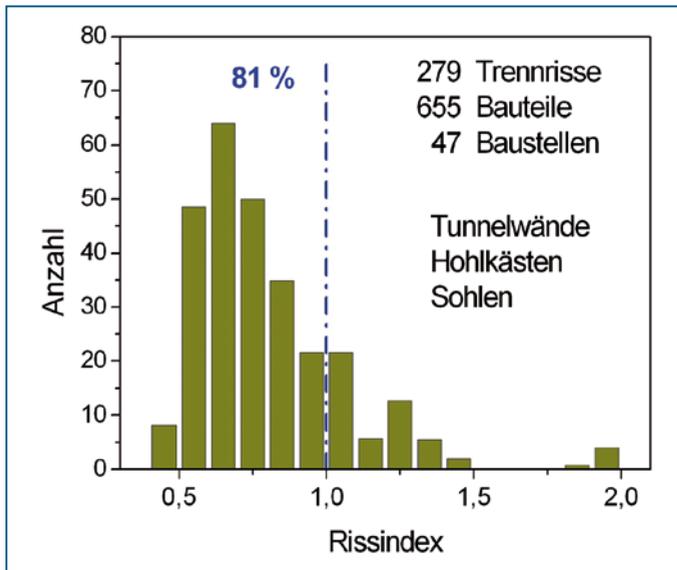


Bild 3.42 Trennrisse in Abhängigkeit vom vorhandenen Rissindex (TCI) aus [3.66]

Beim Nachweis der Dichtheit von Anlagen mit wassergefährdenden Stoffen bei Annahme rissfreier Bauteile ist $C_{cr} = f_{cte} / \sigma_{cr} = 1,25$ vorgeschrieben [3.39]. Wenn beispielsweise eine Rissbildung unbedingt zu vermeiden ist, muss der Rissindex $TCI > 1,5$ betragen. Selbst bei Vorgabe eines hohen TCI-Wertes kann nicht jeder Riss vermieden werden, wie die Auswertung in Bild 3.42 zeigt, die Trennrissgefahr wird jedoch deutlich herabgesetzt.

Flankierend zu den probabilistischen Spannungsberechnungen kann die Vorgabe von Grenztemperaturen wirkungsvoll sein, wie das Bild 3.39 gezeigt hat. Die Analyse der Risse bei der Herstellung der Øresund-Tunnelkonstruktion ergab, dass bei den erfassten Proben die Vorgabe $\Delta T_{zul} = 15$ K die Rissgefahr besser eingrenzt als der ebenfalls vorgeschriebene Rissindex $= 0,70$ (hier $1/TCI$!) allein. Durch die Bauvorgaben mit einem Rissindex ($TCI = 0,70$) und der zulässigen Temperaturdifferenz ($\Delta T = 15$ K) konnten Rissbildungen weitgehend vermieden werden.

3.3 Rissbreitenbegrenzung durch Bewehrung

Wenn die Vermeidung von Trennrissen nicht nachgewiesen werden kann, ist nach DIN 1045-11), Abschnitt 11.2 eine Bewehrung anzuordnen, die die Risskräfte aufnimmt und dabei eine Trennrissbreite wirksam begrenzt, die in Abhängigkeit von den Beanspruchungen und Umweltbedingungen festgelegt ist. Dazu ist in den oberflächennahen Bereichen der Stahlbetonbauteile eine Mindestbewehrung einzulegen. Als rissverteilende Bewehrung ist stets Betonrippenstahl zu verwenden. Die Sicherstellung einer vorgegebenen Rissbreite nimmt innerhalb der Nachweise der Gebrauchstauglichkeit der Tragwerke eine Schlüsselstellung ein.

Die Formulierung der Forderung der Norm beinhaltet auch die Tatsache, dass die Entstehung von Rissen nicht auszuschließen ist. Es ist eine aus der Erfahrung resultierende Einschätzung, dass selbst bei großer Sorgfalt in der Planung und Bauausführung Risse nicht zielsicher vermieden werden können [3.40]. Im üblichen Bereich der Stahlspannungen beträgt die Dehnung der Bewehrung 1,0 bis 1,5 ‰ und ist damit etwa 10 bis 15-fach größer als die Betonzugbruchdehnung. Diese sehr unterschiedliche Verformungsfähigkeit verursacht eine Rissbildung, die auch dann nicht zu verhindern ist, wenn eine sehr großzügig dimensionierte Bewehrung eingelegt wird. Risse sind damit eine typische, die Bauweise kennzeichnende Erscheinung [3.40].

Internationale Erfahrungen und wissenschaftliche Untersuchungen, die beispielsweise in [3.41] zusammenfassend dargestellt wurden, zeigen, dass Risse die Dauerhaftigkeit und Gebrauchstauglichkeit nicht nachteilig beeinflussen, wenn diese auf eine unschädliche Breite begrenzt und ausreichend verteilt werden.

Auf eine Mindestbewehrung darf nur verzichtet werden, wenn nachweislich keine Zwangsspannungen auftreten oder Risse unbedenklich sind (z. B. Innenbauteile im Hochbau). Wenn die Zwangsschnittgröße die Risschnittgröße nicht erreicht, darf die Bewehrung danach und nach den statischen Erfordernissen bemessen werden. In beiden Fällen sind die Unsicherheiten einer solchen Nachweisführung zu bedenken. Massige Bauteile, Bauteile sehr unterschiedlicher Dicke unter Einwirkung der Schwindvorgänge oder Wände auf bereits vorbetonierten Sohlen usw. haben immer eine gewisse Wahrscheinlichkeit, dass Rissbildungen auftreten und verlangen deshalb absichernde Maßnahmen.

Die parallel laufende Festlegung von konstruktiven oder betontechnologischen Maßnahmen zur Verminderung der Zwangsspannungen ist dabei stets sinnvoll, da die vorgegebenen Rissbreiten dann zuverlässig eingehalten und in Verbindung mit der Bemessung der Mindestbewehrung sowie den Aufwendungen für die Rissverpressung eine kostenseitige Optimierung erreicht werden kann.

3.3.1 Vorgänge bei der Rissbildung im Stahlbetonbauteil

Im Zustand I liegen im gesamten Bauteil die Betonzugspannungen unterhalb der Betonzugfestigkeit, es treten keine Dehnungsunterschiede zwischen Bewehrungsstahl und Beton auf. Bei Zunahme der Beanspruchung und lokaler Überschreitung der vorhandenen Betonzugfestigkeit ($f_{ctk,0,05} = 0,7 f_{ctm}$) entsteht ein Erstriss, an dessen Stelle der Bewehrungsstahl die gesamte Zugbeanspruchung übernimmt (Bild 3.43). Die in den Bewehrungsstahl eingeleitete Zugkraft wird durch den Verbund über eine Einleitungslänge hinweg wieder auf den Verbundquerschnitt übertragen. Am Ende dieser Verbundeinleitungslänge sind die Zugspannungen wieder gleichmäßig über den gesamten Querschnitt verteilt (Bild 3.44). Durch die Rissbildung tritt eine Entlastung mit Verminderung der Zwangskraft, aber auch eine Reduzierung der Steifigkeit ein.

Der Bewehrungsstahl, der mit dem umgebenden Beton im Verbund steht, weist eine Wirkungszone auf, die vom Verbundverhalten, vor allem von der Oberflächenbeschaffenheit abhängt. Besonders intensiv ist der Verbund bei Bewehrungsstählen mit Rippen, auf die sich der beanspruchte Beton abstützt. Deshalb ist vorgeschrieben, zur Begrenzung der Rissbreite nur Rippenstähle einzusetzen.

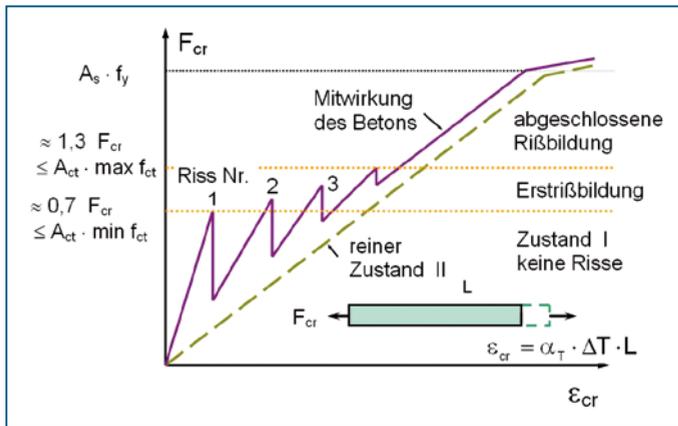


Bild 3.43 Spannung und Rissbildung bei zwanginduzierten Dehnungen im Stahlbetonzugstab (Bezeichnungen entsprechen DIN 1045-1)

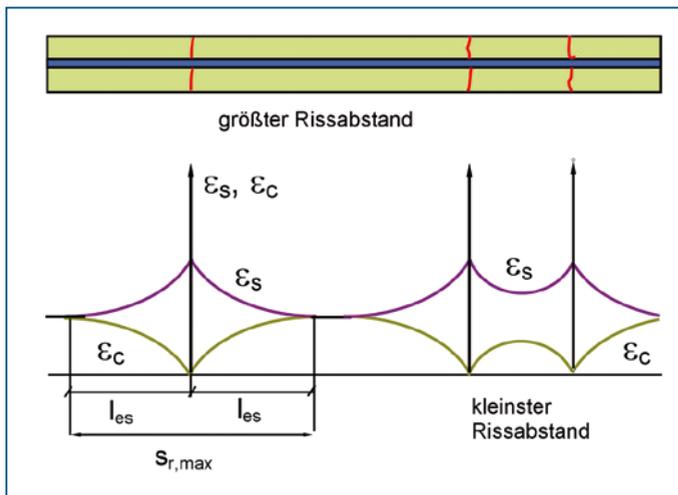


Bild 3.44 Rissabstand und Einleitungslänge bei einem Einzelriss und Übergang zur abgeschlossenen Rissbildung

Im Betonbau reicht i. Allg. dieser einzelne Riss nicht aus, um die üblichen Zwangsbeanspruchungen auszugleichen. Insofern werden durch die weiter zunehmende Belastung neue und voneinander unabhängige Einzelrisse hervorgerufen. Mit jedem Riss wird die Steifigkeit weiter verringert, so dass erneute Zwangsdehnungen unter immer flacherem Anstieg zu Spannungen führen. Sukzessive werden die Bereiche höherer Zugfestigkeit von der Rissbildung betroffen bis keine weiteren Risse entstehen und damit das Rissbild abgeschlossen ist.

Durch die fortlaufende Rissbildung wird die Zwangseinwirkung vermindert bzw. abgebaut.

Für Bauteile geringerer Dicke ist der Zustand der Einzelrissbildung charakteristisch. Die Bewehrung liegt so nahe beieinander, dass sich die Wirkungszonen berühren oder überdecken, der gesamte Betonquerschnitt ist am Rissbildungsprozess beteiligt (3.45a). Bei dickeren Bauteilen liegen die Bewehrungslagen vergleichsweise weit auseinander. Zunächst entstehen bei Erreichen der Zugfestigkeit ebenfalls durchgehende Trennrisse, so genannte Primärrisse. Am Ende der Einleitungslänge ist jedoch noch keine gleichmäßige Spannungsverteilung über den gesamten Bauteilquerschnitt vorhanden (Bild 3.45b). Wird bei weiterer Krafteinleitung die Risskraft in der Randzone überschritten, werden dort weitere Risse hervorgerufen. Am Rissbildungsprozess ist nur noch ein als wirksame Betonzugzone bezeichneter Abschnitt des Querschnittes beteiligt. Im Ergebnis stellt sich ein Rissbild ein, das aus Gruppen von Rissen in eher regelmäßigen und größeren Abständen und zugeordneten Sekundärrissen besteht. Dies wird ebenfalls als Zustand der abgeschlossenen Rissbildung bezeichnet.

Der Umfang der Rissbildung kann vereinfacht wie folgt veranschaulicht werden: Wenn die freie, ungehinderte Verformung aus dem Schwinden oder dem Temperaturengleichvorgang $\varepsilon_0 = 0,3 \text{ ‰}$ beträgt und vollständige Behinderung angenommen wird, beträgt die spannungswirksame Verkürzung des Bauteiles mit $l = 10,0 \text{ m}$

$$\Delta l = 0,4 \text{ ‰} \cdot 10000 = 4,0 \text{ mm}$$

Daraus ergibt sich mit Vorgabe von $w_k = 0,2 \text{ mm}$ die Anzahl der Risse

$$n_{cr} = 4,0 / 0,2 = 20 \text{ Risse im Abstand von } l_{cr} = 10,0 / 20 = 0,5 \text{ m.}$$

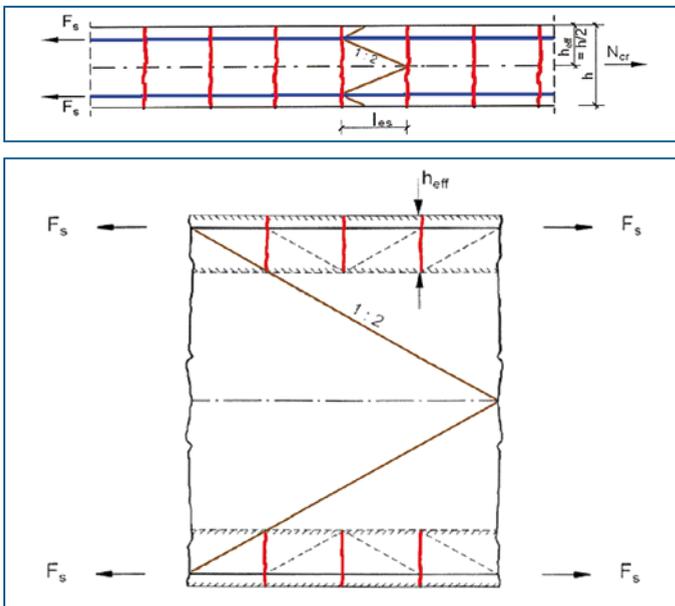


Bild 3.45 Mechanismus der Trennrissbildung (schematisch) [3.42]

- bei Bauteilen geringer Dicke
- bei dicken Bauteilen zwischen zwei Trennrissen.

3.3.2 Ermittlung der Mindestbewehrung und Nachweis der Rissbreitenbeschränkung

Die zur Rissbreitenbeschränkung erforderliche Bewehrungsfläche kann normgemäß konservativ über Grenzdurchmesser und zulässige Stahlspannungen oder unter Beachtung der Beanspruchungsbedingungen und der Rissituation ermittelt werden. Die Rissbreitenbeschränkung kann rechnerisch nachgewiesen oder vereinfacht über die vorhandene Stahlspannung und die Stahldurchmesser sichergestellt werden. Nachfolgend wird die Problematik im Überblick behandelt, eine ausführlichere Darstellung ist in [3.1] zu finden.

3.3.2.1 Bestandteile der Nachweisführung

Die wesentlichen variablen Eingangsgrößen, die die Bestandteile der Nachweisführung bilden, sind neben den geometrischen Daten die Betonzugfestigkeit zum Risszeitpunkt, die Spannungsverteilung in der Betonzugzone, der Wirkungsbereich der rissverteilenden Bewehrung und die Dauer der Zwangsbeanspruchung. Das Verbundverhalten und die Streuung der Eingabewerte sind in die angegebenen Formeln eingearbeitet. Der Elastizitätsmodul des Bewehrungstahles (nach DIN 1045-1 beträgt $E_s = 200 \text{ kN/mm}^2$) und ist in den Rissformeln enthalten. Die zu berücksichtigenden Eingangsgrößen sind:

Begrenzung der zulässigen Stahlspannungen

Bei reiner Zwangsbeanspruchung darf zwar die Streckgrenze (einheitlicher Werkstoffkennwert für alle Lieferformen $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$) erreicht werden, die zulässige Stahlspannung für die Ermittlung der Mindestbewehrung richtet sich aber nach dem Bewehrungstahldurchmesser (Tabelle 3.10). Daraus ergibt sich die Möglichkeit des vereinfachten Nachweisverfahrens nach DIN 1045-1, 11.2.3.

Betonzugfestigkeit nach normgemäßer Erhärtung

Angaben zur Zugfestigkeit des verwendeten Betons liegen in der Praxis nur in Ausnahmefällen vor. In den Regelwerken wird deshalb die Beziehung zwischen Druck- und Zugfestigkeit herangezogen (Abschnitt 2.4.4). Normgemäß ist die Bezugsbasis die Nenndruckfestigkeit des Betons (5 % – Fraktilwert) nach 28 Tagen Erhärtung (DIN 1045-1, Tabelle 9). Angenähert kann auch die mittlere Zylinderdruckfestigkeit zugrundegelegt werden:

$$\begin{aligned} f_{ctm} &= 0,30 \cdot (f_{ck})^{2/3} \\ &\approx 0,26 \cdot (f_{cm})^{2/3} \end{aligned} \quad (3.19)$$

Gemäß DIN 1045-1 kann nach der Formel die Zugfestigkeit bis zur Betonklasse C 50/60 ermittelt werden, bei höheren Druckfestigkeiten folgt die Zugfestigkeit verlangsamt.

Eigenspannungen und Vorschädigung der Betonzugfestigkeit

Im Regelwerk wird von einer gegenüber den Laborprüfungen niedrigeren Zugfestigkeit im Bauteil ausgegangen, die auf Inhomogenität des eingebauten Betons, Mikrorissbildung, Temperatureinfluss und Erhärtung unter Zwang zurückzuführen ist. Ein großer Einfluss

wird auch den Eigenspannungen zugerechnet, die sich vor allem in dickeren Bauteilen entwickeln. Die Schädigung der Randzone und Abminderung der Zugfestigkeit wird durch den Faktor k berücksichtigt, der die Risschnittgröße vermindert. In Abhängigkeit von der Bauteildicke wird angegeben:

$$\begin{aligned} k &= 0,80 && \text{bei } h \leq 0,30 \text{ m} \\ k &= 0,50 && \text{bei } h \geq 0,80 \text{ m} \quad (h = \text{kleinerer Wert von Höhe oder Breite}). \end{aligned}$$

Nach DIN 1045-1, 11.2.5 (5) dürfen Zwischenwerte durch lineare Interpolation ermittelt werden; eine andere Vorgehensweise ist dadurch nicht ausgeschlossen.

Für die Unterschiede zwischen Labor- und Bauteilfestigkeit, in die auch die Wirkung höherer Erhärtungstemperaturen eingerechnet werden kann, sollte summarisch nur eine Minderung von $k = 0,80$ angesetzt werden (vgl. dazu [3.46]). In [3.47] wird eine Verminderung auf 85 % angegeben, [3.48] schätzt den mindernden Einfluss auf 20 %.

Die Abminderung der Zugfestigkeit ist problembehaftet. In [3.49] ist nachgewiesen, dass die Mikrorissbildung nur einen vernachlässigbaren geringen Einfluss auf die Rissbreite hat; demgegenüber wird normgemäß eine deutliche Verminderung der Risschnittgröße unterstellt.

Für wasserundurchlässige Bauwerke [3.50] galt abweichend von der Regelung in DIN 1045-1, dass stets $k = 1,0$ anzunehmen ist. Dieser pauschale Ansatz wurde mit dem Hinweis auf zu hohe Bewehrungsgehalte zurückgenommen [3.6]. Die jetzt mit der DIN 1045-1 übereinstimmende Abminderung bedingt aber, dass die zum Zeitpunkt des maßgebenden Zwangs vorhandene effektive Zugfestigkeit dem tatsächlichen Erhärtungsgrad entsprechend richtig berücksichtigt wird. Es wird ausdrücklich darauf hingewiesen, dass unter ungünstigen Bedingungen (dünne Bodenplatten mit $h \leq 300$ mm, großflächige Bodenplatten mit $L > 20$ m, vollständige Behinderung u. dgl.) auf die Abminderung des k -Wertes verzichtet werden sollte.

Zugfestigkeit zum Risszeitpunkt

Wie bereits in DIN 1045 (7.88) ist die wirksame Zugfestigkeit, bei der ein Versagen infolge Zwangsbeanspruchung eintritt, die wichtigste Einflussgröße bei der Ermittlung der rissbreitenbegrenzenden Bewehrung, mit deren Festlegung eine Annahme über die zeitliche Entwicklung von Zwang und Betonzugfestigkeit im Bauteil und damit über den Risszeitpunkt getroffen wird (Bild 3.14). Nach DIN 1045-1 ist dabei von der tatsächlich im Bauteil vorhandenen Festigkeitsklasse auszugehen. Überfestigkeiten sind zu berücksichtigen.

Da eine Berechnung der Zwangsspannungen aber die Ausnahme darstellt und die zeitabhängige Entwicklung der Zugfestigkeit für den jeweiligen Beton in der Regel nicht bekannt ist, muss ein Risszeitpunkt angenommen und eine Annahme über den Festigkeitsverlauf getroffen werden. Beide Erfordernisse werden im Koeffizienten k_{zt} zusammengefasst:

$$f_{ct,eff} = k_{zt} \cdot f_{ctm} \quad (3.20)$$

Nach DIN 1045-1, Abschnitt 11.2.2, kann bei frühem Zwang davon ausgegangen werden, dass in vielen Fällen die Rissbildung in den ersten 3 – 5 Tagen nach dem Einbringen des

Betons in die Schalung eintritt. In diesem Fall darf, sofern kein genauere Nachweis erfolgt, $k_{zt} = 0,5$ gesetzt werden. Dieser genauere Nachweis ist nicht zwingend vorgeschrieben und wird deshalb nur in Ausnahmefällen durchgeführt. Falls diese Annahme getroffen wird, ist ein Hinweis in der Baubeschreibung und auf den Ausführungsplänen erforderlich. Beabsichtigt ist, dass damit rechtzeitig eine entsprechende Anforderung an den Beton gestellt wird [DIN 1045-1, Ber. 2:2005-06]. In das Merkblatt [3.40] ist eine entsprechende Formulierung aufgenommen worden. Empfohlen wird in diesem Zusammenhang die Bestellung des Betons mit einem Festigkeitsverhältnis $r = f_{cm}(2)/f_{cm}(28) \leq 0,30$ (langsame Festigkeitsentwicklung) bei sommerlichen Temperaturen bzw. $r \leq 0,50$ (mittlere Festigkeitsentwicklung) bei winterlichen Temperaturen.

Der pauschale Ansatz nach DIN 1045-1 bedeutet eigentlich, dass betontechnologische Einflüsse auf die Rissbreite rechnerisch nicht näher berücksichtigt werden (müssen). Im Umkehrschluss muss daraus abgeleitet werden, dass immer eine hinsichtlich der Rissentwicklung günstige Betontechnologie unterstellt wird. Gegenwärtig setzt sich aber die Auffassung durch, dass diese vereinfachende Annahme für den Regelfall als zu niedrig angesehen werden muss, da der hydratationsbedingte Temperaturanstieg zu einer deutlichen Beschleunigung der Festigkeitsentwicklung führt. Größere Rissweiten sind zwangsläufig die Folge.

Werden Temperatur- und Festigkeitsentwicklung berechnet, zeigt sich deutlich, wie wenig zutreffend die normgemäßen Feststellungen zum Risszeitpunkt sind. In Bild 3.46 werden zwei Bauteile mit unterschiedlicher Dicke verglichen, die aus Betonen mit verschiedenen Zementen bestehen. Innerhalb des Zeitraumes von 3 bis 5 Tagen entwickelt sich während des Temperatenausgleichsvorganges eine Temperaturdifferenz von etwa 15 K, die bei weitgehender Behinderung tatsächlich eine kritische Rissituation herbeiführen kann.

Nach [3.44] sollte deshalb bei betontechnisch ungünstigen Bedingungen mit einem Faktor $k_{zt} = 0,7$ gerechnet werden, der auch in [3.45] genannt wird. In [3.6] wird darauf hingewiesen, dass die in der Praxis verbreitete Gewohnheit, von der normgemäßen Vereinfachung auszugehen und 50 % der Zugfestigkeit des erhärteten Betons anzusetzen, zumindest bei größeren Bauteildicken überwiegend unzutreffend ist und das Ergebnis damit »grob falsch« sein kann. Deshalb ist festgelegt, dass für alle Nachweise, die für Zustände mit einem wahren Betonalter von mehr als 7 Tagen zu erbringen sind, von der vollen Zugfestigkeit des Betons auszugehen ist.

In [3.40] wird dazu weiterhin eingeschätzt, dass es in der Regel nicht möglich ist, bei einer Festigkeitsklasse $\geq C30/37$ das Festigkeitsverhältnis $r \geq 0,30$, bezogen auf die Erhärtungszeit von 28 Tagen, zu begrenzen. In diesen Fällen ist entweder die effektive Zugfestigkeit auf $f_{ct,eff} > 50\%$ des 28-Tage-Wertes anzuheben oder der Nachweis der Festigkeitsklasse für einen späteren Zeitpunkt zu vereinbaren (z. B. 56 Tage).

In [3.15] werden die tatsächlich höheren relativen Zugfestigkeiten zum wahrscheinlichen Risszeitpunkt (etwa $k_{zt} = 0,80$) mit den Festigkeitsminderungen verbunden, die durch den Unterschied zwischen Labor- und Bauteilfestigkeit und durch längere Zwangsbeanspruchung begründet sind. (etwa 0,75; siehe dazu Abschnitt 2.4.4). Daraus resultiert eine Zugfestigkeit zum Risszeitpunkt von $k_{zt} = 0,60$. Dies erscheint eine begründete Vorgehensweise zu sein, die die bekannten Einwirkungen auf die Zugfestigkeit mit einbezieht.

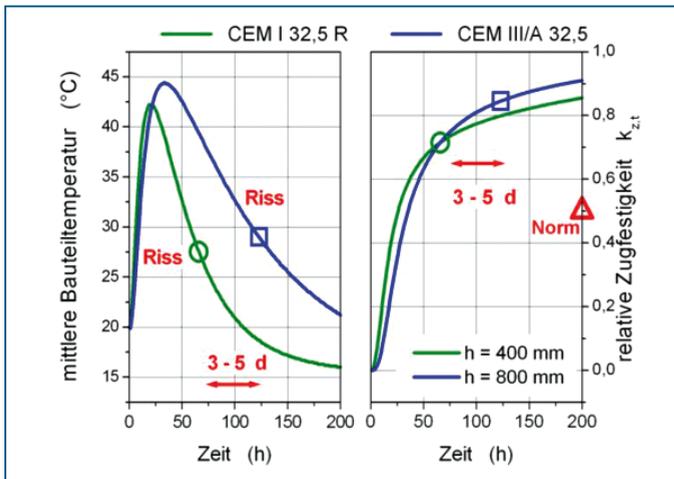


Bild 3.46 Zugfestigkeit zum Risszeitpunkt für zwei unterschiedliche Bauteildicken und Betone

Wenn der kritische Risszeitpunkt nicht mit Sicherheit innerhalb der ersten 28 Tage festgelegt werden kann, sollte nach DIN 1045-1, Abschnitt 11.2.2, mindestens eine Zugfestigkeit von 3,0 N/mm² für Normalbeton und von 2,5 N/mm² für Leichtbeton angenommen werden. Bis zur Betonfestigkeitsklasse C30/37 ist dieser Wert höher als die Angaben der DIN 1045-1, Tabelle 9, für f_{ctm} nach einer Erhärtungszeit von 28 Tagen. Die Folgen sind eine proportionale Zunahme der Bewehrungsflächen zur Einhaltung vorgeschriebener Rissweiten. Bei einem Beton C25/30 würde gegenüber der Maßgabe bei frühem Zwang mit $k_{z,t} = 0,5$ die Bewehrungsfläche auf 230 % und bei Ansatz der Normwerte (Festigkeit im Alter von 28 Tagen) auf 115 % ansteigen. Gleichzeitig wird dadurch deutlich, dass sich eine nicht ausreichende Bewehrung auf die Rissbreiten nachteilig auswirken muss.

Für den späten Zwang bei Erreichen des Endschwindmaßes oder bei Temperaturbeanspruchung bestehen keine Vorgaben hinsichtlich der maßgebenden Zugfestigkeit. Der Berechnungswert ergibt sich dann aus der Festigkeitsentwicklung unter Berücksichtigung der Nacherhärtung und der vermindernden Wirkungen der Eigenspannungen, des Dauerstandeffektes und weiterer, vorgenannter Einflüsse. Wird demgegenüber beispielsweise eine Gründungsplatte lediglich nach dem Lastfall abfließende Hydratationswärme bemessen, kann die Bewehrung bei den Beanspruchungen aus dem Schwinden unzureichend sein. Die Folge sind größere Rissbreiten.

Verteilung der Zwangsspannungen im Querschnitt vor der Rissbildung

Der Einfluss der Spannungsverteilung innerhalb der Zugzone vor der Erstrissbildung sowie die Änderung des inneren Hebelarmes beim Übergang in den Zustand II wird durch den Koeffizienten k_c berücksichtigt.

$$\begin{array}{ll} k_c = 1,0 & \text{reiner zentrischer Zwang} \\ k_c = 0,4 & \text{reiner Biegezwang} \end{array}$$

Dauer der Zwangsbeanspruchung

Bei einer andauernden Beanspruchung nimmt die Verbundsteifigkeit auf etwa 70 % ab (Verbundkriechen) und über eine dadurch vergrößerte Einleitungslänge zur Übertragung der Zugkraft in den Bewehrungsstahl nimmt die Rissbreite zu. In DIN 1045-1 ist die Wirkung der Dauerlast in die Rissformeln sowie die Tabellen eingearbeitet und normgemäß die Regel.

Nach [3.51] kann jedoch davon ausgegangen werden, dass die Zwangsbeanspruchung im jungen Alter nur kurzzeitig wirkt und ein Abbau durch Rissbildung und Betonkriechen stattfindet. Eine Modifizierung ist deshalb aus wirtschaftlichen Gründen empfehlenswert und nach DIN 1045-1 auch nicht ausgeschlossen, Hinweise werden beispielsweise in [3.51] gegeben. Wenn das Schwinden unerheblich ist und auf die Berücksichtigung der Dauerbeanspruchung verzichtet wird, würden sich die zulässigen Stahlspannungen in der Tabelle 3.10 bzw. die erforderliche Bewehrung um den Faktor 1,2 verändern.

Es wird aber gleichzeitig darauf hingewiesen, dass bei dem Verbundkriechen ähnliche innere Umlagerungen infolge Rissbildungen stattfinden können, die dann zu größeren Rissbreiten führen würden.

In [3.18] wird ebenfalls empfohlen, für den Nachweis eine Kurzzeitbelastung anzusetzen. Im Merkblatt [3.45] wird übereinstimmend darauf orientiert und auf eine dadurch mögliche Stahleinsparung hingewiesen. Inwieweit dies bei den sehr dicken Bauteilen des Wasserbaues gerechtfertigt ist, wäre näher zu untersuchen. Nach [3.52] und [3.53] wäre eine Berücksichtigung der Beanspruchungsdauer wie folgt möglich:

- Frühe Rissbildung innerhalb des normgemäßen Zeitraumes (3–5 Tage) und ohne nennenswerte Schwindverformungen, relativ kurzzeitig wirksam
 $k_D = 0,60$
- Späte Rissbildung ab einer Zeitdauer von $t > 28$ Tagen nach dem Betonieren und andauernder Belastung oder wenn ein größerer Einfluss des Schwindens nicht ausgeschlossen werden kann
 $k_D = 0,40$
- Zwischen beiden Grenzwerten könnte vermittelt werden für den Übergangsbereich zwischen 5 und 28 Tagen ohne nennenswerte Schwindverformungen $k_D = 0,50$.

Überlagerung von Last- und Zwangsbeanspruchung

Die Kombination der Beanspruchung aus Last und Zwang ist durch den teilweisen Übergang des Bauteiles in den gerissenen Zustand II schwierig und aufwendig. Nach DIN 1045-1, Abschnitt 11.2.4 (7) wird es bei üblichen Hochbauten und vergleichbaren Bauteilen wird als ausreichend angesehen, die Mindestbewehrung für den Zwang aus der Herstellung des Bauwerkes (Abfließen der Hydratationswärme, Schwinden u.ä.) und die statisch erforderliche Bewehrung aus äußeren Lasten getrennt zu ermitteln und die jeweils größere Bewehrungsfläche einzulegen. Bei gleichzeitigem Auftreten von Zwang und Last ist eine Überlagerung beider Belastungsfälle erst dann erforderlich, wenn die Zwangdehnung größer als $\varepsilon = 0,8 ‰$ ist. Die Zwangdehnungen liegen in der Regel unter diesem Grenzwert, so dass eine Überlagerung von Zwang und Last in der Regel nicht erforderlich ist.

Untersuchungen zeigen, dass diese Vereinfachung zu einem unsicheren Ergebnis führt, wenn hohe Anforderungen an die Rissbreitenbegrenzung ($w_k = 0,1-0,15 \text{ mm}$) gestellt werden. Dann sollten die maßgebenden Schnittgrößen auf der Grundlage der kombinierten Beanspruchung ermittelt werden.

3.3.2.2 Risszustand

Nach dem Berechnungsmodell der DIN 1045-1 treten nur Einzelrisse auf, wenn die in den Bewehrungsstahl eingeleitete Zugkraft F_s beim Übergang in den Zustand II kleiner ist als die Risschnittkraft in der Wirkungszone der Bewehrung F_{cr} (Sekundär-Risskraft). Da das abgeschlossene Rissbild mit einem verringerten Rissabstand und demzufolge geringerer Rissbreite verbunden ist, stellt die Bemessung nach dem Einzelriss (Erstriss) den ungünstigsten Fall dar, der normgemäß berücksichtigt werden soll. Zu bedenken ist dabei, dass selbst bei höheren Betonzugfestigkeiten eine Einzelrissebildung nur bis zum 1,3... (bzw. 1,5)-fachen einer mittleren Risschnittkraft F_s zu erwarten ist (vgl. Bild 3.43). Oberhalb wird dann zwangsläufig ein abgeschlossenes Rissbild auftreten. Die Zunahme der Rissbildungen kann auch dadurch einsetzen, dass infolge Dauerbeanspruchungen die aufnehmbare Risschnittgröße abgesenkt wird (Abschnitt 3.3.2.1 »Dauer der Zwangsbeanspruchung«).

Die Abgrenzung zwischen den Risszuständen ergibt sich aus den Bedingungen (Bild 3.47):

$$F_s = k \cdot k_c \cdot A_{ct} \cdot f_{ct,eff} \leq F_{cr} = A_{c,eff} \cdot f_{ct,eff} = \text{Einzelriss} \quad (3.21a)$$

$$F_s = k \cdot k_c \cdot A_{ct} \cdot f_{ct,eff} > F_{cr} = A_{c,eff} \cdot f_{ct,eff} = \text{abgeschlossenes Rissbild} \quad (3.21b)$$

Liegt ein abgeschlossenes Rissbild vor, müssen weitere Dehnungen zur Aufweitung der Risse führen. Insofern wäre nicht die Zwangskraft zum Zeitpunkt der Rissbildung im Beton, sondern der Zwangsspannungszustand am Ende des verformungserzeugenden Prozesses von maßgebender Bedeutung. Die Zwangskraft aus abfließender Hydratationswärme ist beispielsweise von der ab dem zweiten Nullspannungszeitpunkt bis zur Beendigung des Temperatenausgleiches sich einstellenden Temperaturdifferenz abhängig (Bild 3.9). Daraus resultiert der insgesamt vorhandene Verformungsbedarf im Bauteil, der sich in der Summe der Rissbreiten, die bis zum Abschluss des Rissbildungsvorganges im Beton entstanden und anschließend erweitert worden sind, widerspiegelt. Vergleichbares trifft auf das Erreichen des Endschwindmaßes zu. Tatsächlich werden aber die in der Regel auftretenden Höchstwerte (0,5 ‰ Dehnung bei Temperaturbeanspruchung oder Schwinden und vollständiger Dehnungsbehinderung) durch das Berechnungsmodell zur Ermittlung der rissbegrenzenden Bewehrung erfasst; oft wird ein vollständig abgeschlossenes Rissbild gar nicht erreicht. Insofern ist nur bei extremen erzwungenen Dehnungen die Verfolgung der sich einstellenden Rissbreiten erforderlich.

Dünne Bauteile weisen einen anderen Mechanismus der Rissbildung auf als solche mit größerer Dicke. Dicke Bauteile müssen deshalb nur in den Randbereichen eine Bewehrung erhalten, die eine ausreichende Rissbreitenbegrenzung gewährleistet. Es muss jedoch eine weitere Bewehrung angeordnet werden, um die sich neben den Sekundärrissen bildenden Trennrissen abzusichern. Bei diesen Primärrissen kann der Bewehrungsstahl bis zur Streckgrenze ausgenutzt werden; die größeren Rissbreiten, die im Bauteilinnern auftreten, sind

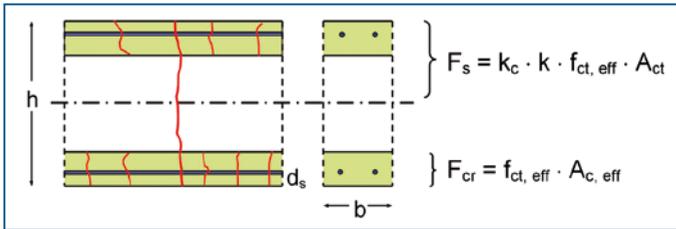


Bild 3.47 Vom Bewehrungsstahl aufzunehmende Betonzugkraft F_s und Risszugkraft F_{cr}

unschädlich. Die Dehnungen, die die breiteren Trennrisse hervorrufen, werden an der Bauteiloberfläche auf mehrere Sekundärrisse geringerer Breite verteilt.

3.3.2.3 Berechnung der Rissbreite

Die Rissbreite w ist etwa proportional zum Rissabstand s_{rm} (Bild 3.44). Bei Erstrissbildung beträgt der Rissabstand die doppelte Lasteintragungslänge, bei abgeschlossener Rissbildung ist s_{rm} der rechnerische Abstand zwischen Sekundärrissen. Im Nachweisverfahren wird der Rechenwert der Rissbreite w_k der maximalen Rissbreite w_{max} gleichgesetzt, weil für die Gebrauchstauglichkeit ein Riss maximaler Breite bedeutsamer ist, als die mittlere Breite aus mehreren Rissen. Der daraus resultierende Wert $s_{r,max}$ ist ein »Maximum« innerhalb des Modells; in Hinblick auf die streuenden Eigenschaften der Betonzugfestigkeit liegt nach [3.54] jedoch ein Mittelwert vor. Aus der Differenz der mittleren Dehnungen zwischen Stahl und Beton ($\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$) und der doppelten Einleitungslänge $2 l_e$ (= Rissabstand $s_{r,max}$) ergibt sich die rechnerische Rissbreite w_k zu

$$w_k = 2 \cdot l_e \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = s_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) \quad (3.22)$$

mit

$\epsilon_{sm}, \epsilon_{cm}$ = mittlere Stahl- bzw. Betondehnung

$s_{r,max}$ = maximaler Rissabstand (Bild 3.44)

In DIN 1045-1 wird formal nicht zwischen den Risszuständen »Einzelriss« und »abgeschlossene Rissbildung« unterschieden, durch einschränkende Bedingungen ist jedoch eine entsprechende Berücksichtigung sichergestellt [3.18], [3.56].

Der maximale Rissabstand ergibt sich für beide Risszustände zu

$$s_{r,max} = \frac{d_s}{3,6 \cdot \text{eff } \rho} \leq \frac{\sigma_s \cdot d_s}{3,6 \cdot f_{ct,eff}} \quad (3.23)$$

Der rechte Term in Gleichung 3.23 ist der obere Grenzwert (Einzelriss), der nicht überschritten werden kann. Der kleinere Zahlenwert in der Gleichung 3.23 charakterisiert demnach den maßgebenden Risszustand.

Für die Dehnungsdifferenz ($\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$) gelten bei Dauerlast

$$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = \frac{\sigma_s}{E_s} - 0,4 \cdot \frac{f_{ct,eff}}{E_s \cdot \text{eff } \rho} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \text{eff } \rho) \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (3.24)$$

Der rechte Term in der Gleichung 3.24 ist der untere Grenzwert, der nicht unterschritten werden kann. Der größere Zahlenwert ist demnach maßgebend. Bei kurzzeitiger Belastung ist im linken Term der Faktor 0,4 durch 0,6 und im rechten der Faktor 0,6 durch 0,4 zu ersetzen (siehe Abschnitt 3.3.2.1 »Dauer der Zwangsbeanspruchung«).

Dabei sind

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} \quad \text{die E-Moduli zum Risszeitpunkt} \quad (3.25)$$

$$\text{eff } \rho = A_s / A_{c,\text{eff}} \quad \text{der Bewehrungsgrad in der Wirkungszone der Bewehrung} \quad (3.26)$$

Oft wird vereinfachend gesetzt:

$$(1 + \alpha_0 \cdot \text{eff } \rho) \approx 1$$

Der Wirkungsbereich der Bewehrung $A_{c,\text{eff}}$ ergibt sich aus der effektiven Dicke h_{eff} und der Bauteilbreite b :

$$A_{c,\text{eff}} = h_{\text{eff}} \cdot b = 2,5 \cdot (h - d) \cdot b = 2,5 \cdot d_1 \cdot b \quad (3.27)$$

h = Bauteildicke; d = statische Höhe

In der effektiven Zugzonenhöhe h_{eff} soll auch die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen mit erfasst worden sein.

Der Abstand der Bewehrungsmittellage vom Bauteilrand beträgt dabei z. B. für einlagige Bewehrung:

$$d_1 = c_{\text{nom}} \cdot + d_s / 2 \quad 3.28$$

Beispiele für den Wirkungsbereich der Bewehrung sind in Bild 3.48 angegeben. Bei Bauteilen geringerer Dicke überdecken sich die Wirkungsbereiche und erfassen den gesamten Bauteilquerschnitt (vgl. dazu Bild 3.47). Nach [3.18] ist $h_{\text{eff}} = 2,5 d_1$ nur bei Bauteilen bis $h / (h - d) = 5$ berechtigt.

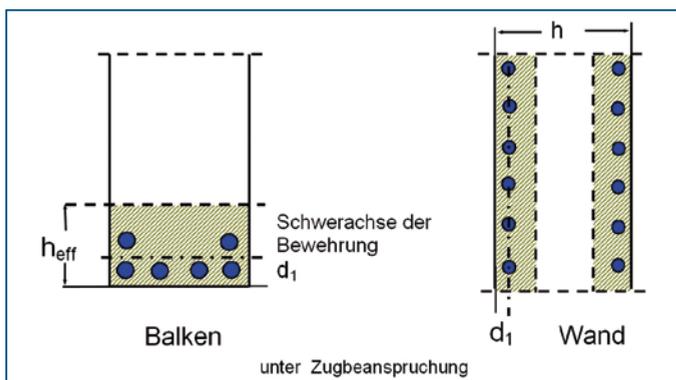


Bild 3.48 Schematische Darstellung des Wirkungsbereiches der Bewehrung (Beispiele)

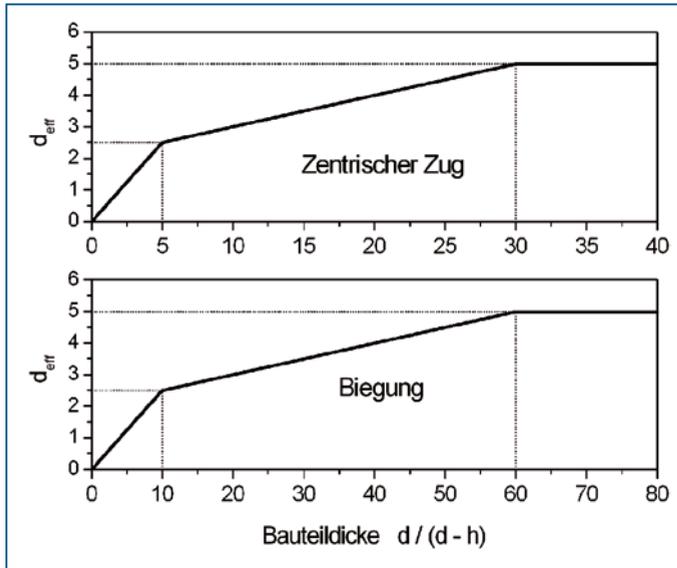


Bild 3.49 Wirkungsbereich der Bewehrung und effektive Dicke h_{eff} nach [3.18]

Bei dickeren Bauteilen ($h/(h-d) \geq 5$) und zentrischem Zug kann der Wirkungsbereich bis auf $h_{c,\text{eff}} = 5,0 \cdot d_1$ anwachsen (Bild 3.49 nach [3.18]). Die Zusammenhänge sind durch die Versuche nachgewiesen [3.57], [3.58]. Die Bewehrungsfläche wird dadurch im Regelfall größer als nach DIN 1045-1 und Gleichung 3.27.

Beispiel

Mit den Eingangsgrößen $h = 500 \text{ mm}$, $k = 0,68$, $d_s = 12 \text{ mm}$, $A_s = 11,5 \text{ cm}^2/\text{m}$, $c_{\text{nom}} = 3,5 \text{ cm}$ und $f_{\text{ct,eff}} = 1,9 \text{ N/mm}^2$, ergibt sich bei zentrischem Zwang:

$$h_{\text{eff}} = 2,5 (35 + 6) = 102,5 \text{ mm}$$

$$A_{c,\text{eff}} = 102,5 \cdot 1000 = 102\,500 \text{ mm}^2$$

$$\text{eff } \rho = 1150 / 102\,500 = 0,01122$$

$$\sigma_s = \frac{1}{2} \cdot 500 \cdot 1000 \cdot 1,9 \cdot 0,68 / 1150 = 281 \text{ N/mm}^2$$

Der maximale Rissabstand (Gleichung 3.23) beträgt:

$$s_{r,\text{max}} = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} \frac{\sigma_s \cdot d_s}{3,6 \cdot f_{\text{ct,eff}}} = \frac{281 \cdot 12}{3,6 \cdot 1,9} = 493 \text{ mm} \\ \frac{d_s}{3,6 \cdot \text{eff } \rho} = \frac{12}{3,6 \cdot 0,01122} = 297 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Da der kleinere Wert entscheidend ist, liegt ein abgeschlossenes Rissbild mit entsprechender Verkleinerung des Rissabstandes vor.

Mit den vorgenannten Zahlenwerten ergibt sich für die Dehnungsdifferenz (Gleichung 3.24):

$$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \frac{\sigma_s}{E_s} - 0,4 \cdot \frac{f_{ct,eff}}{E_s \cdot \text{eff} \rho} = \frac{281}{200 \cdot 10^3} - 0,4 \cdot \frac{1,9}{200 \cdot 10^3 \cdot 0,01122} = 0,001066 \\ 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0,6 \cdot \frac{281}{200 \cdot 10^3} = 0,000843 \end{array} \right.$$

Der größere Wert ist maßgebend (abgeschlossenes Rissbild).

Die rechnerische Rissbreite folgt damit zu

$$w_k = 297 \cdot 0,001066 = 0,317 \text{ mm.}$$

3.3.2.4 Begrenzung der Rissbreite ohne direkte Berechnung (vereinfachter Nachweis nach DIN 1045-1, 11.2.3)

Die allgemeinen Formeln zur Berechnung der Rissbreite sind durch vereinfachende Annahmen zu einem Nachweiskonzept geführt worden, das die Rissbreiten auf ein zulässiges Maß dadurch begrenzt, indem Konstruktionsregeln für die Auswahl und die Anordnung der Bewehrung eingehalten werden. In Abhängigkeit von der Stahlspannung ergeben sich Grenzdurchmesser, die bei Rissbildung infolge überwiegend indirekter Einwirkungen (Zwang) maßgebend sind (Tabelle 3.10). Der erforderliche Mindestbewehrungsquerschnitt beträgt bei zentrischem Zwang:

$$A_s = \frac{k \cdot k_c \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}}{\sigma_s} \quad (3.29)$$

A_{ct} ist die Betonquerschnittsfläche des Bauteiles, die vor dem Erstriss unter Zugbeanspruchung steht und einer Bewehrungsebene zugeordnet ist.

Die zulässige Stahlspannung im Zustand II ist vom Bewehrungstahldurchmesser abhängig und aus Tabelle 3.10 zu entnehmen. Eingearbeitet ist der Einfluss einer Dauerbelastung auf das Rissverhalten. Wird auf den Dauerstandeffekt vollständig verzichtet, kann die zulässige Stahlspannung um den Faktor 1,2 bzw. der Grenzdurchmesser d_s um den Faktor 1,5 vergrößert werden. Die zulässige Stahlspannung in Tabelle folgt der Beziehung

$$\sigma_s = \sqrt{\frac{6 \cdot w_k \cdot E_s \cdot f_{ct0}}{d_s^*}} = \sqrt{\frac{3,6 \cdot 10^6 \cdot w_k}{d_s^*}} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (3.30)$$

Da sich die Werte der Tabelle 3.10 auf einen Basiswert $f_{cteff} = 3,0 \text{ N/mm}^2 = f_{ct0}$ beziehen, muss, wenn die effektive Zugfestigkeit zum Risszeitpunkt geringer ist, der verwendete Stabdurchmesser modifiziert werden, um die Angaben in Tabelle 3.10 und Tabelle 11 verwenden zu können. Die Grenzdurchmesser dürfen weiterhin in Abhängigkeit von der Bauteildicke korrigiert werden.

Der maßgebende Stahldurchmesser d_s^* ergibt sich zu

$$d_s^* = \text{Min} \begin{cases} \text{vorh } d_s \cdot \frac{4 \cdot (h-d)}{k_c \cdot k \cdot h_t} \cdot \frac{f_{ct0}}{f_{ct,eff}} \\ \text{vorh } d_s \cdot \frac{f_{ct0}}{f_{ct,eff}} \end{cases} \quad (3.31)$$

h_t = Höhe der Zugzone für die betrachtete Stahllage im Querschnitt vor Beginn der Rissbildung (bei zentrischen Zwang $h_t = 0,5 h$)

vorh d_s = vorgesehener bzw. vorhandener Stahldurchmesser [mm]

Der zulässige Stahldurchmesser ergibt sich analog zu

$$\text{zul } d_s = d_s^* \cdot \frac{k_c \cdot k \cdot h_t}{4 \cdot (h-d)} \cdot \frac{f_{ct,eff}}{f_{ct0}} \geq d_s^* \cdot \frac{f_{ct,eff}}{f_{ct0}} \geq \text{vorh } d_s \quad (3.32)$$

Wenn beispielsweise der Durchmesser mit $d_s = 16$ mm gewählt wurde, die Höhe der Zugzone im Querschnitt vor der Erstrissbildung $h_t = h/2 = 150$ mm ist ($k = 0,8$), $c_{nom} = 40$ mm beträgt und sich damit der Achsabstand der Bewehrungslage von der Außenkante zu $(h-d) = 48$ mm ergibt, folgt bei zentrischem Zug ($k_c = 1$) und $f_{ct,eff} = 1,6$ N/mm² daraus

$$d_s^* = 16 \cdot \frac{4 \cdot 48}{1 \cdot 0,8 \cdot 150} \cdot \frac{3,0}{1,6} \geq 16 \cdot \frac{3,0}{1,6} = 48 \text{ mm} > 30 \text{ mm}$$

Die zulässige Stahlspannung ist für $d_s = 30$ mm abzulesen und ergibt für eine Vorgabe $w_k = 0,3$ mm nach Tabelle 3.11 durch Interpolation oder Gleichung 3.30 den Wert

$$\sigma_s = \sqrt{\frac{6 \cdot 0,0003 \cdot 200000 \cdot 3,0}{0,03}} = 194 \text{ N/mm}^2$$

Die Bewehrungsstahlfläche folgt daraus zu

$$A_s = 1 \cdot 0,8 \cdot 1,6 \cdot 150 \cdot 1000 \cdot 10^{-2} / 194 = 9,9 \text{ cm}^2 / \text{m je Seite}$$

Die Formeln 3.29 und 3.30 werden zum Nachweis des Grenzdurchmessers und der Stahlspannung wie folgt zusammengefasst:

$$d_s \leq \frac{6 \cdot w_k \cdot E_s \cdot f_{ct,eff}}{\sigma_s^2} \quad (3.33)$$

Mit $f_{ct,eff} = f_{ct0}$ ist die Gleichung 3.33 Grundlage der Tabelle 3.10

$$\sigma_s = \frac{k_c \cdot k \cdot A_{ct} \cdot f_{ct,eff}}{A_s} \quad (3.34)$$

Ergänzungen und weitere Erläuterungen siehe [3.1].

Beispiel:

Bei einem Bauteil mit $h = 600$ mm Dicke ($\rightarrow k = 0,62$) wurde eine Bewehrung mit $A_{si} = A_{sa} = 21,0$ cm² und einem Stabdurchmesser $d_s = 18$ mm ausgewählt.

Bei $f_{ct,eff} = 1,2$ N/mm² beträgt die Stahlspannung

$$\sigma_s = \frac{0,62 \cdot (600/2) \cdot 1000 \cdot 1,2}{21,0 \cdot 10^2} = 106 \text{ N/mm}^2$$

Bei einer Vorgabe $w_k = 0,15$ mm kann die Bedingung

$$d_s \leq \frac{6 \cdot 0,15 \cdot 200\,000 \cdot 1,2}{106^2} = 19,2 \text{ mm}$$

erfüllt werden.

Stahlspannung σ_s N/mm ²	Grenzdurchmesser der Stäbe d_s^* in mm in Abhängigkeit vom Rechenwert der Rissbreite w_k				
	0,40 mm	0,30 mm	0,20 mm	0,15 mm	0,10 mm
160	56	42	28	21	14
200	36	28	18	14	9
240	25	19	13	9	6
280	18	14	9	7	5
320	14	11	7	5	4
360	11	8	6	4	3
400	9	7	5	3	2
450	7	5	4	3	2

Grundlage der Tafelwerte ist eine Zugfestigkeit $f_{ct0} = 3,0$ N/mm². Liegt die effektive Zugfestigkeit unter diesem Wert, ist eine Korrektur nach Gleichung 3.31 vorzunehmen.

Tabelle 3.10 Grenzdurchmesser d_s^* bei Betonstählen zur Rissbreitenbegrenzung nach DIN 1045-1:2001, Abschnitt 11.2.3, Tabelle 20 (vereinfachter Nachweis). Erweiterung für $w_k = 0,15$ mm und $w_k = 0,10$ mm nach [3.67], Ergänzungen DBV-Tagung 2003 aus [1.122]

Stabdurchmesser d_s^* (mm)	Rechnerische Rissbreite w_k (mm)						
	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40
5	268	329	379	424	465		
6	245	300	346	387	424	458	
8	212	260	300	335	367	397	424
10	190	232	268	300	329	355	379
12	173	212	245	274	300	324	346
14	160	196	227	254	278	300	321
16	150	184	212	237	260	281	300
20	134	164	190	212	232	251	268
25	120	147	170	190	208	224	240
28	113	139	160	179	196	212	227
32	106	130	150	168	184	198	212
36	100	122	157	158	173	187	200

Tabelle 3.11 Stahlspannungen σ_s (N/mm²) in Abhängigkeit vom Stabdurchmesser d_s^* und der rechnerischen Rissbreite w_k

3.3.2.5 Rissbreitenbegrenzende Bewehrung bei Eigenspannungen

Sind in einem dicken Bauteil lediglich Eigenspannungen durch Erwärmung infolge Hydratation vorhanden, ist eine Bewehrung zur Aufnahme der Risskräfte vorzusehen, wenn Bedenken hinsichtlich der Dauerhaftigkeit der Randzone, späterer Rissaufweitung infolge Temperaturbeanspruchung usw. bestehen. Die sich während der Abkühlung im Innern des Bauteiles bildenden Risse können sich bei anschließender Zwangsbeanspruchung, z. B. infolge Schwinden, ausweiten und als Trennrisse in Erscheinung treten.

Die Zugspannungen in den beiden Randbereichen reichen, bei Annahme einer parabelförmigen Spannungsverteilung im Querschnitt (Bild 3.50), bis zu einer Tiefe von $h_{\text{eff}} = 1/6 h \approx 0,2 h$ bis höchstens $1/4 h \approx 0,25 h$. Aufgrund des Spannungsbildes in der Randzone beträgt der Faktor $k_c = 0,50$. Die Reduktion des Querschnittes infolge Mikrorissbildung entfällt, d. h. $k = 1$. Mit einer (kurzzeitigen) Auslastung des Bewehrungsstahles bis zur Fließgrenze ($f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$) ergibt sich je Seite

$$A_s = \frac{k_c \cdot f_{ct,eff} \cdot 0,2 \cdot h}{f_{yk}} = 0,1 \cdot \frac{f_{ct,eff} \cdot h}{f_{yk}} \quad (3.35)$$

Die effektive Zugfestigkeit zum Risszeitpunkt, d. h. am Temperaturmaximum, kann mit $0,5 f_{ctm}$ angesetzt werden.

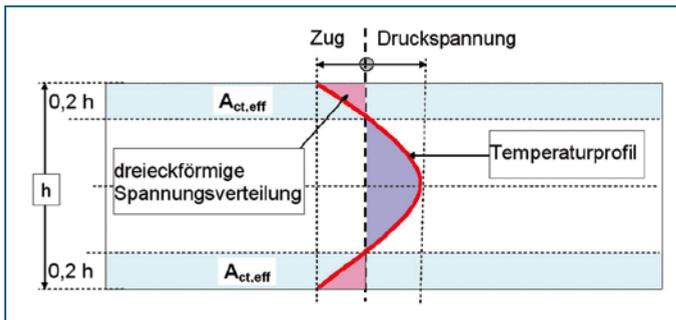


Bild 3.50 Temperaturprofil und Spannungsverteilung in der Randzone bei der Erwärmung des Bauteiles (nach [3.15])

Während der Abkühlung kehrt sich die Spannung um, im Kern treten jetzt Zugspannungen auf. Die Bewehrung ergibt sich jetzt zu

$$A_s = \frac{f_{ct,eff} \cdot 0,65 \cdot h}{f_{yk}} \quad (3.36)$$

Für die effektive Zugfestigkeit sollte die normgemäße mittlere Zugfestigkeit f_{ctm} eingesetzt werden, da das Maximum der Rissbildung nach dem Temperatenausgleichsvorgang vorhanden ist.

3.3.2.6 Ermittlung der rissbreitenbegrenzenden Bewehrung (direkte Berechnung nach DIN 1045-1, Abschnitt 11.2.4)

Bei der Ermittlung der Bewehrung wird davon ausgegangen, dass sich mit Zunahme der Bauteildicke der Mechanismus der Rissbildung verändert und deshalb normgemäß nach den Risszuständen unterschieden werden muss. Während Bauteile mit geringer Dicke im Hinblick auf die Ausbildung durchgehender Trennrisse zu bewehren sind, ist bei dickeren Bauteilen nur die Begrenzung der Rissbreiten in den Randzonen erforderlich. Dabei ist aber zu beachten, dass sich neben diesen Sekundärrissen an den Außenflächen auch Trennrisse bilden, durch die die geometrische Verträglichkeit im Querschnitt hergestellt wird. Diese Trennrisse weisen im Bauteilinnern zwar eine größere, aber unschädliche Breite auf. Die rissverursachenden Verformungen werden an der Oberfläche auf mehrere Sekundärrisse geringerer Breite verteilt.

Einzelriss

Die bei Rissbildung im Beton durch den Stahl aufzunehmende Betonzugkraft wird über die Spannungsverteilung im ungerissenen Querschnitt ermittelt. Für die Betonzugzone A_{ct} ist die Einwirkungskombination im Zustand I maßgebend, die zur Erstrissbildung führt. Bei Erstrissbildung liegt zumindest an einer Stelle des Querschnittes eine Zwangsspannung in Höhe der effektiven Betonfestigkeit vor.

$$A_{si} = A_{sa} = \sqrt{\frac{k_D \cdot F_s^2 \cdot d_s}{3,6 \cdot f_{ct,eff} \cdot E_s \cdot w_k}} \quad [\text{cm}^2/\text{m}] \text{ bzw. Bauteilbreite} \quad (3.37a)$$

Mit den in Abschnitt 3.3.2.1 genannten Beiwerten und $E_s = 200\,000 \text{ MN/m}^2$ folgt dann

$$A_{si} = A_{sa} = 9,13 \cdot \sqrt{\frac{(k \cdot k_c \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct})^2 \cdot d_s}{f_{ct,eff} \cdot w_k}} \quad (3.37b)$$

Einheiten: Maße in [m], Festigkeiten in [$\text{MN/m}^2 = \text{N/mm}^2$]

$f_{ct,eff}$ ist die wirksame Betonzugfestigkeit zum Risszeitpunkt; ohne Nachweis beträgt $f_{ct,eff} = 0,5 f_{ctm}$ der betreffenden Betonfestigkeitsklasse (Kommentar in Abschnitt 3.3.2.1 »Zugfestigkeit zum Risszeitpunkt« beachten).

A_{ct} stellt die Betonzugzone im Bauteil dar, die im ungerissenen Zustand unter Zugspannung steht und einer Bewehrungsebene zugeordnet ist.

Bei Kurzzeitbelastung ist der Wert 9,13 durch 7,45 bzw. zwischenliegend 8,17 zu ersetzen.

Abgeschlossenes Rissbild

Die erforderliche Bewehrungsfläche bei abgeschlossenem Rissbild (dicke Bauteile) resultiert bei Dauerbelastung aus den vorgenannten Gleichungen wie folgt:

$$A_{si} = A_{sa} = \sqrt{\frac{F_{cr} \cdot d_s}{3,6 \cdot f_{ct,eff} \cdot E_s \cdot w_k}} \cdot (F_s - 0,4 \cdot F_{cr}) \quad [\text{cm}^2/\text{m}] \text{ bzw. Bauteilbreite} \quad (3.38a)$$

Nach Einführung der Beiwerte ergibt sich

$$A_{si} = A_{sa} = 11,8 \cdot \sqrt{\frac{f_{ct,eff} \cdot A_{c,eff} \cdot d_s}{w_k}} \cdot (k \cdot k_c \cdot A_{ct} - 0,4 \cdot A_{c,eff}) \quad (3.38b)$$

Einheiten: Maße in [m], Festigkeiten in [$\text{MN/m}^2 = \text{N/mm}^2$]

Bei Kurzzeitbelastung ist der Wert 0,4 durch 0,6 bzw. zwischenliegend 0,5 zu ersetzen (siehe 3.3.2.1 »Dauer der Zwangsbeanspruchung«).

Rechnerische Rissbreite und Bewehrungsgrad

Unter Verwendung der Formeln 3.37 und 3.38 kann die Abhängigkeit zwischen rechnerischer Rissbreite und dem Bewehrungsgrad $\mu_s = A_s / A_{ct}$ grafisch dargestellt werden. Für den Einzerriss beispielsweise ergibt sich die Beziehung zu

$$\mu_s = \frac{A_s}{A_{ct}} = 0,0913 \cdot \sqrt{\frac{(k \cdot k_c)^2 \cdot f_{ct,eff} \cdot d_s}{w_k}} \quad [\%] \quad (3.39)$$

Einheiten: Maße in [m]; Festigkeit in [$\text{MN/m}^2 = \text{N/mm}^2$]

In Bild 3.51 ist dieser Zusammenhang mit den Eingabewerten $f_{ctm} = 3,0 \text{ N/mm}^2$; $d_s = 16 \text{ mm}$; $A_{ct} = 0,25 \text{ m}^2$ für einen Einzelriss unter Dauerlast ausgewertet worden, wenn z. B. $w_k = 0,15 \text{ mm}$ und $k_{z,t} = 0,60$ in Ansatz gebracht werden, ergibt sich dabei $\mu_s = 0,73$ und daraus die Bewehrungsfläche

$$A_s = \mu_s \cdot A_{ct} \cdot 10^2 \text{ cm}^2/\text{m} = 0,74 \cdot 0,25 \cdot 10^2 = 18,50 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ (je Bauteilseite)}$$

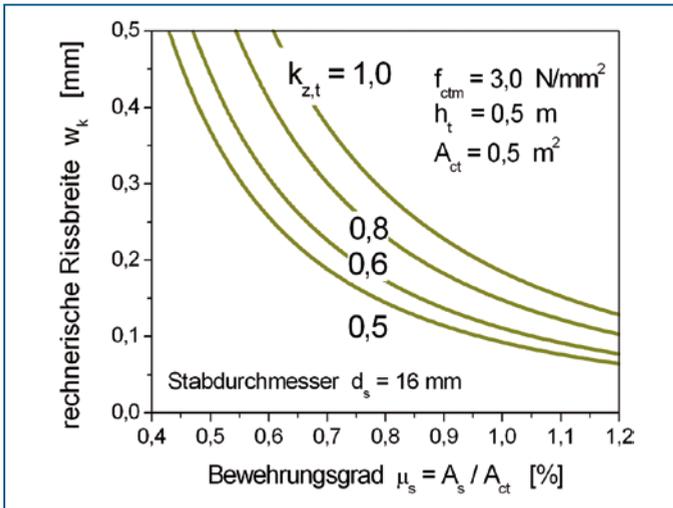


Bild 3.51 Zusammenhang zwischen Bewehrungsgrad und rechnerischer Rissbreite (Einzelriss)

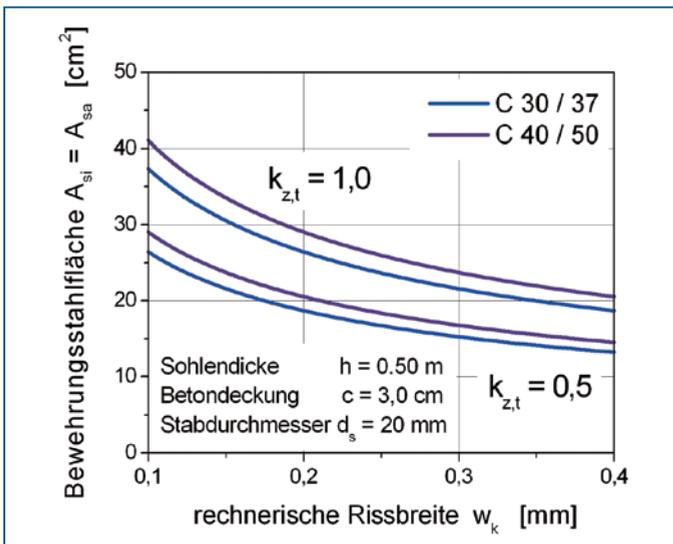


Bild 3.52 Bewehrungsstahlfläche in Abhängigkeit von der rechnerischen Rissweite für eine Sohlplatte mit 50 cm Dicke (Risszustand »Einzelriss«)

Anmerkungen zur Ermittlung des Bewehrungsstahlbedarfes

Das Berechnungsmodell stellt die rechnerische Rissbreite und den Bewehrungsstahlbedarf in eine funktionale Abhängigkeit, die einen hyperbelähnlichen Verlauf ergibt. Wie anhand von Bild 3.52 deutlich wird, steigt der Bewehrungsquerschnitt bei kleineren Rissbreiten als $w_k = 0,20$ mm unabhängig von der Bauteildicke sehr stark an. Insofern ist die Festlegung der rechnerischen Rissbreite immer im Spannungsfeld zwischen Sicherheit und Wirtschaftlichkeit zu sehen. Bei $w_k = 0,10$ mm ist die technisch sinnvolle Grenze erreicht. Eine Weiterführung ist auch aufgrund des Formelaufbaues nicht möglich.

Dagegen ist die Beziehung zwischen Rissbreite und Bewehrungseinsatz ab $w_k = 0,30$ mm nur noch unscharf bestimmt. Relativ geringfügige Veränderungen der Bewehrungsstahlfläche haben dann nicht unerhebliche Auswirkungen beim Nachweis der Einhaltung der rechnerischen Rissbreite.

Wie Bild 3.52 zeigt, ist die erforderliche Bewehrungsstahlfläche sehr wesentlich durch den Risszeitpunkt, d. h. durch den Faktor k_{ztr} , bestimmt. In diesem Beispiel hat die Entscheidung über den normgemäßen Ansatz des Risszeitpunktes oder die Annahme weitgehender Erhärtung eine größere Auswirkung als die Verringerung der rechnerischen Rissbreite um 0,1 mm, wie sie bei wasserundurchlässigen Bauwerken oft eine Rolle spielt.

Die Überfestigkeiten, in Bild 3.52 eine Festigkeitsklasse, haben vergleichsweise einen geringen Einfluss.

3.3.2.7 Nachweis der Einhaltung der rechnerischen Rissweite w_k

Der Regelfall ist die langzeitige Wirkung der Zwangsbeanspruchung.

Rissbreite beim Einzelriss

$$w_k = \frac{83,3 \cdot 10^3 \cdot (k \cdot k_c \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct})^2 \cdot d_s}{f_{ct,eff} \cdot (A_s)^2} \quad [\text{mm}] \quad (3.40)$$

Einheiten: Maße in [m]; Festigkeiten in [$\text{MN}/\text{m}^2 = \text{N}/\text{mm}^2$]; Bewehrungsfläche je Bauteilseite in [cm^2]

Bei Kurzzeitbelastung ist der Faktor 83,3 durch den Wert 55,6 zu ersetzen.

Rissbreite bei abgeschlossenem Rissbild

$$w_k = \frac{13,9 \cdot 10^4 \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{c,eff} \cdot d_s}{(A_s)^2} \cdot \left[k \cdot k_c \cdot A_{ct} - 0,4 \cdot A_{c,eff} \cdot \left(1 + \frac{A_s \cdot E_s \cdot 10^{-4}}{A_{c,eff} \cdot E_{cm}} \right) \right] \quad [\text{mm}] \quad (3.41)$$

E_{cm} = mittlerer Elastizitätsmodul des Betons (N/mm^2)

vereinfacht

$$w_k = \frac{13,9 \cdot 10^4 \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{c,eff} \cdot d_s}{(A_s)^2} \cdot (k \cdot k_c \cdot A_{ct} - 0,4 \cdot A_{c,eff}) \quad [\text{mm}] \quad (3.41a)$$

Einheiten: Maße in [m]; Festigkeiten in $[\text{MN}/\text{m}^2 = \text{N}/\text{mm}^2]$; Bewehrungsfläche je Bauteilseite in $[\text{cm}^2]$

Bei Kurzzeitbelastung ist der Faktor 0,4 durch den Wert 0,6 zu ersetzen.

3.3.2.8 Rissbreitenbegrenzung in Elementwänden und -decken

Konstruktionen aus Fertigteilen und Ortbeton weisen bei Zwangsbeanspruchungen senkrecht zu den Fertigteilfugen grundsätzlich ein anderes Rissverhalten auf als monolithische Vollquerschnitte. Die Ursache sind die Elementfugen, die Kerben und damit Querschnittschwächungen darstellen und die Rissbildung erleichtern. Hinsichtlich der Auswirkungen muss zwischen frühem und spätem Zwang unterschieden werden.

Die Hydratation wirkt sich wesentlich geringer aus, als bei Vollquerschnitten. Das Temperaturfeld ist zwar identisch, die Temperaturhöhe ist aber um etwa 50 % bis 33 % verringert. Die Beanspruchung im Fußbereich bleibt aufrechterhalten, erreicht jedoch keine kritische Größe. Die Dehnungen infolge Temperatureausgleichsvorgang und Fröhschwinden werden durch den Verbund mit den Fertigteilteilen aufgefangen, die Druckspannungen erhalten.

Anders ist die Situation in der Folge des langandauernden Trocknungsschwindens. Bereits bei relativ geringer Zwangsdehnung findet im Kernbeton der Elementwände oder im Aufbeton der Elementdecken an den Fertigteilstößen die Einzelrissbildung statt. Die Lage der Rissbildung ist vorgegeben, weil die Risslast im Verhältnis von gekerbtem zu ungekerbtem Querschnitt verringert. Bei einer Elementwand sinkt die Risslast auf etwa 65 % ab, so dass die Beanspruchungen sich dort bevorzugt auswirken.

Diese Einzelrissbildung setzt sich über alle Elementfugen hinweg fort und stellt dann ein abgeschlossenes Rissbild dar, bei dem der Rissabstand durch die Distanz zwischen den Elementfugen bestimmt wird. Weitere Dehnungen führen nicht zur Rissbildung im Verbundquerschnitt, sondern zur Aufweitung der Einzelrisse im Fugenbereich. Insofern unterscheiden sich das Rissverhalten und die Rissbilder der monolithischen und Verbundbauteile deutlich. Eine Folge ist, dass die vorgegebenen Rissbreiten nicht eingehalten werden.

Aufbauend auf den Formeln des Regelwerkes DIN 1045-1 ist in [3.68] ein Verfahren vorgeschlagen worden, den erhöhten Bewehrungsbedarf für die Rissbreitenbegrenzung in den Elementfugen ermitteln zu können.

3.3.3 Ursachen unverträglicher Rissbreiten

Auch wenn durch die Tragwerksplanung eine rissbreitenbegrenzende Bewehrung ermittelt worden ist, können nach der Herstellung der Bauteile ungewollt zu breite Risse auftreten. Die Ursachen können wie folgt zusammengefasst werden:

- unzutreffende Annahme des Risszeitpunktes bzw. der zum Risszeitpunkt vorhandenen Betonzugfestigkeit, einschließlich der Festigkeitsminderungen durch Mikrorissbildung usw.
- ungenügende Betondeckung, die bei zu hohen Verbundspannungen zu Längsrissen über der Bewehrung führen können

- unsachgemäße Bewehrungsführung ohne Berücksichtigung von Querschnittssprüngen, Öffnungen, einspringenden Ecken und anderen ungünstigen Gegebenheiten der Bauteilgestaltung, die besondere Sorgfalt bei der Anordnung der Bewehrung verlangen.
- Nichtbeachtung der konstruktiven Regeln zur Auswahl der Bewehrung (Stabstahldurchmesser, Stababstände)
- unzulängliche Erfassung der Zwangsbeanspruchung und der Rissgefahr. Falscher Ansatz, dass die Risschnittgröße nicht erreicht wird.
- mit der Tragwerksplanung nicht übereinstimmende betontechnologische Festlegungen zur Betonzusammensetzung, die die Wärmeentwicklung, Festigkeitsentwicklung und Festigkeitsklasse beeinflussen
- zusätzliche Zwangsbeanspruchungen aus ungünstiger Baudurchführung (frühzeitiges Ausschalen und plötzliche Abkühlung durch Regen oder im Winter, unzureichende Nachbehandlung und frühes Schwinden).

Darüber hinaus bestehen weitere Ursachen von Rissbildungen, wie beispielsweise unzulässige Verformungen von Schalung und Rüstung oder Überlastungen während der Erhärtung der Bauteile, die bei der Beurteilung des Rissbildes eine Rolle spielen können.

3.3.4 Regelungen zur Rissbreite

Die Rissbildung und Entwicklung einer Rissbreite ist selten für das Tragverhalten von Bedeutung, sondern vor allem für die Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit sowie den äußeren Eindruck des Bauteiles. Insofern ist die Festlegung einer vertretbaren Rissbreite eine wichtige Entscheidung in der Planungsphase des Bauwerkes, in die der Bauherr einbezogen werden muss. Nicht zuletzt beeinflusst die Wahl der Rissbreite auch die Kosten für die Stahlbetonkonstruktion.

3.3.4.1 Definition der rechnerischen Rissbreite

Als Rissbreite w_{vorh} wird im Allgemeinen der messbare Abstand zwischen den Rissufern an der Bauteiloberfläche verstanden. Dieser Wert ist für die optische Beurteilung des Bauteiles maßgebend, aber nicht für die Beurteilung der Dauerhaftigkeit, da der Rissverlauf über die Risstiefe nicht konstant und der Riss in der Wirkungszone der Bewehrungsstähe verengt ist. Daraus folgt auch, dass das Auftreten größerer Rissbreiten an den Bauteiloberflächen nicht bedeutet, dass eine entsprechende Korrosionsgefährdung des Bewehrungsstahles vorhanden ist.

Der Rechenwert der Rissbreite w_k ist normgemäß als Mittelwert über den Wirkungsbereich der Bewehrung definiert (Bild 3.53). Die an der Bauteilaußenseiten sichtbare Rissbreite ist danach immer größer als der über die Rissoberfläche gemittelte Wert. Nach [3.60] beträgt das Verhältnis von Rissbreite an der Bewehrungsstahloberfläche zu der an der Bauteilaußenfläche ab einer Stahlspannung von $\sigma_s = 50 \text{ N/mm}^2$ etwa $w_{\text{ms}}/w_{\text{mb}} = 0,40 \dots 0,60$. Da bei der Erarbeitung des Rechenmodells zur Rissbreitenbegrenzung eine Kalibrierung mit optisch gemessenen, d. h. an der Prüfkörperoberfläche erfassten Werten vorgenommen wurde, kann davon ausgegangen werden, dass bei Einhaltung der rechnerischen Rissbreite die Dauerhaftigkeit der Konstruktion sichergestellt ist.

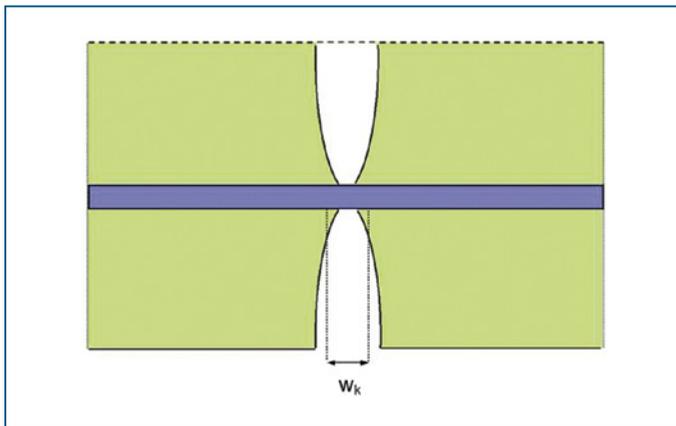


Bild 3.53 Definition des Rechenwertes der Rissbreite w_k bei zentrischem Zug und Biegung (aus [3.51])

In diesem Zusammenhang wird häufig darauf hingewiesen, dass sich die Rissbreite an der Bauteiloberfläche mit zunehmender Betondeckung vergrößert. Nach den Untersuchungen [3.61] weitet sich bei zentrischem Zug der Riss neben der Einschnürung in unmittelbarer Nähe der Bewehrungsstahloberfläche zunächst auf, behält diese Breite aber ab etwa 30 mm oberhalb der Bewehrung bis zum Bauteilrand bei. Insofern würde sich die Rissaufweitung nicht linear zur Betondeckung verhalten.

Bei biegebeanspruchten Bauteilen und Eigenspannungen an den Bauteilrändern ist demgegenüber eine keilförmige Gestalt des Rissverlaufes vorhanden.

Der Rechenwert der Rissbreite w_k ist in DIN 1045-1 weiterhin der maximalen Rissbreite w_{\max} gleichgesetzt, da für die Gebrauchstauglichkeit des Betonbauteiles ein Riss mit maximaler Breite w_{\max} von größerer Bedeutung ist als die mittlere Breite aller Risse [3.51]. Dabei ist zu bedenken, dass der Rissbildungsprozess und die entstehende Rissbreite von vielen streuenden Einflussgrößen abhängt und deshalb der Rechenwert w_k nur einen wahrscheinlichen Wert möglicher maximaler Rissbreiten darstellt. Schlussfolgerung ist, dass am Bauwerk auch größere Rissbreiten als der Rechenwert w_k auftreten können.

Die Rissbreite streut nicht nur von Riss zu Riss, sondern variiert auch im Verlauf eines Risses. Diese Feststellungen haben dazu geführt, den Rechenwert w_k als mittleren Maximalwert der Rissbreite zu definieren. Wenn sich der Riss in einem Bereich übereinstimmender Dehnung befindet, kann jedoch die Rissbreite nicht ständig wechseln; die Ursache ist eher in einer mangelhaften Erkennbarkeit der Rissflanken, Rissverästelungen u. dgl. zu suchen. Nur wenn sich die Dehnung entlang des Risses tatsächlich ändert, wie beispielsweise durch eine wechselnde Behinderung, kann dies auch bei der Rissbreite unterstellt werden. Insofern wäre der messbare Maximalwert der Rissbreite als maßgebend anzusehen.

Das Rechenmodell und die streuenden Eingangsgrößen führen dazu, dass eine vorgegebene rechnerische Rissbreite nur mit einer gewissen Wahrscheinlichkeit eingehalten werden kann. Wie bereits in den Kommentaren zu DIN 1045 (07.88) erwähnt, wird darin kein Problem für die Dauerhaftigkeit gesehen [3.62]. In Bild 3.54 sind verfügbare, expe-

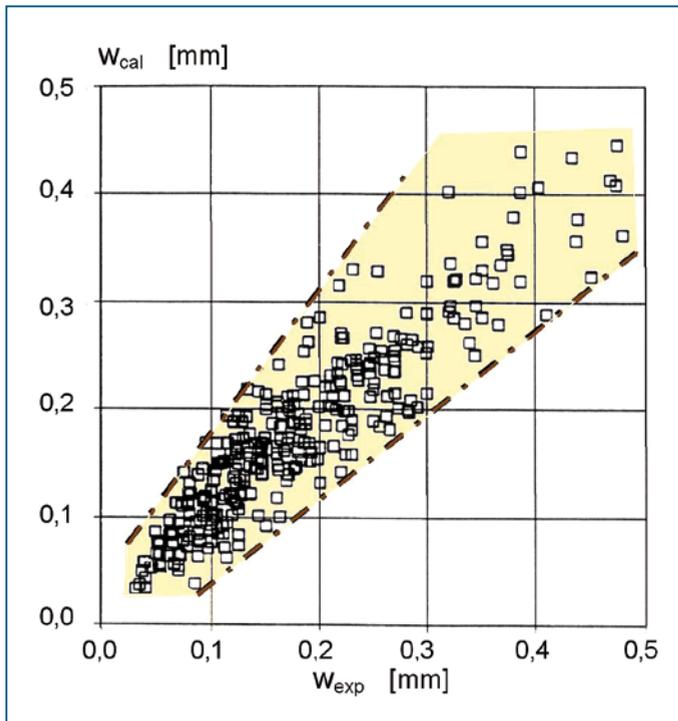


Bild 3.54 Vergleich zwischen der mittleren experimentell festgestellten und nach dem Modell in DIN 1045-1 rechnerisch ermittelten Rissbreite (Versuchsdaten aus der Literatur, geprüft und zusammengestellt von [3.18])

rimentell abgesicherte Datensätze einer Überprüfung mit dem Rechenmodell unterzogen worden, das jetzt Grundlage der DIN 1045-1 ist. Trotz nicht unerheblicher Verbesserungen gegenüber anderen Risstheorien ist eine Ungenauigkeit vorhanden, die auch aus den notwendigen Vereinfachungen resultiert.

Wie [3.54] dargestellt hat, kann das Rechenmodell nach DIN 1045-1 die Rissbreiten von $w_k = 0,40$ mm mit einer Wahrscheinlichkeit von etwa 95 % einhalten, eine Rissbreite von $w_k = 0,2$ bis 0,3 mm mit 80–90 % sicherstellen und eine Rissbreite von $w_k = 0,1$ mm nur noch mit etwa 70 %. Durch einen Vorhaltefaktor von 1,2 zum Rechenwert der Rissbreite könnte bei Rissbreiten $w_k \geq 0,2$ mm die Wahrscheinlichkeit sinnvoll in den Bereich von 95 % verschoben werden. Für kleinere Rissbreiten ist diese Vorgehensweise nicht zielführend, da sich keine Verbesserung ergibt, aber unwirtschaftlich große Mindestbewehrungen entstehen.

Für die Vertragsgestaltung der Bauleistungen ist zu beachten, dass eine genaue Vorausberechnung der sich einstellenden Rissbreiten nicht möglich ist und Überschreitungen auftreten können. Festlegungen über nicht zu überschreitende maximale Rissbreiten sind demnach unzweckmäßig. Wie bereits erwähnt, ist nach bisheriger Auffassung eine strikte Einhaltung der Grenzwerte auch nicht nötig [3.62].

3.3.4.2 Messung von Rissbreiten

Die Feststellung der vorhandenen Rissbreite am Bauwerk erfolgt in der Regel mit dem Linienstärkenmaßstab (Bild 3.55). Das Ergebnis ist zwangsläufig ungenau, da die Zuordnung von Rissbreite zu Linienstärke nicht eindeutig vorgenommen werden kann. Besser geeignet ist eine Messlupe mit Skalierung.

Eine weitere Möglichkeit bietet die fotografische Aufnahme und deren Vergrößerung mit anschließender Auswertung oder Einsatz der Bildverarbeitungsmethoden bei digitaler Erfassung.

Wenn die Rissbildung im Rahmen experimenteller Untersuchungen im Labor simuliert oder provoziert wird, können zur Erfassung der Rissbreite Setzdehnungsmesser, Messuhren und induktiven Wegaufnehmer eingesetzt werden. An Prüfkörpern werden die Rissbildungen auch mit digitaler Fototechnik in Verbindung mit digitaler Bildauswertung und der Verlauf mit der Laser-Speckle-Fotografie verfolgt.

Die mit Messuhren und Setzdehnungsmessern erhaltenen Messwerte sind nach [3.63] und [3.61] im Mittel etwa 50 % größer als die mit den optischen Verfahren festgestellten Rissbreiten. Aufgrund dieses Unterschiedes in der Messmethodik sollten die Ergebnisse gegenüber der optischen Erfassung abgrenzend als Rissuferverschiebungen bezeichnet werden [3.64].

Auswirkungen auf die Dauerhaftigkeit resultieren aus diesen Differenzen nicht, da die Rechenwerte der Rissbreite und deren Grenzwerte zur Gewährleistung der Dauerhaftigkeit auf übereinstimmender Basis der Messwerterfassung experimentell abgesichert sind.

Problematisch ist der Unterschied aber dann, wenn zur Gewährleistung der Gebrauchstauglichkeit den rechnerischen Rissbreiten die im Labor ermittelten Grenzwerte gegenübergestellt werden. Nach [3.64] ist dies der Fall bei der Übertragung der Versuchsergebnisse [3.65] über die Selbstdichtung bei wasserundurchlässigen Bauwerken. Die Untersuchungen [3.65] wurden mit einer sehr genau einstellbaren Rissbreiteneinrichtung durchgeführt (Kontrolle der parallelen Verschiebung der Rissufer durch Messuhren mit



Bild 3.55 Im Rissverlauf wechselnde Rissbreite, Ermittlung der Rissbreite mit dem Linienstärkenmaßstab

einer Genauigkeit von 1/100 mm). Die empfohlenen Werte in [3.50] basieren auf dieser so definierten Rissbreite und versprechen im Vergleich zur rechnerischen Rissbreite etwas zu günstige Selbstheilungschancen. In [3.64] wird deshalb vorgeschlagen, die auf vorgenannte Weise ermittelten Grenzwerte zu verringern.

Die im Bauwerk vorhandenen Risse verhalten sich nach dem Temperatenausgleichsvorgang nicht selten dynamisch und weisen Rissbreitenänderungen auf. Beispielsweise werden durch den Jahresgang der Lufttemperatur Längenänderungen hervorgerufen, die sich bevorzugt in den vorhandenen Rissen auswirken. Die Erfassung der Rissbreitenänderungen bildet die Grundlage der Auswahl des Beschichtungssystems. Aufschluss darüber, ob Bewegungen in Abschnitten des Rissverlaufes stattfinden, können Gipsmarken geben. Veränderungen der Rissufer sind durch wiederholte Messungen in Zeitabständen mit dem Linienstärkenmaßstab, Setzdehnungsmessern, Messuhren und durch hochauflösende digitale Fotos von markierten Rissbereichen nachweisbar. Die zum Teil über einen längeren Zeitraum laufenden Beobachtungen am Bauwerk können kontinuierlich mit Rissmonitoren bzw. Rissensoren mit Datenlogger durchgeführt werden.

3.3.4.3 Auswertung der Rissbreiten am Bauwerk

Bei der Auswertung nach [3.40] wird von der Definition des Rechenwertes der Rissbreite als Mittelwert ausgegangen. Das Annahmekriterium bildet die statistische Auswertung der Messdaten und der Vergleich mit dem zulässigen Grenzwert in Abhängigkeit von der rechnerischen Rissbreite (Beispiel in Tabelle 3.12).

Da variierende Rissbreite entlang des Risses vorhanden ist, muss die Messung an mehreren und in möglichst gleichmäßigen Abständen vorgenommen werden. Das Bauteil ist in Messflächen zu unterteilen; vergleichbare Messflächen dürfen gemeinsam ausgewertet werden. Betonierabschnitte können als zusammengehörige Messflächen betrachtet werden.

Die Protokollierung beinhaltet neben den Messwerten die Angaben zu den Witterungsverhältnissen (Lufttemperatur, Sonneneinstrahlung usw.), der Bauteilbeschaffenheit (Sauberkeit und Erfassbarkeit der Werte, Temperatur an der Oberfläche), Rissart, Messabstände und Skizzierung des Rissverlaufes.

Nach [3.40] gelten aufgrund der Leistungsfähigkeit der Rissformeln in DIN 1045-1 folgende Überschreitungen als Annahmekriterium:

$$w_k = 0,40 \text{ mm} \rightarrow \text{max. 5 \% Überschreitungen}$$

$$w_k = 0,30 \text{ mm} \rightarrow \text{max. 10 \% Überschreitungen}$$

$$w_k = 0,20 \text{ mm} \rightarrow \text{max. 20 \% Überschreitungen}$$

Ein Wert für $w_k = 0,10 \text{ mm}$ ist nicht angegeben, dürfte unter Beachtung von [3.54] aber bei etwa 30 % liegen.

Das in [3.40] angegebene Beispiel wurde gekürzt in Tabelle 3.12 übernommen. Da anstelle der dort ausgewerteten vier Risse (Überschreitung $6,25 \% < 10 \%$) nur die ersten beiden übernommen worden sind, werden hier die Bedingungen mit einer Überschreitung $> 10 \%$ nicht erfüllt. Diese Problematik der Auswertung ist zu beachten.

Messwertaufnahme			Auswertung		
Ordinate [m]	Riss 1 [mm]	Riss 2 [mm]	Rissbreite [mm]	Anzahl	Quantil
+ 1,00	0,10	0,20			
+ 0,90	0,05	0,15	0,05	1	
+ 0,80	x	0,20	0,10	1	
+ 0,70	x	x	0,15	1	
+ 0,60	0,20	x	0,20	5	
+ 0,50	0,25	0,35	0,25	4	
+ 0,40	0,20	0,35	0,30	2	
+ 0,30	0,20	0,30			
+ 0,20	0,25	0,25	0,35	2	= 12,5 % > 10 %
+ 0,10	0,30	0,25			

(x = Rissufer ausgebrochen, Messwerte nicht aufnehmbar)

Tabelle 3.12 Beispiel für die Messwertaufnahme und Auswertung von zwei Rissen einer Messfläche. (Auszug aus einem Beispiel in [3.40])

Es wird in [3.40] ausdrücklich darauf hingewiesen, dass die Ergebnisse der Auswertung zusätzlich mit Ingenieurverstand zu bewerten sind. Dazu gehört auch die maximale Überschreitung einzelner Messwerte. In Bezug auf die Dauerhaftigkeit sollte der Einzelwert bei Betonstahlbewehrung 0,5 mm und bei Spannstahlbewehrung 0,3 mm nicht überschreiten.

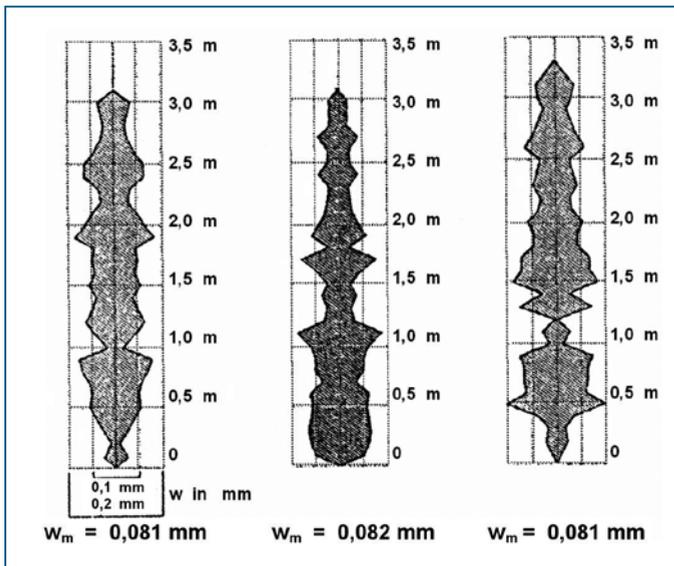


Bild 3.56 Vertikale Trennrisse in einem Wasserbehälter
Ausgewertete Konstruktionshöhe: 3,50 m [3.65]

Wie notwendig die sachkundige Auswertung sein kann, zeigt sich am Beispiel eines Wasserbehälters (Bild 3.6). Die bei Wasserfüllung festgestellten vertikalen Trennrisse wurden in Abständen von 10 cm mit der Messlupe erfasst. Die Rissbreiten streuten zwischen 0 und 0,2 mm und lagen im Mittel zwischen 0,081 und 0,082 mm. Der geschätzte Rechenwert der Rissbreite betrug mit den Angaben über $w_{\max}/w_m \approx 1,42$ [3.18] damit etwa $w_k = 0,12$ mm und bewegte sich innerhalb der Vorgaben der Richtlinie für wasserundurchlässige Bauwerke mit $w_k = 0,10$ mm (Wandknick mit $h_w/h_b = 18$) und $w_k = 0,15$ mm (Wandfuß mit $h_w/h_b = 12$). Die erwartete Selbstdichtung trat nicht ein, der Wasserbehälter war undicht.

Eine Schlussfolgerung ist, wie bereits in Abschnitt 3.3.4.1 erwähnt, dass für die Beurteilung der Gebrauchstauglichkeit die größte Rissbreite maßgebend ist und nicht der Mittelwert. Wenn die hydraulischen Gradienten und Durchflussbedingungen als identisch unterstellt werden, beträgt die tatsächliche Durchflussmenge etwa das 5-fache gegenüber derjenigen bei vorgenanntem Fraktilwert.

3.4 Literatur

- [3.1] Röhling, S.: Zwangsspannungen infolge Hydratationswärme, 2., erw. Auflage. Verlag Bau + Technik, Düsseldorf, 2009.
- [3.2] Wesche, K.: Baustoffkennwerte zur Berechnung von Temperaturfeldern in Betonbauteilen. Festschrift Prof. Riessauw, Genf, 1982.
- [3.3] Verein Deutscher Zementwerke: Zement-Taschenbuch, 51. Ausgabe. Verlag Bau + Technik, Düsseldorf, 2008.
- [3.4] Freiesleben Hansen, P.; Pedersen, E.: Curing of concrete structures. Danish Concrete and Structural Research Institute, Lyngby, 1984.
- [3.5] Maßnahmen zur Verminderung der Zwangsbeanspruchungen infolge Hydratationswärme. Empfehlungen des AK Zwangsspannungen des Verbandes Deutscher Betoningenieure. Report 12, verfasst von S. Röhling. Düsseldorf, 2005.
- [3.6] Erläuterungen zur DAfStb-Richtlinie Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 555. Beuth Verlag, Berlin, 2006.
- [3.7] Röhling, S.: Zur Ermittlung der rissbreitenbeschränkenden Bewehrung bei Zwang in erhärtenden Betonbauteilen. Beton- und Stahlbetonbau 100 (2005) H. 10, S. 880–885.
- [3.8] Eckfeldt, L.: Der Fraktilwert von Rissbreitenberechnungsmodellen. 1. Dresdner Probabilistik-Symposium – Sicherheit und Risiko im Bauwesen. TU Dresden, Eigenverlag, 2003.
- [3.9] Fingerloos, F.: Hinweise für die Konstruktion und Bemessung gebrauchstauglicher Weißer Wannen für gehobene Ansprüche. Fachseminar – Trockene Bauwerke aus wasserundurchlässigem Beton. Verlag Bau + Technik, Düsseldorf, 2006.
- [3.10] Nietner, L.; Schmidt, D.: Temperatur- und Festigkeitsmodellierungen durch Praxiswerkzeuge. Beton- und Stahlbetonbau 98 (2003), H. 12, S. 738–746.
- [3.11] Japan Society of Civil Engineers (JSCE): Standard Specification for Design and Construction of Concrete Structures, Part 2 (Construction), Ausgabe 1986.
- [3.12] Krauß, M.: Probabilistisches Nachweiskonzept zur Kontrolle früher Trennrisse in massigen Betonbauteilen. Dissertation, TU Braunschweig, 2004.

- [3.13] Wischers, G.: Betontechnische und konstruktive Maßnahmen gegen Temperaturrisse in massigen Bauteilen. Fortschritte des Betonbaues, H. 7. Beton-Verlag, Düsseldorf, 1964.
- [3.14] Lohmeyer, G.: Weiße Wannen – einfach und sicher. 9. Auflage, Verlag Bau + Technik, Düsseldorf, 2009.
- [3.15] Bamforth, P.B.: Early-age thermal crack control in concrete. CIRIA, London, 2007.
- [3.16] Bathe, K.-H.: Finite-Elemente-Methoden. Springer-Verlag, Berlin, 1990.
- [3.17] Huckfeldt, J.: Thermomechanik hydratisierenden Betons – Theorie, Numerik und Anwendung. Dissertation, TU Braunschweig, 1993.
- [3.18] König, G.; Tue, N.V.: Grundlagen und Bemessungshilfen für die Rissbreitenbeschränkung im Stahlbeton und Spannbeton. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 466. Beuth Verlag, Berlin, 1996.
- [3.19] Vinkeloe, R.; Weber, R.: Ermittlung der Temperatur des frischen und des erhärtenden Betons. Beton-Informationen (1986), Heft 5, S. 47–52.
- [3.20] Basalla, A.: Die Wärmeentwicklung im Beton. In: Zement-Taschenbuch 1964/65, S. 275–304. Bauverlag, Wiesbaden, 1963.
- [3.21] Derflinger, F.: Grundlagen der Bemessung von Fundamentplatten für die Eigen- und Zwangsspannungen im Hinblick auf die Beschränkung der Stahlspannung und der Reißbreite. Forschungsbericht 1103, TU München, 1982.
- [3.22] Aufleger, M.: Verteilte faseroptische Temperaturmessungen im Wasserbau. Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Nr. 89, München, 2000.
- [3.23] Staffa, M.: Vermeidung von Hydratationsrissen in Stahlbetonwänden. Technische Universität Berlin, Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau, Heft 17. Berlin, 1993.
- [3.24] Nilsson, M.; Jonasson, J.; Wallin, K. et al.: Crack Prevention in Walls and Slabs – The Influence of Restraint. In: Innovation in Concrete Structures: Design and Construction. Proc. of the Internat. Conf. 8–10 September 1999, Dundee, pp. 461–471.
- [3.25] Leonhardt, F.: Zur Behandlung von Rissen im Beton in den deutschen Vorschriften. Beton- und Stahlbetonbau (1985) H. 7; S. 179–184 und H. 8, S. 209–215.
- [3.26] Anson, M.; Rowlinson, P.M.: Early-age strain and temperature measurements in concrete tank walls. Magazine of Concrete Research 40 (1988) No. 145, pp. 216–226.
- [3.27] Springenschmid, R.: Entwicklung eines Gerätes zum Messen von Zwang- und Eigenspannungen in erhärtenden Betonbauteilen. Bauingenieur 1998, Heft 4 und Jahresmitteilungen 1997 des Baustoffinstitutes der TU München.
- [3.28] Bundesanstalt für Wasserbau: Tätigkeitsbericht 2002.
- [3.29] Plannerer, M.: Temperaturspannungen in Betonbauteilen während der Erhärtung. Dissertation, TU München, 1998.
- [3.30] Inaudi, D. et al.: Lessons learned in the use of fiber optic sensor for civil structural monitoring. Proc. 6th Intern. Workshop on Material Properties and Design, Present and Future of Health Monitoring, Bauhaus University Weimar, Sept. 2000, 79–92.
- [3.31] Moser, D.E.: Temperature and Strain Measurements in RCC Dams Using Fibre Optic Instrumentation.
- [3.32] Hoepfner, R. et al.: Performance of Distributed and Single Point Systems for Crack Detection in Concrete Dams.
- [3.33] Fleischer, W.: Zum Nachweis von Eigenspannungen im Beton. Baustoffe, Festschrift Prof. Springenschmid, S. 130–145, TU München, 1989.

- [3.34] Koch, H.-J.; Lutze, D.: Sonderbeton für Fundamentplatten. *Beton* (1995) H. 4, S. 227–233.
- [3.35] Meng, B.; Wiens, U.: Wirkung von Puzzolanen bei extrem hoher Dosierung. 13. Int. Baustofftagung (ibausil), Bauhaus-Universität Weimar. September 1997. Tagungsbericht, Band 1, S. 0175–0186.
- [3.36] Lykke, S.; Skotting, E.; kJaer, U.: Prediction and Control of Early-Age Cracking. Experiences from the Øresund Tunnel. *Concrete International* Sept. 2000, pp. 63–65.
- [3.37] HETEK: Control of Early Age Cracking of Concrete – Guidelines. The Danish Road Directorate. Report No. 120, 1997.
- [3.38] Rostasy, F.S.; Krauß, M.; Gutsch, A.: Spannungsberechnung und Risskriterien für jungen Beton – Methoden des IBMB –. Schriftenreihe des IBMB, Heft 156, TU Braunschweig, 2001.
- [3.39] Betonbau beim Umgang mit wassergefährdenden Stoffen. Teil 1: Grundlagen und Bemessung unbeschichteter Betonbauteile. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Ausgabe Oktober 2004.
- [3.40] DBV-Merkblatt: Begrenzung der Rissbildung im Stahlbeton- und Spannbetonbau. Deutscher Beton und Bautechnik-Verein, Berlin, 2006.
- [3.41] Schießl, P.: Einfluss von Rissen auf die Dauerhaftigkeit von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 370. Beuth Verlag, Berlin, 1986.
- [3.42] Maurer, R.: Neuausgabe DIN 1045-1: Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten bei dicken Bauteilen infolge Zwang. In: Weiterbildung Tragwerksplaner Massivbau. Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein, Heft 14.
- [3.43] Fastabend, M.; Doering, N.; Schücker, B.: Konstruktionserfahrungen mit ausgedehnten Weißen Wannen. *Beton- und Stahlbetonbau* 101 (2006), H. 7, S. 479–489.
- [3.44] Eierle, B.; Schikora, K.: Zwang und Rißbildung infolge Hydratationswärme – Grundlagen, Berechnungsmodelle und Tragverhalten. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 512. Beuth Verlag, Berlin, 2000.
- [3.45] Bundesanstalt für Wasserbau: Rissbreitenbeschränkung für frühen Zwang in massiven Wasserbauwerken (TEB Früher Zwang), Karlsruhe, 2002, rev. Ausgabe September 2004.
- [3.46] König, G.; Puche, M.: Zur Rissbreitenbeschränkung und Mindestbewehrung bei Eigenspannungen und Zwang. *Bauingenieur* 66 (1991), S. 149–156.
- [3.47] Onken, P.; Rostasy, F.S.: Wirksame Betonzugfestigkeit im Bauwerk bei früh einsetzendem Temperaturzwang. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, H. 449. Beuth Verlag, Berlin, 1995.
- [3.48] Henning, W.: Zwangrißbildung und Bewehrung von Stahlbetonwänden auf steifen Unterbauten. Dissertation, TU Braunschweig, 1987.
- [3.49] Puche, M.: Rissbreitenbeschränkung und Mindestbewehrung bei Eigenspannungen und Zwang. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 396. Beuth Verlag, Berlin, 1988.
- [3.50] DAFStb-Richtlinie Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton (WU-Richtlinie). Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Ausgabe November 2003.
- [3.51] Curbach, M.; Tue, N.; Eckfeldt, L.; Speck, K.: Zum Nachweis der Rißbreitenbeschränkung gemäß DIN 1045-1. In: Erläuterungen zu DIN 1045-1. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 525. Beuth Verlag, Berlin, 2003.
- [3.52] Eckfeldt, L.; Curbach, M.: The Mirrored Quantile of Calculated Crack Widths – Excerpt from the Presented Opinion in an Extensive Discussion (summarized overheads). Wien, 2003.
- [3.53] Eckfeldt, L.: Faltblatt »Rißbreitenbeschränkung und Mindestbewehrung«. TU Dresden, August 2004.

- [3.54] Eckfeldt, L.: Der Fraktilwert von Rissbreitenberechnungsmodellen (und anderen Mysterien). Tagungsband zum 1. Dresdner Probabilistik-Symposium 2003, aktualisierte Fassung 2004, S. 139–188.
- [3.55] Gebhard, P.: Direkte Berechnung der Rissbreite und Mindestbewehrung für Zwang nach DIN 1045-1. Beton- und Stahlbetonbau 98 (2003) H. 11, S. 661–667.
- [3.56] Tue, N.V.; Pierson, R.: Ermittlung der Rißbreite und Nachweiskonzept nach DIN 1045-1. Beton- und Stahlbetonbau 96 (2001) H. 5, S. 365–372.
- [3.57] Bergner, H.: Rissbreitenbeschränkung zwangbeanspruchter Bauteile aus hochfestem Normalbeton. Dissertation, TH Darmstadt, 1994.
- [3.58] Helmus, M.: Mindestbewehrung zwangbeanspruchter dicker Stahlbetonbauteile. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 412. Beuth Verlag, Berlin, 1990.
- [3.59] Fingerloos, F.: Berechnung und Beurteilung von Rissen in Stahlbeton nach den neuen Regelwerken. DBV-Regionalgruppentagung »Bauausführung«. 2004. DBV-Heft Nr. 8, S. 1–1 bis 1–15.
- [3.60] Yannopoulos, P.J.: Variation of concrete crack widths through the concrete cover to reinforcement. Magazine of Concrete Research 41 (1989) No. 147, pp. 63–68.
- [3.61] Ripphausen, B.: Untersuchungen zur Wasserdurchlässigkeit und Sanierung von Stahlbetonbauteilen mit Trennrissen. Dissertation, RWTH Aachen, 1989.
- [3.62] Schießl, P.: Grundlagen der Neuregelung zur Beschränkung der Rißbreite. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 400. Beuth Verlag, Berlin, 1989.
- [3.63] Meichsner, H.: Über die Selbstdichtung von Trennrissen in Beton. Beton- und Stahlbetonbau 87 (1992) H. 4, S. 95–99.
- [3.64] Meichsner, H.: Risse und Arbeitsfugen in Weißen Wannen. 5. Leipziger Bauschadenstag 2004. MFPA Leipzig /Universität Leipzig. Tagungsband, S. 99–111.
- [3.65] Edvardsen, C. A.: Wasserdurchlässigkeit und Selbstheilung von Trennrissen in Beton. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 55. Beuth Verlag, Berlin, 1996.
- [3.66] Kimura, K.; Ono, S.: Evaluation of thermal crack occurrence in massive concrete structures. Transactions of JSCE 6 (1987) No. 378, pp. 59–82.
- [3.67] Fink, R.; Schäfer, C.: Neubau des Museums der bildenden Künste in Leipzig – Tragwerkskonstruktion. Beton- und Stahlbetonbau 99 (2004) H. 4, S. 319–327
- [3.68] Meichsner, H.; Rudolph, M.: Rissbreitenbeechnung für Elementwände und -decken aus Stahlbeton für Zwangsbeanspruchungen rechtwinklig zu den Elementfugen. Beton- und Stahlbetonbau 85 (2008) H. 8, S. 530–540

4 Zusammenstellung von Regelwerken

Eine ausführliche Zusammenstellung der Normen und Richtlinien für die Ausgangsstoffe, die Herstellung und Verarbeitung des Frischbetons sowie die Prüfung der Stoffe und Bauteile ist im Band 1 enthalten. Nachfolgend sind die Regelwerke genannt, die für den Inhalt dieses Bandes von Bedeutung sind.

4.1 Normen für Beton, Stahlbeton und Spannbeton

DIN EN 206-1:2001-07 +A1:2004-10 +A2:2005-09	Beton – Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität
DIN 1045-1:2008-08	Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion
DIN 1045-2:2008-08	Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 2: Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1
DIN 1045-3:2008-08	Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 3: Bauausführung
DIN 1045-4:2001-07	Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 4: Ergänzende Regeln für die Herstellung und die Konformität von Fertigteilen
DIN 1055-100:2001-03	Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 100: Grundlagen der Tragwerksplanung – Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln

4.2 Richtlinien, zusätzliche Vorschriften

ZTV-W LB 215:2004-12 + 1.Änderung:2008-12	Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen im Wasserbau für im Wasserbauwerke aus Beton und Stahlbeton, Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen, Bundesanstalt für Wasserbau
ZTV-Ing.: 2007-12	Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten, Stand Dezember 2007, Teil 3 Massivbau, Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen, Bundesanstalt für Straßenwesen

Deutscher Ausschuss für Stahlbeton:

DAfStb-Richtlinie »Vorbeugende Maßnahmen gegen schädigende Alkalireaktion im Beton«

DAfStb-Richtlinie – Beton mit verlängerter Verarbeitungszeit (Verzögerter Beton); Eignungsprüfung, Herstellung, Verarbeitung und Nachbehandlung (2006-11)

DAfStb-Richtlinie – Massige Bauteile aus Beton (2010-04)

DAfStb-Richtlinie – Betonbau beim Umgang mit wassergefährdenden Stoffen (2004-10)

DAfStb-Richtlinie – Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton (WU-Richtlinie) (2003-11)

Erläuterungen zur DAfStb-Richtlinie – Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton (DAfStb Heft 555, Beuth Verlag, Berlin 2006)

DAfStb-Richtlinie – Stahlfaserbeton (2010-03)

4.3 Prüfnormen und Prüfvorschriften

4.3.1 Zement

DIN EN 196-1:2005-05	Prüfverfahren für Zement – Teil 1: Bestimmung der Festigkeit
DIN EN 196-2:2005-05	Prüfverfahren für Zement – Teil 2: Chemische Analyse von Zement
DIN EN 196-3:2009-02	Prüfverfahren für Zement – Teil 3: Bestimmung der Erstarrungszeiten und der Raumbeständigkeit
DIN-Fachbericht CEN/TR 196-4:2007-11	Prüfverfahren für Zement – Teil 4: Quantitative Bestimmung der Bestandteile
DIN EN 196-5:2005-05	Prüfverfahren für Zement – Teil 5: Prüfung der Puzzolanität von Puzzolanzementen
DIN EN 196-6:2009-02	Prüfverfahren für Zement – Teil 6: Bestimmung der Mahlfeinheit
DIN EN 196-7:2007-03	Prüfverfahren für Zement – Teil 7: Verfahren für die Probenahme und Probenauswahl von Zement
DIN EN 196-8:2010-07	Prüfverfahren für Zement – Teil 8 Hydratationswärme – Lösungsverfahren
DIN EN 196-9:2009-10	Prüfverfahren für Zement – Teil 9: Hydratationswärme – Teiladiabatisches Verfahren
DIN EN 196-10:2006-10	Prüfverfahren für Zement – Teil 10: Bestimmung des Gehaltes an wasserlöslichem Chrom (VI) in Zement.

4.3.2 Frischbeton

DIN EN 12350-1:2009-08	Prüfung von Frischbeton – Teil 1: Probenahme
DIN EN 12350-2:2009-08	Prüfung von Frischbeton – Teil 2: Setzmaß
DIN EN 12350-3:2009-08	Prüfung von Frischbeton – Teil 3: Vebe-Prüfung
DIN EN 12350-4:2009-08	Prüfung von Frischbeton – Teil 4: Verdichtungsmaß
DIN EN 12350-5:2009-08	Prüfung von Frischbeton – Teil 5: Ausbreitmaß
DIN EN 12350-6:2009-08	Prüfung von Frischbeton – Teil 6: Frischbetonrohddichte
DIN EN 12350-7:2009-08	Prüfung von Frischbeton – Teil 7: Luftgehalte, Druckverfahren
DBV-Merkblatt:2007-06	»Besondere Verfahren zur Prüfung von Frischbeton« – Sedimentationsstabilität, Blutneigung (Eimerverfahren) Wassergehalt von Frischbeton, Darrversuch Wassergehalt von Frischbeton, Mikrowellenverfahren Beurteilung der Einbaubarkeit

4.3.3 Festbeton, Faserbeton, Beton in Bauwerken

DIN EN 12390-1:2001-02	Prüfung von Festbeton – Teil 1: Form, Maße und andere Anforderungen für Probekörper und Formen
DIN EN 12390-2:2009-08	Prüfung von Festbeton – Teil 2: Herstellung und Lagerung von Probekörpern für Festigkeitsprüfungen
DIN EN 12390-3:2009-07	Prüfung von Festbeton – Teil 3: Druckfestigkeit von Probekörpern
DIN EN 12390-4:2000-12	Prüfung von Festbeton – Teil 4: Bestimmung der Druckfestigkeit, Anforderungen an Prüfmaschinen

DIN EN 12390-5:2009-07	Prüfung von Festbeton – Teil 5: Biegezugfestigkeit von Probekörpern
DIN EN 12390-6:2010-09	Prüfung von Festbeton – Teil 6: Spaltzugfestigkeit von Probekörpern
DIN EN 12390-7:2009-07	Prüfung von Festbeton – Teil 7: Dichte von Festbeton
DIN EN 12390-8:2009-07	Prüfung von Festbeton – Teil 8: Wassereindringtiefe unter Druck
DIN 1048-5:1991-06	Prüfverfahren für Beton. Festbeton, gesondert hergestellte Probekörper (nur für statischen Elastizitätsmodul)
DIN EN 1338: 2010-08	Pflastersteine aus Beton – Anforderungen und Prüfverfahren
DIN EN 1340: 2003-08	Bordsteine aus Beton – Anforderungen und Prüfverfahren
DIN EN 12504-1:2009-07	Prüfung von Beton in Bauwerken – Teil 1: Bohrkernproben; Herstellung, Untersuchung und Prüfung der Druckfestigkeit
DIN EN 12504-2:2001-12	Prüfung von Beton in Bauwerken – Teil 2: Zerstörungsfreie Prüfung; Bestimmung der Rückprallzahl
DIN EN 12504-4:2004-12	Prüfung von Beton in Bauwerken – Teil 4: Bestimmung der Ultraschallgeschwindigkeit
DIN EN 13791:2008-05	Bewertung der Druckfestigkeit von Beton in Bauwerken oder in Bauwerksteilen

4.4 Sonstige Normen

ASTM C403 / C403M – 08	Standard Test Method for Time of Setting of Concrete Mixtures by Penetration Resistance
ASTM C 457 Ausgabe 2010	Standard Test Method for Microscopical Determination of Parameters of the Air-Void System in Hardened concrete

A

Abbrech-Versuch 329
 abgeschlossenes Rissbild 412, 421
 Abreißversuch 331
 Abschätzung der Zwangsspannungen 385
 Abschnittsweise Herstellung 392
 adiabatische Kalorimeter 133
 adiabatische Temperaturentwicklung 351
 Aktivierungsenergie 149
 Antiaustrocknungsmittel 234
 äquivalente Erhärtungszeiten 308
 Arrhenius-Funktion 307
 Arrhenius-Gleichung 147
 Ausrüsten 313
 Ausschalen 313
 Außenkühlung 392
 Austrocknung 195
 Ausziehversuch 329
 autogenes Trocknungsschwinden 201
 autogenes Schwinden 99, 183, 185, 215

B

Bauteilfestigkeit 319
 Bauteilfeuchte 228
 Bauteiltemperatur 357
 Bauwerksprüfung 318
 Bauzustand 313
 Begrenzung der Rissbreite 416
 Behinderung des Bauteiles 367
 Behinderung im Bauteil 368
 Behinderungsgrad 377
 belastungsunabhängige Verformung 366
 Berechnung der Zwangsspannungen 382
 Beschreibung der Hydratationsvorgänge 140
 Bestimmung der Hydratationswärme 132
 Bestimmung der Permeabilität 95
 Betondehnungsaufnehmer 387
 Betonkriechen 109
 Betontemperatur während der Erhärtung 253
 Betonzugfestigkeit 407
 Bewehrungsgrad 421
 Bewehrungsstahlfläche 417
 Biegezugfestigkeit 260
 Biot-Zahl 355
 Boden- und Sohlplatten 379

C

CEMIJ-Methode 307
 chemische Schrumpfen 53
 chemisches Schwinden 99, 100, 183, 214
 chemische Wasserbindungen 60
 chemische Zusammensetzung des Zementes 20, 41

D

Dämmung 392, 393
 Deckenkonstruktionen 372
 Desorptionsisotherme 80
 Differenzialkalorimetrie 137
 Druckfestigkeit 250
 Durchlässigkeit
 – am Bauwerk 96
 – des Betons 97
 – des Zementsteines 91

E

Eigenspannung 368, 389, 419
 Eindringversuch 177
 Einzelriss 412, 420
 Elastizitätsmodul 272
 Elementwand 424
 E-Modul des Betons 276
 Endschwindmaße 196
 Erhärtungstemperatur 46, 48, 265
 Erschütterung 244
 Erstarren des Frischbetons 175
 Erstarrungsbeginn 176
 Erstarrungsende 176
 Ettringit 24
 Evolutionsprozess 143

F

faseroptische Dehnungsmessung 388
 faseroptisches Messsystem 364
 Festigkeit des Zementsteines 86
 Festigkeitsbildung im erhärtenden Bauteil 299
 Festigkeitsentwicklung 246, 248, 251, 255, 256
 Festigkeitswerte 246
 Feuchte 44
 Flugasche 31, 39, 42, 128, 394
 freier Kalk 29
 Frischbetontemperatur 390
 frühe Rissbildung 411
 Frührisbildung 172
 Frühschwinden 99, 100, 102, 168

frühzeitige Beanspruchung 313
 frühzeitiges Austrocknen 223
 Fugen 397

G

Gelbildungsfaktor 67
 Gelporen 70
 Gelvolumen 63
 Geopolymere 35
 Georadar 332
 Gesamtwärmeentwicklung 130
 Geschwindigkeitskonstante 147
 Grenzdurchmesser 417
 grüner Beton 163
 Grünstandfestigkeit 181

H

Haftzugfestigkeit 331
 Huminstoffen 30, 51
 HUMM'sche Betonsonde 177
 Hüttensand 30, 39, 43
 Hydratation der aluminatischen Klinkerphasen 24
 Hydratation der silikatischen Klinkerbestandteile 27
 Hydratationsgrad 45, 52, 55, 268
 hydratationsgradabhängige Eigenschaften 270
 Hydratationskinetik 37, 142
 Hydratationsprozess 35
 Hydratationsrate 144
 Hydratationsverlauf 139
 Hydratationsvorgang 23
 Hydratationswärme 54, 123
 Hydratvolumen 60, 64

I

Impact-Echo-Messtechnik 329
 Infrarot-Thermografie 332
 Innenkühlung 392
 innere Nachbehandlung 209
 isothermische Kalorimeter 132

J

junger Beton 162, 163, 182, 292

K

Kalkstein 43
 Kalziumhydroxid 28
 Kalziumsilikathydrate 27
 kapillares Schwinden 102, 168

Kapillarporen 71
 Kapillarporenwasser 66
 Kapillarporosität 66
 Karbonatisierung 29
 Karbonatisierungsschwinden
 99, 217
 Kinetik der Wärme-
 freisetzung 123
 Klinkerphasen 17
 Knetbeutelmethode 177
 Kornband 21
 Kriechen 285
 Kriechverformung 109, 287
 Kriechwerte 112
 Kriechzahl 110, 292
 Kugelschlagprüfung 326
 Kühlung 393
 Kurzzeitdruckfestigkeit des
 Betons 250, 259

L

Lackmüstest 241
 Latent-hydraulische Stoffe 30
 Lösungskalorimeter 132, 133
 Luftdurchlässigkeit der
 Betonrandzone 242
 Luftporen 71

M

Magnesiatreiben 30
 Mahlfineinheit des Zementes 41
 Mathematische Beschreibung
 256
 maximaler Hydratationsgrad 56
 Maximaltemperaturen 357
 Messung der Verformungen 386
 Messung von Rissbreiten 428
 Metakaolin 128
 Migrationskoeffizient 94
 Mikrorissbildung 114, 116
 Mikrorisse 113
 Mikroskopie 75
 Mindestbewehrung 404, 407
 Mindestdauer der Nachbehand-
 lung 236
 mineralogische Zusammenset-
 zung der Zemente 17
 Monosulfat 25

N

Nachbehandlung 174, 221
 Nachbehandlungs-
 maßnahme 232
 Nachbehandlungsmittel 239
 niedrige Temperaturen 243

O

Oberflächenzugprüfgerät 331

P

Penetrationstest 178
 Permeabilitätsprüfung 95
 physikalische Eigenschaften der
 Zemente 20
 physikalische Reifemesser 301
 physikalisch gebundenes
 Wasser 62
 plastisches Schwinden 168
 Porenfeuchte 78
 Porensystem 70
 Porosität 66
 probabilistische Rissbeurteilung
 401
 Prüfung der Festigkeit 318
 puzzolische Stoffe 31

Q

Quecksilberporosimetrie 76
 Quellen 99, 100, 103, 120
 Querdehnung 281

R

Randzone der Bauteile 73
 Rasterelektronenmikroskop 74
 Reaktionsverhalten der
 Zusatzstoffe 125
 Reaktionswärme 123
 Rechenwerte für den
 Elastizitätsmodul 277
 rechnerische Rissbreite 423, 425
 Reduzierung der
 Behinderung 397
 Reife-Computer 311
 Reife-Konzept 302
 relative Luftfeuchte 78
 Relaxation 285
 Relaxationsvermögen 294
 Richtwerte 255
 Rissbildung 169, 365, 370, 404
 Rissbildungsprozess 113
 Rissbreite 413, 421
 Rissbreiten am Bauwerk 429
 rissbreitenbegrenzende
 Bewehrung 419, 420
 Rissbreitenbegrenzung 403
 Rissbreitenbeschränkung 407
 Rissentwicklung 216
 Rissindex 402
 Rissicherheit 399
 Rissweite 113

Risszustand 412
 Rückprallprüfung 322

S

Schrumpfen 184
 Schrumpfporen 67
 schwindarmer Beton 205
 Schwinden 103
 Schwindmaß 106
 Schwindmaß Beton 199
 Schwindmaß Zementstein 199
 schwindreduzierende
 Maßnahme 211
 schwindreduzierende
 Zusätze 208
 schwindreduzierte Binde-
 mittel 206
 schwindungskompensierte
 Betone 212
 Schwindwert 101
 Schwingsaiten-Sensoren 364
 Schwingungen 244
 Sedimentation des Frisch-
 betons 165
 sekundäre Ettringitbildung 26
 Selbstheilung 119
 Silikastaub 32, 39, 42, 128
 Silikazusätze 31
 Sorptionsisotherme 78
 Spaltrisse 372
 Spaltzugfestigkeit 260
 Spannungsabbau 294
 Spannungs-Dehnungs-
 Beziehung 272
 Spannungskriterium 399
 Spannungsrelaxation 287
 spannungsunabhängige
 – Dehnungen 99
 – Rissverhalten 214
 – Verformungen 183
 Spannungsverteilung 410
 späte Rissbildung 411
 spezifische Oberfläche 77
 Stressmeter 387
 Strukturanalyse des Zement-
 steines 74

T

teildiabatische Kalorimeter 135
 Temperatur 46, 128
 Temperaturdehnung 219
 Temperaturdehnzahl 219
 Temperaturdifferenz
 355, 360, 362
 Temperatureinfluss 46
 Temperaturgesteuerte
 Erhärtung 300

Temperaturgrenzwerte 400
 Temperaturkriterium 399
 Temperaturmessung 363
 Temperaturprofil 355
 Temperaturverlauf 346, 352, 357
 Temperaturverteilung 357
 Temperatur-Zeit-
 Beziehung 305
 Thaumasil 26
 thermisch bedingte
 Dehnungen 218
 thermische Dehnung 99
 thermische Kenngröße 349
 Thermoelemente 364
 Trennrissbreite 370
 Trennrisse 372
 Trisulfat 24
 Trocknungsschwinden 99, 100,
 191, 201, 216

U

Übergangszone 83
 Ultraschallmesstechnik 327
 unverträgliche Rissbreiten 424

V

Verbundkonstruktion 373
 Verdichtungsporen 71
 Verdunsten des Anmach-
 wassers 224
 Verdunstung 226

Verformungsbehinderung
 376, 397
 Verminderung der Zwangsspan-
 nungen 389
 viskoelastische
 Verformungen 287
 viskoelastisches Verhalten 108
 Volumenentwicklung 60, 66

W

Wandkonstruktion 374
 Wärmedurchgangs-
 koeffizient 351
 Wärmeeindring-
 koeffizient 350
 Wärmeentwicklung
 124, 346, 390
 Wärmeentwicklung von
 Flugasche 127
 Wärmeflusskalorimeter 135
 Wärmefreisetzung von
 Hüttensand 126
 Wärmeleitfähigkeit 350
 Wärmeübergangs-
 bedingungen 349
 Wasserbindung 59, 64
 Wassereindringprüfung 242
 Wasserzementwert 43, 128
 Widerstandsthermo-
 elemente 364
 Wirksamkeit der Nachbehand-
 lungsmaßnahmen 239

Wirkung der Feuchte 151
 Wirkung der Temperatur 146
 Wirkungsbereich der
 Bewehrung 415

Z

zeitabhängige Verformungen
 108
 zeitliche Entwicklung der
 Zugfestigkeit 262
 zeitliche Entwicklung des
 Elastizitätsmoduls 279
 Zementbestandteile 19, 21
 Zementgelisotherme 80
 zentrische Zugfestigkeit 80
 zerstörungsfreie Prüf-
 verfahren 321
 zonierte Bauweise 395
 Zugbruchdehnung des
 Betons 281
 Zugfestigkeit 259
 Zugfestigkeit im Bauteil 264
 Zugfestigkeit zum Risszeit-
 punkt 408
 zulässige Stahlspannung 417
 Zusatzmittel 51
 Zwangsspannungen
 317, 345, 366
 Zwangsspannungszustand 371

Stefan Röhling

Betonbau

Band 2

Hydratation – junger Beton – Festbeton

Der Betonbau wurde in den letzten Jahrzehnten durch eine Reihe von bedeutsamen Veränderungen und innovativen Entwicklungen geprägt. Diese Änderungen rücken vor allem die Qualitätssicherung immer weiter in den Mittelpunkt und fordern von allen Beteiligten ein umfassendes Wissen, das diese Reihe bietet. Die Inhalte wurden nicht nur für den Gebrauch in der Bauvorbereitung und Bauleitung ausgewählt, sondern sind auch für die Ausbildung im Bauingenieurwesen der Hochschulen und Universitäten geeignet.

Alle Eigenschaften des Betons haben ihre Ursache in der Entstehung und der Struktur des Zementsteins. Aus diesem Grund widmet sich Band zwei den Hydratationsvorgängen und den Strukturentwicklungen im Beton. Auch das Thema der Erhärtung und Entwicklung der Betoneigenschaften behandelt der Autor ausführlich. Beanspruchungen aus Zwang, Schwinden und Kriechen sowie die verschiedenen Maßnahmen zur Verminderung und Vermeidung von Rissen runden die Thematik ab. Ergänzend werden wichtige Vorschriften auszugsweise wiedergegeben.

Aus dem Inhalt:

- Hydratation
- Erhärtung
- Eigenschaften
- Zwangsspannungen
- Rissbreitenbeschränkung

weiterführende Inhalte in:

Band 1

- Ausgangsstoffe, Klassifizierung und Zusammensetzung
- Herstellung und Verarbeitung des Frischbetons
- Schalung und Bewehrung
- Dauerhaftigkeit der Betonkonstruktionen
- Überwachung und Qualitätssicherung, Abnahme
- Normen und andere Regelwerke

Band 3

- Besondere Eigenschaften
- Spezielle Betonierverfahren und -methoden
- Sonderaufgaben im Betonbau

ISBN 978-3-8167-8645-0

