

# Welche Risskonzepte sind in Planung und Ausführung für dünne oder massige Betonbauteile zweckmäßig? Die Frage nach frühem oder spätem Zwang muss der Tragwerksplaner mit exakten Informationen beantworten

In den Bemessungsnormen des Betonbaus wird für die Ermittlung der Mindestbewehrung zur Rissbreitenbegrenzung vereinfacht auf empirisch abgeschätzte Risschnittgrößen abgestellt. Deutsche Tragwerksplaner gehen in vielen Fällen dabei nur vom Fall früher Zwang infolge Abfließens der Hydratationswärme aus und nutzten in der Vergangenheit unkritisch die frühere pauschale (normative) Möglichkeit, hierfür nur 50 Prozent der Norm-Betonzugfestigkeit nach 28 Tagen anzusetzen. Dabei wird nicht berücksichtigt, wie sich die Zemente und die Betontechnologie in den letzten Jahren weiterentwickelt haben und welche frühen Betonzugfestigkeiten heute zu erwarten sind. Die Konsequenzen für den Bauablauf werden oft unterschätzt. Es muss klarer schon im Entwurf festgelegt werden, ob nur früher oder aber später Zwang auftreten wird. Die Rissentstehung und die Rissentwicklung unterscheiden sich auch zwischen dünnen und massigen Betonbauteilen. Vor diesen Hintergründen werden im folgenden Beitrag Risskonzepte für eine zielsichere Rissbreitenbegrenzung unter Last- und Zwangbeanspruchungen diskutiert, die neben konstruktiven und bemessungstechnischen auch betontechnische und ausführungstechnische Maßnahmen erfassen.



Prof. Dr.-Ing. Frank Fingerloos

studierte Bauingenieurwesen an der Hochschule für Bauwesen in Cottbus und promovierte dort 1990 über nichtlineare Berechnungsverfahren im Stahlbetonbau; von 1990 bis 2000 war er bei der Hochtief AG (Berlin) tätig und wechselte danach zum Deutschen Beton- und Bautechnik-Verein, wo er seit 2005 als Abteilungsleiter Bautechnik tätig ist; seit 2008 ist er öffentlich bestellter und vereidigter Sachverständiger für Beton- und Stahlbetonbau; Frank Fingerloos ist Mitglied mehrerer nationaler und internationaler Ausschüsse des Betonbaus (DIN, DAfStb, CEN), Sachverständiger in mehreren Ausschüssen des Deutschen Instituts für Bautechnik und Honorarprofessor an der TU Kaiserslautern für „Sonderkapitel des Massivbaus“; seit 2009 ist Frank Fingerloos auch Mitherausgeber des Betonkalenders.

## 1 Einführung: Entwurfsgrundsätze und Anforderungen für den Rissbreitennachweis bei Betonbauteilen

Ein wichtiger Grundsatz sollte in der Kommunikation zwischen den am Bau Beteiligten von Anfang an konsensfähig sein: Mit der Entscheidung für Beton- oder Stahlbetonbauteile sind einwirkungsbedingte Risse systemimmanent. Diese Risse können selbst bei großer Sorgfalt im Entwurf und während der Ausführung auch im Gebrauchszustand nicht mit absoluter Sicherheit vermieden werden.

Risse beeinträchtigen die Gebrauchstauglichkeit oder die Dauerhaftigkeit von Betonbauwerken nicht, wenn sie ausreichend verteilt und ihre Breite auf unschädliche Werte durch Maßnahmen begrenzt werden, die auf die Umgebungsbedingungen und auf die Art und Funktion des Bauwerks abgestimmt sind.

Betonstahl als Zugbewehrung entfaltet seine Wirkung erst mit der Rissbildung. Die Rissbildung ist oft auch sicherheitstheoretisch notwendig, um ein etwaiges Versagen der Betonbauteile anzukündigen (duktils Bauteilverhalten). Infolgedessen werden solche Risse geplant (gerissene Bauweise), mit ihnen ausgeschrieben und sind so auch „bestellt und bezahlt“; wenn sie auch „geliefert“ werden, hat sich der Werkerfolg, wie geplant, eingestellt. Von Rissen als Mangel kann dann nicht die Rede sein (außer natürlich bei zu breiten oder zu vielen Rissen infolge nachgewiesener Planungs- oder Ausführungsfehler).

Soweit ein Konzept der Rissvermeidung oder der nachträglichen Rissbehandlung projekt- und bauteilbezogen erforderlich sein sollte, muss dies auch vertraglich vereinbart werden. Ein geeignetes Konzept zur Beherrschung der Risse im Betonbau hängt einzelfallbezogen ab von

- den Wünschen und Anforderungen des Bauherrn (wichtig: Bedarfsplanung),
- den Anforderungen nachfolgender Gewerke, wie zum Beispiel für Oberflächenschutzsysteme und Ausbaugewerke,
- den Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit, wie zum Beispiel an das Konzept zur Herstellung der Wasserundurchlässigkeit oder von Sichtbetonanforderungen,
- den Umgebungsbedingungen (Expositionsklassen) und den daraus folgenden Anforderungen an die Dauerhaftigkeit,
- der Korrosionsempfindlichkeit der Bewehrung,
- den direkten und indirekten Einwirkungen und der maßgebenden Einwirkungskombination,
- der Bauart (unbewehrtem Beton, Stahlbeton oder Spannbeton),
- der Vorspannart.

In Abhängigkeit von diesen Kriterien sind vom Tragwerksplaner in enger Zusammenarbeit mit dem koordinierenden Objektplaner grundsätzliche Entwurfsentscheidungen im Hinblick auf das Konzept der

Rissbreitenbegrenzung unter Last- oder Zwangsbeanspruchungen zu treffen. In diesem Zusammenhang hat sich anwendungsbezogen die Festlegung von Entwurfsgrundsätzen bewährt (beispielsweise, ganz allgemein, für die Begrenzung der Rissbildung [1], in den DBV-Merk-

blättern zu Parkbauten [2] und Industrieböden [3] oder bei wasserundurchlässigen Betonbauwerken nach der DAfStb-WU-Richtlinie [4]). Diese Festlegung sollte – nomen est omen – spätestens in der Entwurfsplanung erfolgen. Eine Übersicht über die seit Jahren in Deutsch-

EGS-a: Rissvermeidung	EGS-b: Rissverteilung	EGS-c: Rissbildung mit planmäßiger nachträglicher Behandlung
<b>Ziele:</b>		
Planmäßig ungerissene Betonbauteile	Planmäßig gerissene Betonbauteile mit kleinen Rissbreiten wegen vieler Risse mit engen Rissabständen. Risse dürfen i. d. R. unbehandelt bleiben.	Planmäßig gerissene Betonbauteile mit möglichst wenigen Rissen, die wegen der damit verbundenen großen Rissbreiten i. d. R. planmäßig behandelt werden müssen.
<b>Maßnahmen:</b>		
Umfassende Festlegung von konstruktiven, betontechnischen und ausführungstechnischen Maßnahmen, um das Überschreiten der Betonzugfestigkeit (oder der Betonzugbruchdehnung) zu vermeiden.	Begrenzung auf relativ kleine Rissbreiten durch Bemessung rissbreitenbegrenzender Bewehrung (in der Regel mit hohen Bewehrungsgraden) und durch konstruktive Maßnahmen (z. B. Reduzierung von Zwang).	Festlegung von konstruktiven, betontechnischen und ausführungstechnischen Maßnahmen für wenige breitere Risse an möglichst definierten Stellen. Kombination mit im Entwurf vorgesehener planmäßiger und zielsicherer Abdichtung der Risse (wenn notwendig).
<b>Beispiele: WU-Betonbauteile nach DAfStb-WU-Richtlinie [4]</b>		
Kein Wasserdurchtritt durch Trennrisse. Biegerisse sind zulässig. Für alle NKL <sup>b)</sup> und BKL <sup>a)</sup> geeignet.	Wasserdurchtritt soll bei BKL-1 <sup>a)</sup> durch Selbstheilung der Trennrisse mit $w_k \leq 0,2$ mm begrenzt werden. Randbedingungen für Selbstheilung beachten (insbesondere notwendige Wasserbeaufschlagung und Dauer). Ungeeignet bei: – NKL-A <sup>b)</sup> in BKL-1 <sup>a)</sup> , – WU-Dächern.	Wasserdurchtritt wird bei BKL-1 <sup>a)</sup> durch planmäßige Trennrissabdichtung verhindert. Mindestanforderungen an rechnerische Rissbreiten nach DIN EN 1992-1-1/NA [6] auf feuchtebeanspruchter Bauteilseite einhalten. Bei auf der Luftseite festgelegten rechnerischen Rissbreiten, die die Anforderungen nach DIN EN 1992-1-1/NA [6] nicht einhalten, sind diese Risse planmäßig zu füllen, um die Dauerhaftigkeit sicherzustellen.
<b>Beispiele: Direkt befahrene Betonbauteile nach DBV-Merkblatt „Parkhäuser und Tiefgaragen“ [2]</b>		
Kein Eindringen chloridhaltiger Feuchtigkeit in oberseitige Biege- und Trennrisse möglich. Für alle Ausführungsvarianten <sup>c)</sup> nach DBV-Merkblatt [2] geeignet.	Eindringen chloridhaltiger Feuchtigkeit in oberseitige Biege- und Trennrisse wird durch flächige rissüberbrückende Oberflächenschutzsysteme (OS) oder flächige unterlaufsichere Abdichtung verhindert. Rissbreiten auf Leistungsfähigkeit der OS oder Abdichtung abgestimmt. Für die Ausführungsvarianten B2 und C <sup>c)</sup> nach DBV-Merkblatt [2] geeignet.	Eindringen chloridhaltiger Feuchtigkeit in oberseitige Biege- und Trennrisse wird durch lokale Rissabdichtung verhindert (z. B. mit rissüberbrückenden Bandagen). Für die Ausführungsvarianten A2 und B1 <sup>c)</sup> nach DBV-Merkblatt [2] geeignet.
<b>Beispiele: Industrieböden aus Beton nach DBV-Merkblatt [3]</b>		
Regelfall für rissfreie Industrieböden für viele Nutzungsanforderungen (z. B. auch bei starren OS). Bei nicht vorgespannten Industrieböden oft in Kombination mit EGS-c durch planmäßige Fugen (Bewegungsfugen, Sollrissfugen).	Hochbelastete fugenlose Industrieböden mit statisch erforderlicher Bewehrung. Anforderungen an begrenzte Rissbreiten aus rissüberbrückenden OS oder Nutzung.	Planmäßige Fugen (Bewegungsfugen, Sollrissfugen) als „künstliche“ vorweggenommene Risse an definierten Stellen mit planmäßiger Behandlung (z. B. Fugenabdichtungssystem).
<p><sup>a)</sup> Beanspruchungsklasse 1: Alle Arten von drückendem Wasser, auch temporär; Beanspruchungsklasse 2: Bodenfeuchte und drucklos an Wänden ablaufendes (versickerndes) Niederschlagswasser</p> <p><sup>b)</sup> Nutzungsklasse A: Hochwertige Nutzung mit Anforderungen an trockene Bauteiloberflächen und an das Raumklima (Temperatur und Luftfeuchte); Nutzungsklasse B: Einfache Nutzung mit zulässigen Feuchtestellen an Betonoberflächen; Nutzungsklasse S: Besondere vertragliche Vereinbarungen zu nutzungsverträglichen Feuchtebeanspruchungen (z. B. zulässige Leckageraten).</p> <p><sup>c)</sup> Ausführungsvariante A1: ungeschützte ungerissene Betonflächen; Ausführungsvariante A2: ungeschützte Betonflächen mit lokaler rissbegleitender Behandlung; Ausführungsvariante B1: Betonflächen mit flächigem starren OS 8 und lokaler rissbegleitender Behandlung; Ausführungsvariante B2: Betonflächen mit flächigem rissüberbrückenden OS 10 oder OS 11; Ausführungsvarianten C: Betonflächen mit flächigem unterlaufsicherem Abdichtungssystem.</p>		

Abb. 1: Entwurfsgrundsätze für die Rissbeherrschung in Betonbauteilen – Übersicht und Beispiele

land etablierten Entwurfsgrundsätze (EGS) mit Anwendungsbeispielen ist in **Abb. 1** enthalten.

Zumeist wird bei der üblichen Bemessung vom Tragwerksplaner eine bewehrungsgesteuerte Begrenzung der Rissbreiten gemäß dem EGS-b (mit den zulässigen Werten der Tabelle 7.1DE in DIN EN 1992-1-1/NA [6]) oder, seltener, gemäß dem EGS-c zugrunde gelegt. Dabei gilt: Je größer die Bewehrungsmenge und je kleiner die Stabdurchmesser und Stababstände gewählt werden, umso kleiner sind die zu erwartenden Rissbreiten. Die so entstehenden geringeren maximalen Rissabstände im abgeschlossenen Rissbild führen wegen der Verteilung auf viele Risse zu schmaleren Rissbreiten.

Die Anforderungen hinsichtlich der Dauerhaftigkeit und des Erscheinungsbildes der Betonbauteile gelten als erfüllt, wenn in Abhängigkeit von den Expositionsklassen die offen bleibende Rissbreite auf einen maximal zulässigen Rechenwert  $w_k$  begrenzt wird. Insbesondere bei unter quasi-ständiger Einwirkungskombination geführten Nachweisen ist zu beachten, dass unter häufiger und seltener Einwirkungskombination größere Rissbreiten während der veränderlichen Belastung auftreten können. Nach (einmaliger) erhöhter Belastung schließen sich die Risse gegebenenfalls nicht wieder vollständig. Dies ist zum Beispiel auch bei der Abstimmung rissüberbrückender Oberflächenschutzsysteme zu berücksichtigen [2].

Eine Ausnahme bilden Betonbauteile in der Expositionsklasse XD3 mit direkter Chloridbeanspruchung aus Tausalzen unter wechselnd nassen und trockenen Umgebungsbedingungen: In der Tabelle 7.1DE (zulässige Rechenwerte für die Rissbreite) wurde mit DIN EN 1992-1-1/NA/A1 [6] in der Fußnote d) für die Expositionsklasse XD3 daher ergänzt, dass *bei Dach- oder Verkehrsflächen mit einer Chloridbeaufschlagung aus Tausalzen das Eindringen von Chloriden in Risse dauerhaft zu verhindern ist (siehe informative Beispiele in Tabelle 4.1 – Expositionsklassen)*. Das heißt: Bei befahrenen Verkehrsflächen mit einer direkten Chloridbeaufschlagung aus Tausalzen ist das Eindringen von Chloriden in jegliche Risse (und Arbeitsfugen) unabhängig von der Rissbreite dauerhaft zu verhindern (Prinzip). Je nach Ausführungsvariante (mit Abdichtung, mit Oberflächenschutzsystem, mit lokalen Bandagen oder bei direkt chloridbeaufschlagten ungeschützten Betonflächen) ist vom Tragwerksplaner stets ein zum Prinzip passender Entwurfsgrundsatz in Bezug auf die Rissbreitenbegrenzung zu wählen und mit dem Objektplaner abzustimmen.

Durch die Festlegung von besonderen und aufeinander abgestimmten konstruktiven, betontechnischen und ausführungstechnischen Maßnahmen kann eine Rissvermeidungsstrategie als EGS-a konzipiert werden. Die Verwirklichung dieses sehr anspruchsvollen Entwurfsgrundsatzes ist an Bedingungen gebunden, die über eine stets unerlässliche kooperative und koordinierte Zusammenarbeit der Baubeteiligten hinausgehen. Wegen der sehr vielfältigen und wegen der oft nicht vorliegenden Voraussetzungen wird der EGS-a bei den meisten Betonbauteilen die Ausnahme bleiben. Bei üblichen Stahlbetonbauteilen – insbesondere in statisch unbestimmten Systemen – ist die Vermeidung von Rissen in der Regel nicht zielsicher zu erreichen.

Die Umsetzung des EGS-c kann mit erheblich reduziertem Bewehrungsaufwand verbunden sein, die Kostenersparnis ist oft größer als die Kosten für zusätzliche (gegebenenfalls vorab abgedichtete) Sollrissfugen oder für eine anfallende nachträgliche Behandlung von Rissen. Es ist dabei unerlässlich, dass hierüber im Kreise der Baubeteiligten Einvernehmen herrscht (Risikoberatung, Dokumentation) und die

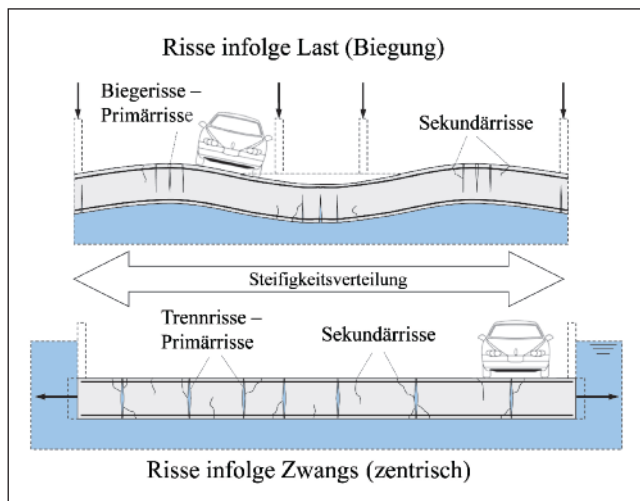


Abb. 2: Haupttrissarten infolge Last- und Zwangsbeanspruchung

Kosten eventueller nachträglicher Rissbehandlungsmaßnahmen berücksichtigt werden. Der wahrscheinliche Zeitpunkt der Rissentstehung und einer etwaigen Rissverfüllung muss mit den Nutzungsanforderungen verträglich sein. Das regelgerechte Verfüllen der breiteren Risse nach der DAfStb-Instandsetzungsrichtlinie [7] (kraftschlüssig, abdichtend und so weiter) führt dann auch zu vereinbarungsgemäß neuwertigen und dauerhaften Betonbauteilen.

Neben vertieften technischen und betontechnologischen Kenntnissen und Erfahrungen mit dem Entwurf und der Ausführung derartiger Konzepte sind die notwendigen Zeiträume für den Planungsablauf und die Bauausführung im Bauprojekt zu beachten.

Maßnahmen für das Behandeln von unerwartet auftretenden oder unplanmäßig breiteren Rissen, die die Dauerhaftigkeit oder Gebrauchstauglichkeit beeinträchtigen können, sollten unabhängig vom EGS immer im Rahmen der Planung vorgesehen, im Leistungsverzeichnis aufgenommen und bauvertraglich erfasst werden. Für WU-Betonbauteile nach der DAfStb-WU-Richtlinie [4] und für Industrieböden nach DBV-Merkblatt [3] ist das obligatorisch.

Je nach Anforderung können sich die Entwurfsgrundsätze auf unterschiedliche Rissarten und auch auf verschiedene Bauteile und Bauteilseiten beziehen. So werden für die Anforderung „Wasserundurchlässigkeit“ bei WU-Betonbauwerken die Entwurfsgrundsätze nur auf potentiell wasserführende Trennrissen, bei befahrenen Parkflächen für die Anforderung „Eindringen chloridhaltiger Wässer verhindern“ dagegen auf alle oberseitigen Biege- und Trennrissen angewandt (**Abb. 2**).

## 2 Einwirkungen

Der Umgang mit direkten Einwirkungen aus Eigenlasten und veränderlichen Nutz-, Wind- und Schneelasten ist dem Tragwerksplaner vertraut und wird als Standardaufgabe wahrgenommen. Die Dauerhaftigkeitsanforderungen an die expositionsklassenabhängige Rissbreitenbegrenzung auf Rechenwerte  $w_k$  in DIN EN 1992-1-1/NA [6] wird überwiegend mit dem „einfachen“ EGS-b „Rissverteilung“ umgesetzt. Einfach erscheint dieser EGS-b vor allem deshalb, weil die Rissbreiten nachweise mit Software oder Bemessungshilfsmitteln schnell zu führen sind und das Rissproblem allein mit der Wahl der passenden Bewehrung nach Durchmesser und Stababstand als gelöst betrachtet

Zwang	Beschreibung
früher	in der frühen Phase der Festigkeitsentwicklung des Betons (i. d. R. infolge Abfließens der Hydratationswärme): etwa 3-5 Tage bei dünnen Bauteilen, bis zu 14 Tage bei massigen Bauteilen
später	ab Erreichen der 28-Tage Normfestigkeit, ggf. schon ab 14 Tagen Betonalter bei hoher Frühfestigkeit, „sehr später“ Zwang bei z. B. jährlicher winterbedingter Abkühlung auch über die gesamte geplante Nutzungsdauer möglich (Betonnacherhärtung mit $f_{ct,eff} > f_{ctm}$ )
innerer	aus Verformungsbehinderung bei indirekten Einwirkungen im Bauteil selbst (z. B. Temperatur(abkühlung), Schwinden, Kriechen)
äußerer	aus Verformungsbehinderung bei indirekten Einwirkungen von außen (z. B. Setzungen, Verformungen benachbarter angeschlossener Bauteile)
direkter	Ursache und Wirkung am selben Bauteil (z. B. eigene Hydratationswärme, Kriechen, Schwinden)
indirekter	Ursache und Wirkung an verschiedenen Bauteilen (z. B. eigene Verformung infolge Setzung einer angeschlossenen Stütze)
voller	aus Verformungsbehinderung bei starrer Lagerung (z. B. Festhaltung durch steife Wandscheiben)
teilweiser	aus Verformungsbehinderung bei elastischer Lagerung (z. B. Festhaltung durch biegeeweiche Bauteile, reibungsmindernde Lagerung auf Gleitschichten)

Abb. 3: Begriffsdefinitionen für Zwang (nach DBV [1], Meier [8])

wird. Nur für besondere Anforderungen bei Chloridbeanspruchung infolge Tausalzen, an die Gebrauchstauglichkeit (WU) oder an Sichtbeton werden konstruktiv anspruchsvollere EGS auch unter Lasteinwirkungen gewählt (zum Beispiel EGS-c mit Bewegungs- und Sollrissfugen, EGS-a mit Vorspannung).

Indirekte Einwirkungen aus Temperaturänderungen, Kriechen, Schwinden und Setzungen verursachen im Tragwerk beziehungsweise im Bauteil primär Verformungen. Diese werden von Tragwerksplanern in der statischen Berechnung von üblichen Hochbauten eher ignoriert. Werden diese Verformungen beispielsweise infolge einer statisch unbestimmten Lagerung oder durch angeschlossene Bauteile wirksam behindert, entsteht entsprechend dem Behinderungsgrad und der Bauteilsteifigkeit ein sogenannter Zwang mit den zugehörigen Auswirkungen. In der Praxis übliche Bezeichnungen und Definitionen für Zwangsarten sind in **Abb. 3** aufgeführt (nach DBV [1], Meier [8]).

Vermeiden von Zwang bedeutet somit, entweder Verformungsbehinderungen weitestgehend zu vermeiden oder die indirekten Einwirkungen und damit die Verformungen zu reduzieren (oder beides), sodass keine rissauslösenden Zugbeanspruchungen im Betonbauteil entstehen (**Abb. 4**).

Die Reduzierung von Verformungsbehinderungen gelingt durch konstruktive Maßnahmen (**Abb. 4a** und **Abb. 6a**), wie zum Beispiel durch

- elastische („weiche“) oder statisch bestimmte Lagerung,
- unterhalb von Bodenplatten angeordnete reibungsmindernde Gleitschichten (beispielsweise Bitumenbahnen auf geglätteter ebener Sauberkeitsschicht),
- Vermeidung von Festhaltepunkten durch ebene Unterseiten von Bodenplatten ohne Vertiefungen,
- Bewegungs- und Sollrissfugen,
- Hydratationsgassen.

Die Reduzierung von indirekten verformungserzeugenden Einwirkungen erfordert dagegen betontechnische und ausführungstechnische Maßnahmen (**Abb. 4b** und **Abb. 6b**), wie zum Beispiel:

- möglichst niedrige Frischbetontemperaturen,
- Wahl eines optimalen Betonierzeitpunkts,

- Reduktion des Schwindens (schwindarme Betonzusammensetzung, Beschichten, feuchte Lagerung),
- Verwendung von Zementen mit reduzierter Hydratationswärmeentwicklung (zum Beispiel LH-Zement),

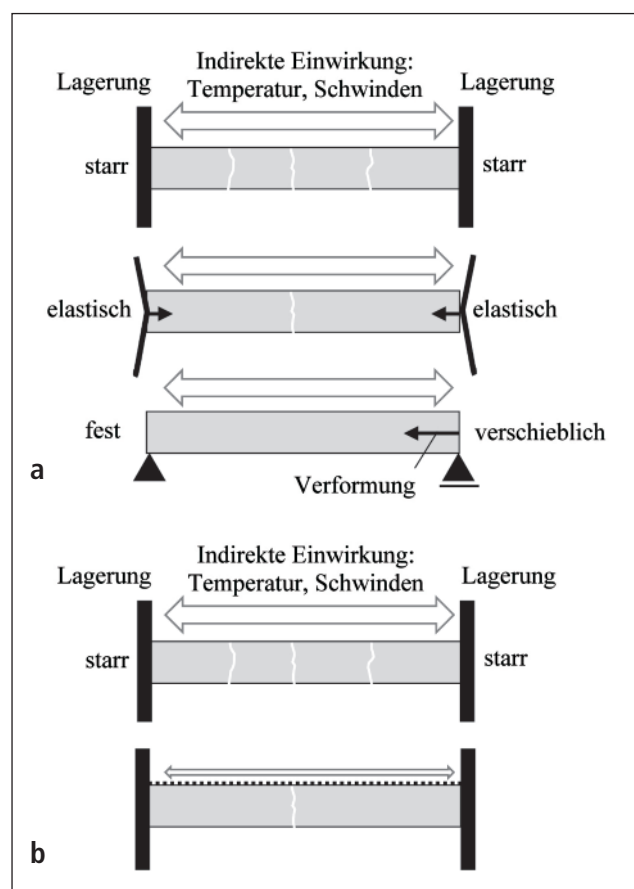


Abb. 4: Prinzipielle Maßnahmen zur Reduzierung von Zwang (aus Fingerloos/Flohner/Räsch [9])

a: Reduzierung von Verformungsbehinderungen durch konstruktive Maßnahmen

b: Verringerung von indirekten verformungserzeugenden Einwirkungen durch betontechnische und ausführungstechnische Maßnahmen

# BETONBAU

- Einsatz von Flugasche (im Zement oder im Beton als Zementersatz),
- thermische Nachbehandlung nach Überschreiten des Temperaturmaximums,
- Temperaturbegrenzung während Bau- und Nutzungszeit,
- Begrenzung und optimale Abfolge von Betonierabschnitten.

Typische Temperaturverteilungen im jungen Betonbauteil mit verschiedenen Lagerungsbedingungen beim Abfließen der Hydratationswärme sind in **Abb. 5** dargestellt. Ähnliche Temperaturverteilungen können sich aber auch im späten Bauteilalter bei witterungsbedingten (schnellen) Abkühlungen oder Erwärmungen (dann mit umgekehrten Vorzeichen) einstellen. Eine qualitativ ähnliche Verteilung von Dehnungen und Spannungen, wie in **Abb. 5** dargestellt, wird auch durch das ungleichmäßige Trocknungsschwinden zwischen Rand- und Kernbereich induziert (statt  $T$  mit  $\epsilon_{cs}$ ).

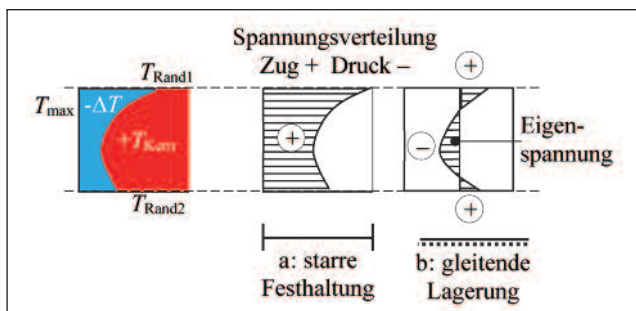


Abb. 5: Temperaturbedingte Spannungsverteilung in einem Betonquerschnitt bei unterschiedlichen Lagerungsbedingungen – Beispiel: Abfließen der Hydratationswärme

Rechnerische Näherungswerte für ungleichmäßige Temperatureinwirkungen aus Witterungseinflüssen auf Bodenplatten und erdberührte oder besonnte Wände bis zu 0,80 Meter Dicke für den Sommer- und Winter-Fall werden zum Beispiel in der DAfStb-Richtlinie „Betonbau beim Umgang mit wassergefährdenden Stoffen“ [22] angegeben. Weitere Empfehlungen für den Ansatz klimabedingter Außentemperaturen sind in Eurocode 1, Teil -1-5 Temperatureinwirkungen [28], [29] enthalten.

Die über den Querschnitt verteilten Dehnungen und Spannungen lassen sich in einen konstanten und einen veränderlichen Verlauf aufteilen. Insbesondere bei dickeren Bauteilen kühlen (trocknen) zunächst die Randbereiche schneller aus, als der Kernbereich. Es entsteht eine ungleichmäßige Dehnungs- und Spannungsverteilung (negative Dehnungen führen zu positiven Zugspannungen). Bei starrer Festhaltung des Bauteils (vollem Zwang) werden sich über den gesamten Querschnitt Zugspannungen einstellen, die an den Rändern größer sind als im Kernbereich (**Abb. 5a**).

Bei Überschreitung der Betonzugfestigkeit ist mit Trennrissen zu rechnen. Bei elastischer Festhaltung oder gleitender Lagerung reduziert sich der konstante Zugspannungsanteil und es verbleibt ein Eigenspannungszustand mit geringeren Zugspannungen in den Randbereichen und Druckspannungen im Kernbereich (**Abb. 5b**). In diesem Fall können sogenannte Schalenrisse in den Randbereichen entstehen. Bei ungleichmäßigen Randabkühlungen (Randaustrocknungen) und insbesondere auch bei linear verteilten Temperaturgradienten (Rand 1 kalt oder trocken; Rand 2 warm oder feucht) ist außerdem eine Bauteilverkrümmung (zum Beispiel Aufschüsseln infolge Biegezwangs) möglich.

Je geringer das Temperaturmaximum  $T_{max}$  während der Hydratation ausfällt, desto geringer ist die Wärmeausdehnung und dementsprechend geringer die daran anschließende Verkürzung beim Abfließen der Hydratationswärme (zentrischer Zwang – Trennrissgefahr). Aber auch der Temperaturgradient ist zu kontrollieren, insbesondere bei dickeren Bauteilen durch Abkühlung der Randbereiche bei länger anhaltenden hohen Kerntemperaturen (Eigenspannungen). Die Zugbruchdehnung bei normalfesten Betonen beträgt etwa 0,1 Promille. Diese Zugbruchdehnung wird etwa bei einer Abkühlung im minus zehn Kelvin gegenüber dem spannungsfreien Zustand erreicht. Bei starrer Dehnungsbehinderung entsteht dann der erste Riss.

Die Auswirkungen der behinderten Verformungen sind Zwangsschnittgrößen im Bauteil. Führen diese zu irgendeinem Zeitpunkt  $t$  zu Zwangszugspannungen  $\sigma_{ct}(t)$ , die die bis dahin erreichte wirksame Betonzugfestigkeit  $f_{ct,eff}(t)$  überschreiten, ist in Betonbauteilen mit Rissen zu rechnen, die zur Sicherstellung von Dauerhaftigkeit und Gebrauchstauglichkeit möglichst zielsicher zu begrenzen (EGS-b oder EGS-c) oder zu vermeiden (EGS-a) sind.

Die Entwicklung von Betontemperatur, Betonzugfestigkeit und Betonzwangszugspannungen während des Abfließens der Hydratationswärme (früher Zwang) ist für verschiedene Lagerungsbedingungen (konstruktive Maßnahme) an einem konkreten Beispiel in **Abb. 6a** dargestellt. Zunächst erhöht sich in der Erwärmungsphase die Bauteiltemperatur, ausgehend von der Frischbetontemperatur infolge der Hydratation des Zementes (abhängig von Zementart und -menge). Damit ist eine Ausdehnung des Bauteils verbunden, die wegen der geringen Anfangssteifigkeit des sehr jungen Betons (niedriger E-Modul) zu relativ geringen Betondruckspannungen auch abhängig von den Lagerungsbedingungen führt. Nach Erreichen des Temperaturmaximums beginnt die Abkühlphase mit einhergehender Bauteilverkürzung, die zunächst unter Abbau der Druckspannungen einen spannungsfreien Zustand bei zwischenzeitlich größerem E-Modul erreicht (Nullspannungstemperatur  $T_0$ ). Bei weiterer Abkühlung bis zur Umgebungstemperatur entstehen anwachsende Betonzugspannungen, die wieder von den Lagerungsbedingungen abhängen. Bei starrer Festhaltung wird in der Regel die Betonzugfestigkeit relativ schnell erreicht, und ein Riss entsteht; bei entsprechend weicher elastischer Festhaltung (im Beispiel 73 Prozent von starr) erreichen die Betonzugspannungen nicht mehr die Betonzugfestigkeit, und das Bauteil bleibt rissfrei (EGS-a).

In **Abb. 6b** wird zusätzlich die positive Wirkung von betontechnischen (Reduktion Frischbetontemperatur und Hydratationswärme) und von ausführungstechnischen Maßnahmen (thermische Nachbehandlung) qualitativ dargestellt. In der Erwärmungsphase kann die Erhöhung der Bauteiltemperatur durch eine Reduktion der Frischbetontemperatur und durch einen Beton mit niedriger Hydratationswärmewicklung begrenzt werden. Nach Erreichen des reduzierten Temperaturmaximums  $T_{max}$  kann die Abkühlphase durch eine thermische Nachbehandlung deutlich verlangsamt werden (auch im Sommer). Die mit der Abkühlung verbundenen Betonzugspannungen wachsen dann auch langsamer an, sodass diese günstigenfalls unter der zwischenzeitlich erhöhten Betonzugfestigkeit bleiben, und das Bauteil bleibt rissfrei (EGS-a).

## 3 Rechnerischer Nachweis der Rissbreiten bei Zwangsbeanspruchung

Die Festlegung von rissbreitenbegrenzender Bewehrung kann auf die Risschnittgrößen oder auf realistisch abgeschätzte Zwangsschnittgrößen

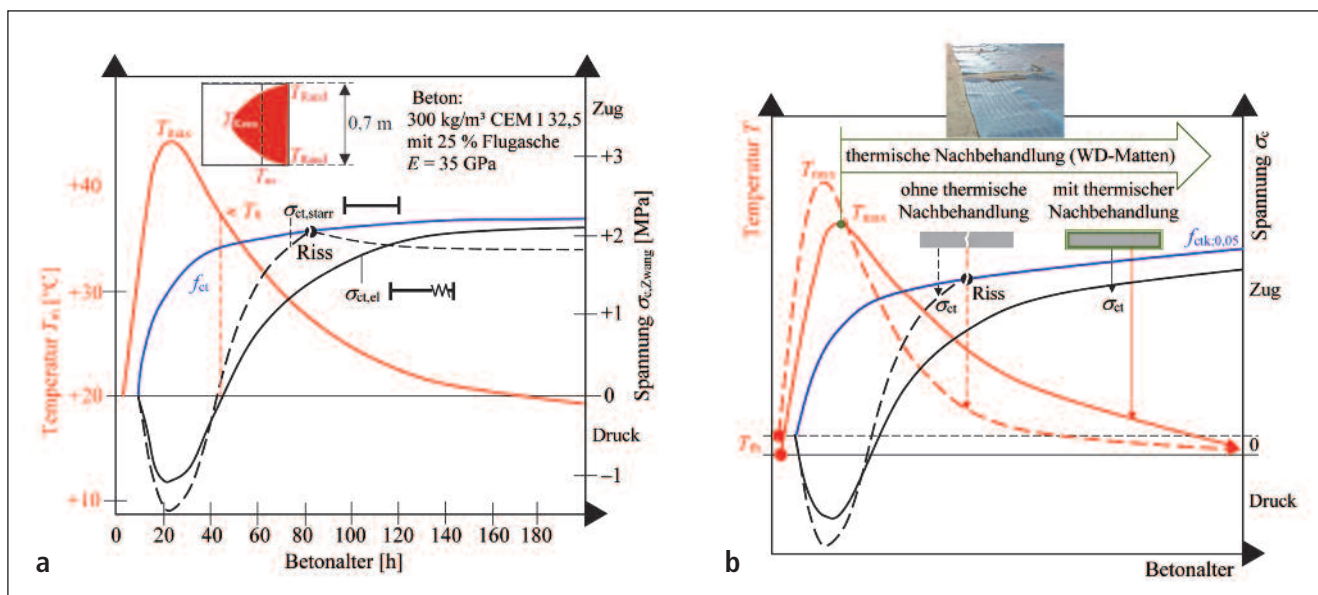


Abb. 6: Entwicklung von Betontemperatur, Betonzugfestigkeit und Betonzwangszugspannungen  
 a: Beispiel: Abfließen der Hydrationswärme in 0,7 Meter dicker Wand mit vollem (starre Festhaltung 100 Prozent) und teilweisem Zwang (elastische Festhaltung 73 Prozent) (nach Laube [10])  
 b: Beispiel: Betontechnologie (Reduktion T<sub>max</sub>) und thermische Nachbehandlung mit Wärmedämmmatten (qualitativer Verlauf)

ben oder auf verformungskompatible Modelle der Rissverteilung abgestellt werden. Maßgebend ist der Zeitpunkt der Rissentstehung, da die Materialeigenschaften des erhärtenden Betons sowohl auf der Einwirkungs- als auch auf der Widerstandsseite zeitabhängig sind.

In den deutschen Bemessungsnormen des Betonbaus wird seit Jahrzehnten (seit DIN 1045:1988) für die Ermittlung der Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten infolge Zwanges vereinfacht von empirisch abgeschätzten Risschnittgrößen ausgegangen. Die Risschnittgröße stellt bei Zwangsbeanspruchung normalerweise den konservativen oberen Grenzwert dar, da mit jedem Riss die gerade erreichte Zwangszugspannung durch den Steifigkeitsabfall wieder abgebaut wird (Abb. 6a).

Die Mindestbewehrung A<sub>s,min</sub> soll die Betonzugspannungen aufnehmen, die unmittelbar vor der Rissentstehung in der vorher ungerissenen Betonzugzone A<sub>ct</sub> entstanden sind und im Moment der Rissbildung frei werden:

$$A_{s,min} \cdot \sigma_s = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct} \quad Gl. (1)$$

Dabei sind (A<sub>s,min</sub> · σ<sub>s</sub>) die durch Mindestbewehrung aufzunehmende Zugkraft mit einer von der geplanten Rissbreite abhängigen ausnutzbaren Stahlspannung und (k<sub>c</sub> · k · f<sub>ct,eff</sub> · A<sub>ct</sub>) die Risschnittgröße als Zugkraft für den Primärriss (siehe Eurocode 2 [5], [6]: Gl. (7.1) mit (7.7DE), dort auch Erläuterung der Symbole).

Der Erfolg dieses Nachweiskonzepts *Widerstand (Bewehrung) = Einwirkung (Risskraft)* ist auf seine Einfachheit und Nachvollziehbarkeit zurückzuführen. Vorteilhaft ist die einfache Abschätzung der Risschnittgröße, sodass sich der Tragwerksplaner mit den konkreten indirekten Einwirkungen und den Einspanngraden rechnerisch nicht auseinandersetzen muss. Es funktioniert auch hinsichtlich Wirtschaftlichkeit und Einbaubarkeit der Bewehrung für dünne Bauteile mit überwiegender Primärrissbildung bei moderaten Rissbreitenanforderungen sehr gut.

Mit zunehmender Dicke der nachzuweisenden Bauteile kann die nach Gl. (1) ermittelte Bewehrungsmenge weit auf der sicheren (unwirtschaftlichen) Seite liegen, weil sich die Rissmechanik dicker von derjenigen dünner Bauteile unterscheidet. In den Bemessungsnormen des Betonbaus wurde daher mit DIN 1045-1:2008 [11] die Möglichkeit eröffnet, die Mindestbewehrung dickerer Bauteile wegen der zunehmenden Sekundärrissbildung (Abb. 2) auf die Risszugkraft der wirksamen Betonrandzone A<sub>c,eff</sub> bei zentrischem Zwang auszulagern:

$$A_{s,min} \cdot \sigma_s = f_{ct,eff} \cdot A_{c,eff} \quad Gl. (2)$$

Dabei ist A<sub>c,eff</sub> nur noch der effektive Wirkungsbereich der Bewehrung am Bauteilrand. Um das Fließen der Bewehrung mit übergroßer bleibender Rissöffnung zu vermeiden, ist als oberer Grenzwert für A<sub>s,min</sub> hier die Mindestbewehrung nach Gl. (1), jedoch mit σ<sub>s</sub> = f<sub>yk</sub> = 500 MPa erforderlich (vgl. Beispiel in Abb. 7, rechter ansteigender Ast, schwarze Linie). Andererseits muss auch mit Gl. (2) nicht mehr Bewehrung als nach Gl. (1) eingelegt werden.

Im Normtext des NA [6] zu den entsprechenden Gleichungen (NA.7.5.1) und (NA.7.5.2) wird der Anwendungsbereich auf „dickere“ Bauteile begrenzt. Der in [21] definierte Begriff der massigen Bauteile (Mindestbauteilabmessung ≥ 0,80 Meter) wurde hier nicht verwendet, weil eine reduzierte rechnerische Mindestbewehrung nach Gl. (2) gegenüber Gl. (1) mehr von der effektiven Wirkungszone der Bewehrung abhängt. In der Beispielrechnung nach Abb. 7 ergibt sich die Grenze der wirtschaftlicheren Berechnung bei einer Betondeckung von 30 Millimeter mit ca. 0,25 Meter, bei einer Betondeckung von 50 Millimeter mit ca. 0,45 Meter. Die horizontalen durchgezogenen Linienbereiche kennzeichnen den Bereich, in dem die effektive Wirkungszone (und damit die Risskraft) unabhängig von der Bauteildicke konstant angenommen werden dürfen.

Eine weitere normative Möglichkeit besteht darin, die Mindestbewehrung zu vermindern, wenn die Zwangsschnittgröße die Risschnittgröße mit ausreichender Sicherheit nicht erreicht. In diesen Fällen darf die

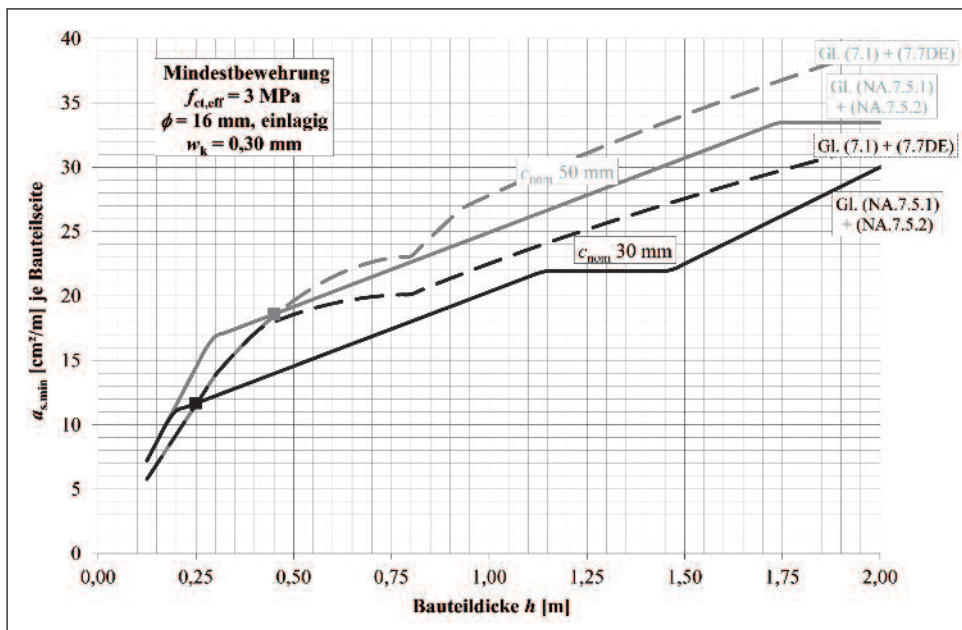


Abb. 7: Beispiel: Vergleich der Mindestbewehrung infolge zentrischen Zwangs für dickere Bauteile nach DIN EN 1992-1-1/NA [6]

Mindestbewehrung durch eine Auslegung für die nachgewiesene Zwangsschnittgröße  $F_{ct,Zwang}$  unter Berücksichtigung der Anforderungen an die Rissbreitenbegrenzung ermittelt werden:

$$A_{s,min} \cdot \sigma_s = F_{ct,Zwang} \quad Gl. (3)$$

Die nachzuweisende Zwangsschnittgröße hängt wiederum von realistischen Annahmen zu den Verformungen und Dehnungen aus den indirekten Einwirkungen und zum erhärtungs- beziehungsweise reifeabhängigen Beton-E-Modul  $E_c(t)$  und von der zutreffenden Modellierung der oft auch steifigkeitsabhängigen verformungsbehindernden Festhaltungen ab (gegebenenfalls mit Grenzwertbetrachtungen). Im Idealfall völlig freier Verformbarkeit (zum Beispiel statisch bestimmte Lagerung) wäre  $F_{ct,Zwang} = 0$  und damit auch keine Mindestbewehrung für Zwang erforderlich.

Der alternative rechnerische Nachweis ungerissener Betonbauteile in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit im Sinne des EGS-a sollte auf der sicheren Seite mit  $\sigma_{ct,Zwang} \leq f_{ctk;0,05}$  mit dem 5 %-Quantilwert der streuenden Betonzugfestigkeit erfolgen (Abb. 6b), zum Beispiel nach DAfStb-WU-Richtlinie [4]).

Auch die möglichen Schalenrisse lassen sich nach denselben Entwurfsgrundsätzen beherrschen, indem die anteilige Zugkraft (vereinfacht aus einer trapez- oder dreieckförmig verteilten Randzugspannung ermittelt (vergl. Abb. 5b) aus den Eigenspannungen in der Randzone in der effektiven Wirkungszone der Bewehrung auf der Einwirkungsseite berücksichtigt und der Ermittlung der rissbreitenbegrenzenden Bewehrung oder dem Vergleich mit der erreichten Betonzugfestigkeit (EGS-a) auf der Widerstandsseite zugrunde gelegt wird.

Da die normativen Nachweismöglichkeiten über Riss- und Zwangsschnittgrößen insbesondere bei sehr massigen Bauteilen (Bauteildicken größer als etwa zwei Meter) oft zu sehr unwirtschaftlichen Bemessungsergebnissen führen, können alternative Nachweismodelle zweckmäßiger sein. Hierzu wurde von Bödefeld et al. [12] ein mechanisch konsistentes Bemessungsmodell unter Beachtung der Verformungskompatibilität entwickelt, das heißt: die behinderten Verformungen werden durch Rissbildung und Dehnungen im Beton kompensiert.

Dieses Modell berücksichtigt zeitabhängig das Gleichgewicht aus Verformungseinwirkung  $\epsilon_0$  und Antwort des Bauteils in Form von tatsächlicher behinderungsgradabhängiger Längenänderung  $\epsilon_{beh}$  und Zwangsspannung  $\sigma_{beh}$ . Hierzu wurden ein pragmatisches Materialmodell mit konsistenter Berücksichtigung der viskoelastischen Effekte und Ingenieurmodelle für die Lage der Primärrisse von Schlicke [13] entwickelt. Zusammen mit der Zwangsbeanspruchung ist damit die Verformungseinwirkung in einem Primärriss bekannt. Die Bewehrung an der Bauteiloberfläche erzeugt weitere Sekundärrisse. Den Zusammenhang von Primärrissbreite, erforderlicher Anzahl der Sekundärrisse zur Einhaltung der zulässigen Rissbreite und dazugehöriger Bewehrung gibt Bödefeld in [14] an. Dieses Bemessungsmodell für frühen Zwang unter Beachtung der Verformungskompatibilität hat im BAW-Merkblatt [15] Eingang gefunden und wird für die Rissbreitenbegrenzung in massigen Bauteilen ( $h > 0,80$  Meter) von Wasserbauwerken, wie zum Beispiel Schleusen, seit mehreren Jahren erfolgreich angewendet. Eine Zusammenfassung des aktuellen Sachstands mit Bemessungsbeispielen wird von Tue und Schlicke in [16] gegeben.

## 4 Ist der frühe oder der späte Zwang maßgebend?

Zwang im frühen Betonalter (früher Zwang) wird deshalb vom späten Zwang unterschieden, weil in der Erhärtungsphase die Betonzugfestigkeit (und der Beton-E-Modul) des jungen Betons noch relativ gering sind. Die Zwangskräfte, die nötig sind, den Betonquerschnitt zum Reißen zu bringen, sind dementsprechend auch relativ gering.

Im Verlauf der Zeit erhärtet der Beton weiter und erreicht in der Vorstellung der meisten Tragwerksplaner 28 Tage nach dem Betonieren die mittleren Normwerte seiner Betondruck- und Betonzugfestigkeit sowie des E-Moduls. Bei den Normwerten handelt es sich jedoch „nur“ um Laborwerte von eigens angefertigten und speziell gelagerten Prüfkörpern. Praktisch kein reales Betonbauteil weist den Prüfkörpern identische Erhärtungs- und Einbaubedingungen auf, sodass die zum Zeitpunkt der Entstehung der Zwangsschnittgrößen und etwaigen Risse tatsächlich vorhandenen Betoneigenschaften mehr oder weniger deutlich von diesen Annahmen abweichen.

Bei Zwang im späten Betonalter (später Zwang) sind zur Erzeugung von Rissen entsprechend größere Zwangskräfte erforderlich beziehungsweise vorhanden. Ein möglicher später Zwang kann dadurch erzeugt werden, dass ein eingespanntes Bauteil gegenüber seiner ursprünglichen Erhärtungstemperatur deutlich abgekühlt wird, zum Beispiel bei Außenluftzugang im Winter.

Die Festlegung, ob eine Bemessung auf frühen Zwang ausreichend ist oder ob in einem späten Bauteilalter noch Zwangsbeanspruchungen auftreten können, muss zunächst vom Tragwerksplaner verantwortlich getroffen werden (idealerweise schon in der Entwurfsphase). Sie ist wichtiger Bestandteil der Tragwerksplanung und dementsprechend zu dokumentieren. Das heißt, dass sowohl in der statischen Berechnung als auch in der Ausschreibung alle wesentlichen, vom Tragwerksplaner getroffenen Annahmen wie zum Beispiel auch die angesetzte Betonzugfestigkeit, die Zwangsart (früh oder spät) und die dafür vorausgesetzten Randbedingungen (auch während der Bauzeit) deutlich beschrieben werden. Welche Randbedingungen vorliegen oder sichergestellt werden sollen, damit die Annahme des frühen Zwangs tatsächlich gerechtfertigt ist, liegt in der Verantwortung des Tragwerksplaners (vgl. auch Meier in [8]).

Erfahrungsgemäß sind bei gutachterlich begleiteten Mängeldiskussionen über entstandene unplanmäßig große Rissbreiten in bereits ausgeführten Bauwerken immer mehrere Ursachen in der Planung und/oder der Bauausführung festzustellen. Eine der häufigsten Ursachen ist jedoch, dass die Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite pauschal nur auf frühen Zwang mit einer wirksamen Betonzugfestigkeit  $0,50f_{ctm}$  ausgelegt wurde und tatsächlich zu einem späteren Zeitpunkt doch noch übersehene oder unplanmäßige Einwirkungen zu spätem Zwang führten. Bei Überschreitung der zu diesem Zeitpunkt größeren Risskräfte können diese von der dann unterdimensionierten und damit höher beanspruchten Bewehrung nur noch mit weniger Rissen und dafür größeren Rissbreiten aufgenommen werden.

Daher wurde unter anderem in der A1-Änderung des Nationalen Anhangs DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12 [6] der Normtext zu  $f_{ct,eff}$  wie folgt umgestellt und geändert:

*$f_{ct,eff}$  ist der Mittelwert der wirksamen Zugfestigkeit des Betons  $f_{ctm}$  der beim Auftreten der Risse zu erwarten ist. Dabei sollte für  $f_{ct,eff}$  mindestens eine Zugfestigkeit  $f_{ctm} \geq 3,0 \text{ N/mm}^2$  angenommen werden. Wenn der Abschluss der Rissbildung mit Sicherheit innerhalb der ersten 28 Tage festgelegt werden kann, darf ein niedrigerer Wert mit  $f_{ctm}(t)$  angesetzt werden. Falls ein niedrigerer Wert  $f_{ctm}(t)$  angesetzt wird, ist dieser durch Hinweis in der Baubeschreibung, der Ausschreibung und auf den Ausführungsunterlagen dem Bauausführenden rechtzeitig mitzuteilen, damit dies bei der Festlegung des Betons berücksichtigt werden kann.*

Die normative Intention wird klarer: Wenn der Zeitpunkt der Rissbildung nicht mit Sicherheit innerhalb der ersten 28 Tage festgelegt werden kann (zum Beispiel wegen Differenzschwindens benachbarter Bauteile, jahreszeitliche Temperaturdifferenzen bei Bauteilen mit verformungsbehindernder Einspannung beziehungsweise Festhaltung) ist später Zwang zu berücksichtigen, und für die Ermittlung der Mindestbewehrung (Risschnittgröße) sollte mindestens eine Zugfestigkeit von  $3,0 \text{ N/mm}^2$  für Normalbeton und  $2,5 \text{ N/mm}^2$  für Leichtbeton angenommen werden. Der Regelfall ist somit die Annahme des späten Zwangs.

Nur in besonderen Fällen darf ein niedriger Zugfestigkeitswert (früher Zwang mit reduzierter Risschnittgröße) angenommen werden. Weitere neue Schwierigkeit: Der Tragwerksplaner muss dann selbstständig Festlegungen zum frühen Risszeitpunkt und zur dann erreichten Betonzugfestigkeit treffen. Nach wie vor (seit 2008 in DIN 1045-1 [11]) müssen die diesbezüglichen Festlegungen des Tragwerksplaners an Bauausführende und Betonhersteller nachvollziehbar weitergegeben werden, damit richtig kalkuliert und angeboten und der geeignete Beton auch hergestellt und eingebaut werden kann.

Ein verständlicher Textvorschlag für Ausschreibungstexte und Ausführungsunterlagen wird im DBV-Merkblatt [1] wie folgt angegeben:

*Bei der rechnerischen Begrenzung der Rissbreite für das Bauteil (z. B. Bodenplatte, Wand, Pos. XYZ) wurde früher/später Zwang vorausgesetzt. Zur Begrenzung der frühen Betonzugfestigkeit ist ein Beton mit langsamer/mittlerer/schneller Festigkeitsentwicklung zu verwenden. (Anmerkung: Nicht-Zutreffendes streichen!)*

Die Angaben sollten in allgemeinerer Form auf die Annahme des frühen oder späten Zwangs und auf die vorausgesetzte (in der Regel mittlere) Festigkeitsentwicklung des Betons hinweisen. Wichtig ist nach wie vor, dass die Annahmen des Tragwerksplaners für das Bauunternehmen als Bieter in der Ausschreibung klar erkennbar mitgeteilt und die betroffenen Bauteile explizit in der Ausschreibung erwähnt werden.

Für die Auswahl einer geeigneten Betonsorte kann in Bezug auf die Begrenzung der Betonzugfestigkeit ersatzweise somit weiterhin auf die Druckfestigkeitsentwicklung abgestellt werden. Das ist mit Blick auf die Streuungen der Festigkeitswerte und die sonstigen, teilweise groben, Annahmen im Rechenmodell ausreichend genau. Ein expliziter Nachweis der Betonzugfestigkeit beim Betonhersteller oder gar auf der Baustelle nach drei oder fünf Tagen ist jedenfalls nicht notwendig und wird normativ auch nicht gefordert.

Eine optimale Lösung ist durch möglichst frühzeitige Kommunikation mit allen am Bau Beteiligten zu erreichen. Bei entsprechendem Vorlauf und Abstimmung geeigneter betontechnischer und ausführungstechnischer Maßnahmen sind dann auch weiterhin deutlich reduzierte Ansätze zur frühen Betonzugfestigkeit oder zu einer nachgewiesenen reduzierten Zwangsschnittgröße möglich, die eine wirtschaftlichere Rissbreitenbegrenzung rechtfertigen.

## 5 Annahme der Betonzugfestigkeit bei frühem Zwang

Oft wird in der Tragwerksplanung (manchmal allzu zu leichtfertig) angenommen, dass ein risserzeugender früher Zwang nur aus dem Abfließen der Hydratationswärme herrührt und die Risse in den ersten drei bis fünf Tagen nach dem Betonieren entstehen. In diesem frühen Betonalter durfte früher (bis Ende 2015) die Betonzugfestigkeit  $f_{ct,eff}$  vereinfacht und pauschal zu 50 Prozent der mittleren Zugfestigkeit  $f_{ctm}$  nach 28 Tagen angenommen werden, „sofern kein genauere Nachweis erforderlich ist“.

Diese Annahme führt zu einer gegenüber dem Fall später Zwang mit 100 Prozent  $f_{ctm}$  etwa auf 70 Prozent reduzierte Mindestbewehrungsmenge. Sie hat sich daher, unabhängig vom tatsächlichen Risszeitpunkt, als „üblich“ in der Tragwerksplanung für eine wirtschaftliche Rissbreitenbegrenzung schnell durchgesetzt.



Problematisch bei dieser Annahme ist jedoch, dass die Konsequenzen für die Bauausführung häufig übersehen werden. Der vermeintliche wirtschaftliche Vorteil durch Stahleinsparung wird durch erhöhten Aufwand in der Bauausführung (längere Nachbehandlung und Ausschallfristen, gegebenenfalls zusätzliches Temperieren) und vor allem durch höhere Baustoffkosten oder regionale Lieferschwierigkeiten für bestimmte Betonzusammensetzungen (meistens Betone mit langsamer Festigkeitsentwicklung) schnell aufgezehrt. Darüber hinaus werden von Baubeteiligten zunehmend besondere Nachweise dieser frühen Betonzugfestigkeit verlangt, die die Transportbetonhersteller für ihre 28-Tage-Standardbetonsorten oft nicht liefern können. Vor allem vor diesem Hintergrund wurde der pauschale Ansatz von  $0,50f_{ctm}$  mit der A1-Änderung des NA gestrichen [19].

Bei den Normwerten der Betonfestigkeiten handelt es sich um Laborwerte von eigens angefertigten und speziell gelagerten Prüfkörpern. In praktisch keinem Bauwerk weist der Beton diesen Prüfkörpern entsprechende Erhärtungs- und Einbaubedingungen auf, sodass die tatsächlich zum Zeitpunkt der Entstehung der Zwangsschnittgrößen und etwaiger Risse vorhandenen Betoneigenschaften mehr oder weniger deutlich von diesen Annahmen abweichen. Insofern ist der Tragwerksplaner in der Regel auf Schätzungen der Betonzugfestigkeit angewiesen, was aufgrund der relativ geringen Genauigkeit der Vorhersage des Rissbreitenmodells und der streuenden Eingangsgrößen vertretbar ist. Deshalb ist ein hoher theoretischer Aufwand bei der Festlegung der rechnerischen Betonzugfestigkeit nicht gerechtfertigt [19].

Bei Festigkeitsklassen  $\geq C30/37$  ist es erfahrungsgemäß nicht zielsicher möglich, die Festigkeitsentwicklung des Betons ausreichend zu verzögern, um die Betonzugfestigkeit von  $0,50f_{ctm}$  während des Abfließens der Hydratationswärme einzuhalten. Dies gilt insbesondere für dickere Bauteile, deren maximale Temperatur infolge der Hydratation erst nach mehreren Tagen erreicht wird und bei denen das Abfließen der Hydratationswärme länger dauert.

Forderungen nach einer langsamen oder sehr langsamen Festigkeitsentwicklung werden von den regional angebotenen Betonsorten wegen der heutzutage üblicherweise verwendeten Zemente (zum Beispiel mit Festigkeitsklassen CEM 42,5 als Standardzement) praktisch nicht mehr erfüllt. Auch wegen der seit 2001 erhöhten Dauerhaftigkeitsanforderungen (Wasserzementwerte und Mindestzementgehalte nach DIN 1045-2 [20]) zu den vom Planer gewählten Expositionsklassen weisen die heute üblichen Betone gegenüber den vor Jahrzehnten verwendeten tendenziell höhere Frühfestigkeiten auf. Langsam oder sehr langsam erhärtende Betone mit 28-Tage-Endfestigkeiten sind heute de facto in vielen Regionen nicht mehr am Markt verfügbar. Sie werden praktisch nur noch bei massigen Bauteilen nach der DAfStb-Richtlinie „Massige Bauteile aus Beton“ [21] (mit  $h > 0,80$  Meter) und in der Regel unter gesonderter verbindlicher Vereinbarung des Nachweises der Betondruckfestigkeit mit einem späteren Prüfaller von 56 oder 91 Tagen verwendet.

Aus der spezifischen Sicht der Transportbetonindustrie ist es für die Betonlieferanten sinnvoll, bei Ausschreibungen mit oben genanntem Hinweis der Tragwerksplaner (Annahme  $0,50f_{ctm}$  nach fünf Tagen) nur Beton auszuwählen, bei dessen Herstellung ein Zementtyp 32,5 N (Klasse 5) verwendet wird und bei dem der Druckfestigkeitsnachweis nach 91 Tagen erfolgt (mit  $r < 0,30$ , vgl. BTB-Praxis-Tipp [17]). Allerdings wird in vielen Lieferwerken CEM 32,5 N nicht mehr standardmäßig vorgehalten. Außerdem ist der lange 91-Tage-Zeitraum für die

meisten Bauvorhaben nicht akzeptabel. Wenn von Transportbetonwerken doch langsam und sehr langsam erhärtende Betone mit Nachweisen der Betondruckfestigkeit später als nach 28 Tagen angeboten werden, ist bei Verwendung solcher Betone eine besondere Vereinbarung erforderlich. Dabei sind die Vorgaben der MVV TB, Teil A, Abschnitt A1 [18], Anlage A 1.2.3/4 zur Anwendung eines von 28 Tagen abweichenden Prüfallers zu beachten.

Die typische Druckfestigkeitsentwicklung von Betonen wird in **Abb. 8** nochmals abhängig vom Zementtyp illustriert. Betone mit höherfesten oder schneller erhärtenden Zementen erreichen im Labor etwa nach drei bis sieben Tagen 80 Prozent der 28-Tage-Festigkeit und nur Betone mit niedriger Zementfestigkeitsklasse 32,5 mit normaler und langsamer Erhärtungscharakteristik nach sieben Tagen etwa die früher angesetzten 50 Prozent der 28-Tage-Festigkeit.

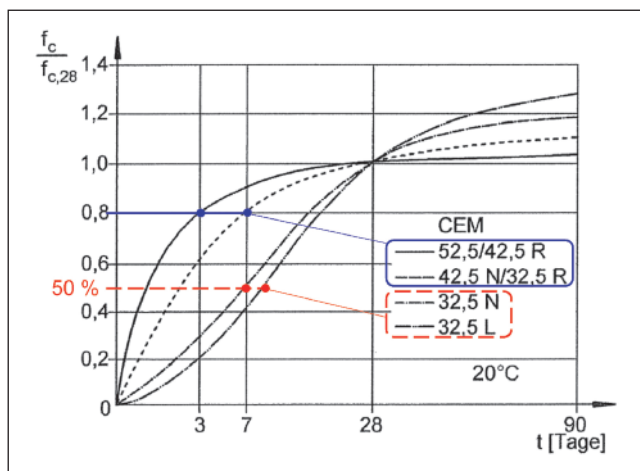


Abb. 8: Erhärtungsverlauf von Beton mit verschiedenen Zementen (nach Reinhardt [25])

Für die Auswahl einer geeigneten Betonsorte soll in Bezug auf die Begrenzung der Betonzugfestigkeit näherungsweise weiterhin nur die Druckfestigkeitsentwicklung herangezogen werden (r-Werte). Hierbei wird die unterschiedliche Entwicklung von Druck- und Zugfestigkeit vernachlässigt. Dieser Ansatz ist mit Blick auf die Streuungen der Festigkeitswerte und die sonstigen teilweise groben Annahmen im Rechenmodell ausreichend genau.

Ein expliziter Nachweis der Betonzugfestigkeit durch den Betonhersteller oder den Verwender ist daher nicht erforderlich. Anpassungen der Festigkeitsentwicklung bei der Betonbestellung für das konkrete Bauteil unter Berücksichtigung der tatsächlichen Baustellenrandbedingungen, zum Beispiel Sommer-/Winterrezeptur, sind gegebenenfalls zweckmäßig und notwendig.

Im Ingenieurbau der öffentlichen Verkehrsträger soll abweichend gemäß DIN EN 1992-2/NA [23] weiterhin pauschal mit  $0,50f_{ctm}$  gerechnet werden, da in der Regel langsam erhärtender Beton bei sommerlichen Temperaturen und Beton mit mittlerer Festigkeitsentwicklung beim Betonieren unter winterlichen Bedingungen vorgeschrieben und der Nachweis der Festigkeit gegebenenfalls auf 56 Tage festgelegt werden darf. Hinzu kommen besondere konstruktive Festlegungen in den *Zusätzlichen Technischen Vertragsbedingungen* (zum Beispiel in den ZTV-ING mit Frischbetontemperatur maximal 25 Grad Celsius bei Tunneln oder mit bestimmten Fugenkonzepten). Wenn der r-Wert

	1		2	3	4	5
	Festigkeitsentwicklung des Betons		Bauteildicke h			
			≤ 0,30 m	≤ 0,80 m	≤ 2,0 m	> 2,0 m
1	langsam	(r < 0,30) <sup>1) 2)</sup>	– <sup>3)</sup>	0,60f <sub>ctm</sub>	0,70f <sub>ctm</sub> <sup>4)</sup>	0,80f <sub>ctm</sub> <sup>4)</sup>
2	<b>mittel</b>	<b>(r &lt; 0,50)<sup>1)</sup></b>	<b>0,65f<sub>ctm</sub></b>	<b>0,75f<sub>ctm</sub></b>	<b>0,85f<sub>ctm</sub></b>	<b>0,95f<sub>ctm</sub></b>
3	schnell	(r ≥ 0,50) <sup>1)</sup>	0,80f <sub>ctm</sub>	0,90f <sub>ctm</sub>	1,0f <sub>ctm</sub>	1,00f <sub>ctm</sub>

<sup>1)</sup> Die Festigkeitsentwicklung des Betons wird durch das Verhältnis  $r = f_{cm}(2\text{ d}) / f_{cm}(28\text{ d})$  beschrieben, das bei der Eignungsprüfung oder auf der Grundlage eines bekannten Verhältnisses von Beton vergleichbarer Zusammensetzung (d. h. gleicher Zement, gleicher w/z-Wert) ermittelt wurde.  
Wird bei besonderen Anwendungen die Druckfestigkeit zu einem späteren Zeitpunkt  $t > 28$  Tage bestimmt, ist das Verhältnis der mittleren Druckfestigkeit nach 2 Tagen  $f_{cm}(2\text{ d})$  zur mittleren Druckfestigkeit zum Zeitpunkt der Bestimmung der Druckfestigkeit  $f_{cm}(t)$  zu ermitteln oder es ist vom Betonhersteller eine Festigkeitsentwicklungskurve bei 20 °C zwischen 2 Tagen und dem Zeitpunkt der Bestimmung der Druckfestigkeit anzugeben.  
<sup>2)</sup> Bei Festigkeitsklassen ≥ C30/37 ist es i. d. R. nicht möglich, das Festigkeitsverhältnis  $r \leq 0,30$  bezogen auf 28 Tage zu begrenzen. In diesen Fällen ist es erforderlich, den Zeitpunkt des Nachweises der Festigkeitsklasse auf einen späteren Zeitpunkt (z. B. 56 Tage) zu vereinbaren.  
<sup>3)</sup> Die Auslegung der Bewehrung bei dünnen Bauteilen auf eine langsame Festigkeitsentwicklung ist nicht sinnvoll. Es sollte grundsätzlich mindestens eine mittlere Festigkeitsentwicklung angenommen werden.  
<sup>4)</sup> Der empfohlene Anhaltswert für massige Bauteile ist erst bei der Verwendung von langsam erhärtenden Betonen mit einem Prüfalter von 91 Tagen zu erwarten.

Abb. 9: Empfohlene Anhaltswerte für die Betonzugfestigkeit bei Zwang aus Abfließen der Hydratationswärme (Tabelle 7 aus DBV [1])

< 0,30 nicht nachgewiesen wird, kann es erforderlich werden, die effektive Zugfestigkeit  $f_{ct,eff}$  zu erhöhen (vgl. [24]).

Wenn die Festlegung der Rissbildung nur infolge frühen Zwanges nach sorgfältiger Abwägung beibehalten wird und (noch) keine genaueren Angaben über die Festigkeitsentwicklung des Betons vorliegen, sollte vom Tragwerksplaner ein heutzutage üblicher Beton mit mittlerer (statt langsamer oder sehr langsamer) Festigkeitsentwicklung angenommen werden. Berücksichtigt man noch die gegenüber der Druckfestigkeit schnellere frühe Zugfestigkeitsentwicklung, können als rechnerische Anhaltswerte für die frühe Betonzugfestigkeit  $f_{ct,eff} = f_{ctm}(t)$  bei „üblichen“ Betonen die Anhaltswerte in **Abb. 9** empfohlen werden [1].

Die Abfrage der Festigkeitsentwicklung im Labor für eine konkrete Betonsorte beim Transportbetonhersteller liefert realistischere Anhaltswerte. Je dicker die Bauteile, umso länger dauert das Abfließen der Hydratationswärme. Umgebungs- und Frischbetontemperaturen sowie die Art und Dauer der Nachbehandlung (zum Beispiel Verweildauer in der Schalung) beeinflussen den Hydratations- und Erhärtungsverlauf ebenfalls.

In DIN EN 1992-1-1 [5] wird die zeitabhängige Entwicklung der Betonfestigkeit über einen Beiwert  $\beta_{cc}(t)$  nach Gl. (3.2) beziehungsweise Gl. (3.4) in [5] abhängig vom Betonalter  $t$  ausgedrückt. Für den hier interessierenden Erhärtungszeitraum bis zu  $t \leq 28$  Tagen wird demnach die relative Festigkeitsentwicklung für die Betondruck- und Betonzugfestigkeit ( $f_{cm}$  und  $f_{ctm}$ ) rechnerisch gleich angenommen:

$$\beta_{cc}(t) = \frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}(28d)} = \frac{f_{ctm}(t)}{f_{ctm}(28d)} \quad \text{Gl. (4)}$$

Tatsächlich entwickelt sich die frühe Betonzugfestigkeit jedoch schneller als die Betondruckfestigkeit. Die unterschiedlich schnelle Entwicklung der Betoneigenschaften E-Modul, Zugfestigkeit und Druckfestigkeit sind, abhängig vom Reaktionsgrad, für normalfeste Betone prinzipiell in **Abb. 10** normiert dargestellt. Dort ist erkennbar, dass bei einem Reaktionsgrad

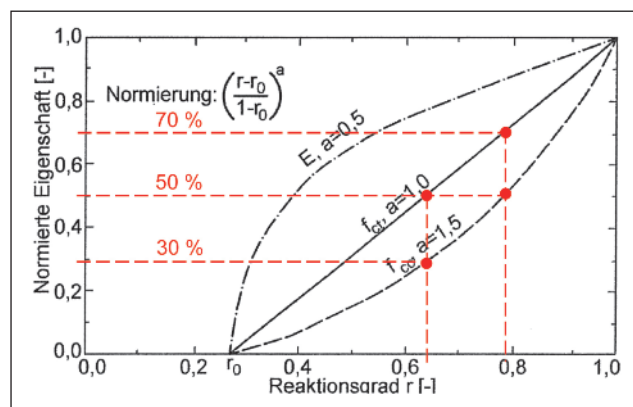


Abb. 10: Frühe mechanische Eigenschaften als Funktion des Reaktionsgrads (nach Reinhardt [25])

≈ 0,8 etwa 50 Prozent der Druckfestigkeit und 70 Prozent der Zugfestigkeit zu erwarten sind (Prozent von den Festigkeiten bei Reaktionsgrad 1,0). Oder wenn nur 50 Prozent Zugfestigkeit vorausgesetzt werden, sind damit etwa 30 Prozent Druckfestigkeit verknüpft (Reaktionsgrad ≈ 0,65). Diese geringe 30 Prozent Druckfestigkeit im frühen Betonalter wäre nur mit langsam erhärtenden Beton zu erwarten (**Abb. 8**).

**Abb. 11** zeigt die theoretische relative Festigkeitsentwicklung nach Eurocode 2 [5] für Betonfestigkeitsklassen bis maximal C50/60 unter Laborbedingungen bei Temperaturen von 20 Grad Celsius. In **Abb. 11** sind auch die im DAfStb-Heft 555 [26] prognostizierten Näherungswerte für die Zugfestigkeitsentwicklung mit aufgenommen. Diese wären für langsam (S) beziehungsweise schnell (R) erhärtende Zemente im Alter von zwei Tagen zu  $f_{ct}(2\text{ d}) \approx 0,50 \div 0,65f_{ct}(28\text{ d})$ , im Alter von sieben Tagen mit  $f_{ct}(7\text{ d}) \approx 0,80 \div 0,85f_{ct}(28\text{ d})$  anzunehmen. Diese Werte entsprechen im Mittel etwa der Kurve für Zement R nach DIN EN 1992-1-1 [5], Gleichung (3.4).

Die ebenfalls in **Abb. 11** eingetragenen pragmatisch festgelegten Anhaltswerte für die frühe Betonzugfestigkeit im DBV-Merkblatt [1]

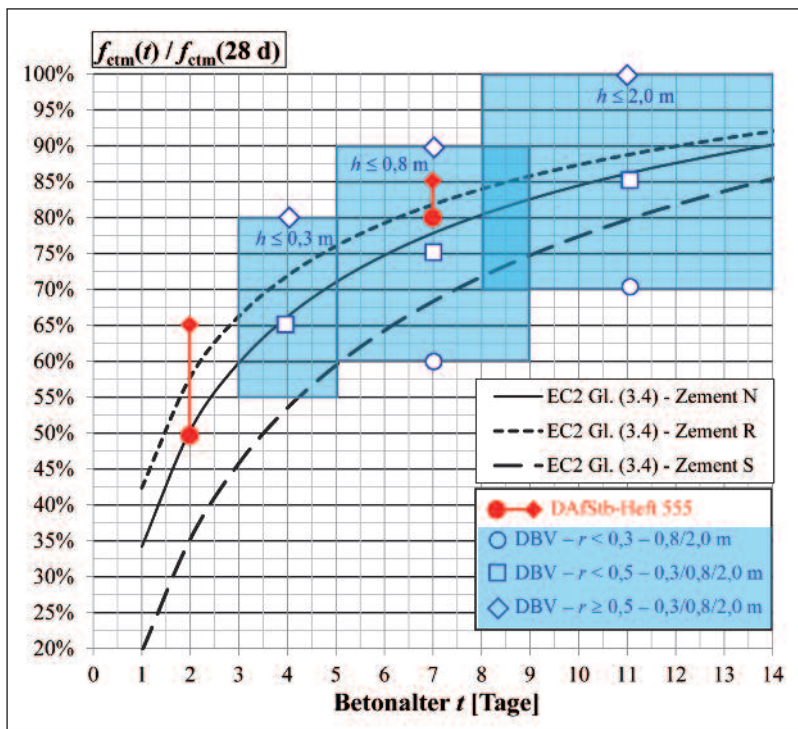


Abb. 11: Festigkeitsentwicklung nach DIN EN 1992-1-1 [5] für das Verhältnis der Betonzugfestigkeit  $f_{ctm}(t)$  für Betone  $\leq C50/60$  zum 28-Tage-Wert  $f_{ctm}(28 d)$  unter Laborbedingungen und Empfehlungen aus DAfStb-Heft 555 [26] und aus DBV-Merkblatt Rissbildung [1] (siehe auch Abb. 9)

(Abb. 9) hängen von den Parametern Festigkeitsentwicklung des Betons und den Bauteildicken ab. Näherungsweise wird angenommen, dass das Abfließen der Hydratationswärme abhängig von den Umgebungstemperaturen bei Bauteildicken  $h = 0,30$  Meter etwa drei bis fünf Tage (im Mittel 4 d), bei  $h = 0,80$  Meter etwa fünf bis neun Tage (im Mittel 7 d) und bei  $h = 2,0$  Meter etwa acht bis vierzehn Tage (im Mittel 11 d) dauert. Mit schnellerer Festigkeitsentwicklung wird zwar das Temperaturmaximum  $T_{max}$  auch schneller erreicht als bei langsamer erhärtenden Betonen, dafür wird aber auch mehr Hydratationswärme eingetragen, sodass die Dauer des Abfließens der Hydratationswärme bei allen Betonen überwiegend durch die Bauteildicke bestimmt wird.

Diese auf der Basis von Laborwerten bei 20 Grad Celsius abgeschätzten Festigkeitsverhältnisse können bei sommerlichen Temperaturen näherungsweise auch mit den Werten auf der Baustelle korrespondieren. Bei winterlichen Temperaturen wird die Festigkeitsentwicklung des Betons verzögert und die Temperaturentwicklung infolge Hydratationswärme verringert. Richtwerte für die Festigkeitsentwicklung von Beton bei plus 20 Grad Celsius und bei nur plus fünf Grad Celsius Lagerungstemperatur werden von Müller und Wiens [27] angegeben. In Abb. 12 sind diese Richtwerte für die Festigkeit in drei und sieben Tagen enthalten. Diese können für eine interpolierende Abschätzung einer reduzierten rechnerischen frühen Betonzugfestigkeit bei kühleren Bauteiltemperaturen

interessant sein. Alternativ lässt sich bei winterlichen Temperaturen so auch eine schnellere Festigkeitsentwicklung bei gleichbleibend geringen Betonfrühzugfestigkeiten vertreten (wie in [23]).

Kühlere Betoniertemperaturen wirken also in Bezug auf eine frühe Zwangreduzierung günstig. Das erklärt auch einige Phänomene in der Praxis, wonach vergleichbare Bauteile, die im Winter betoniert wurden, ungerissen blieben und bei Sommerbetonage deutliche Zwangsrissbildung zeigten.

## 6 Vorhersagegenauigkeit der Rissbreitenberechnung in DIN EN 1992-1-1/NA

Abschließend seien noch einige wenige Anmerkungen zur Vorhersagegenauigkeit der Rissbreitenberechnung im derzeit geltenden Normenwerk Eurocode 2 mit NA [5], [6] gemacht.

Die statistische Aussagewahrscheinlichkeit der Rissbreitenberechnung (Quantilwerte) wird durch die Vereinfachungen des Rechenmodells und durch die unvermeidbaren Streuungen der tatsächlichen Einwirkungen, der Materialeigenschaften (insbesondere Verbund und Betonzugfestigkeit) und der Ausführungsqualität (zum Beispiel Abweichungen bei Querschnittsabmessungen und Bewehrungslage) bestimmt.

Zementfestigkeitsklasse DIN EN 197-1	Zementklasse DIN EN 1992-1-1	Betondruckfestigkeit bei +5 °C-Lagerung in % der Werte bei +20 °C-Lagerung nach		
		3 Tage	7 Tage	28 Tage
52,5N; 42,5R	R	60...75	75...90	90...105
42,5N; 32,5R	N	45...60	60...75	75...90
32,5N	S	30...45	45...60	60...75

Abb. 12: Richtwerte für die Druckfestigkeitsentwicklung von Beton mit verschiedenen Zementen bei Lagerungstemperatur plus fünf Grad Celsius (aus Müller/Wiens [27])

Darüber hinaus wird mit dem Rechenwert  $w_k$  ein gemittelter Wert der Rissbreite über die Risstiefe im Wirkungsbereich  $h_{c,eff}$  der Bewehrung berechnet (Modell: zentrisch gezogener Stahlbetonstab). Dieser Rechenwert deckt auch ungefähr den unmittelbaren Bereich der Bewehrungslage ab. Gemessen werden aber, sowohl in Versuchen als auch am fertigen Bauteil, die Rissbreiten an der Bauteiloberfläche, die in der Regel immer breiter sind als die gemittelten Rechenwerte  $w_k$ . Der Unterschied nimmt mit der Betondeckung zu und ist bei Biegerissen in dünnen Bauteilen größer als bei Trennrissen in dicken Bauteilen.

Somit lassen sich im Bauwerk auch bei Einhaltung der in DIN EN 1992-1-1 enthaltenen Konstruktions- und Bemessungsregeln einzelne Risse, die etwa um 0,1 bis 0,2 Millimeter breiter sind als die Rechenwerte, nicht immer vermeiden [1]. Das ist physikalisch bedingt und aus Sicht der Mindestnormanforderungen auch regelgerecht.

Eine Abschätzung der Größenordnung der Vorhersagequalität der Rissbreitenberechnung nach DIN EN 1992-1-1/NA [6] enthält das DBV-Merkblatt [1] (mit Bild 3). Danach ist im abgeschlossenen Rissbild für einen Rechenwert  $w_k = 0,40$  Millimeter etwa ein 95 %-Quantil-Ergebnis zu erwarten, das heißt: 95 Prozent aller Rissbreitenwerte am Bauteil lägen unter und fünf Prozent über dem Rechenwert. Für die Rechenwerte  $w_k = 0,30/0,20/0,10$  Millimeter werden etwa 90/80/70 %-Quantil-Ergebnisse als Erwartungshorizonte angegeben. Das vereinfachte Rechenmodell in DIN EN 1992-1-1/NA wird bei der Abschätzung von Rissbreiten  $< 0,1$  Millimeter zu ungenau und ist daher dafür ungeeignet.

Empelmann und Busse haben in [31] aktuelle europäische normative Modelle zur Berechnung der Rissbreite im Stahlbetonbau zusammengestellt und verglichen. Grundlage war eine eigens zusammengestellte Datenbasis mit Ergebnissen aus zentrischen Zugversuchen, bei denen charakteristische Werte oder Mittelwerte der gemessenen Rissbreiten angegeben waren beziehungsweise ermittelt werden konnten. Durch die Vergleichsauswertungen konnte gezeigt werden, dass zwischen den unterschiedlichen Rechenmodellen signifikante Abweichungen auftreten. Diese Differenzen beruhen zum Teil auf unterschiedlichen nationalen Traditionen und auch wirtschaftlichen Bewertungen und sind in den jeweiligen Ländern derzeit mehr oder weniger akzeptiert.

In **Abb. 13** ist eine Auswertung aus [31] für das Rechenmodell nach DIN EN 1992-1-1/NA [5], [6] dargestellt. Dieses unterschätzt zwar bei rechnerischen Rissbreiten unter 0,25 Millimeter zum Teil deutlich die  $w_{exp}$ -Versuchswerte (hier Mittelwerte der Rissbreiten an der Oberfläche), hat aber im Vergleich zum Original-Eurocode 2 eine bessere statistische Vorhersagequalität. Insgesamt ergibt sich aus deutscher Sicht damit eine angemessene Abwägung zwischen Wirtschaftlichkeit und Zuverlässigkeit.

Die Einhaltung eines gemittelten Rechenwertes  $w_k$  reicht in der Regel für die Erfüllung der Dauerhaftigkeitsanforderungen nach Eurocode 2 [5], [6] oder die Anforderungen für die Selbstheilung der Trennrisse nach DAfStb-WU-Richtlinie [4] aus. Jedoch sind zusätzliche Überlegungen in Bezug auf die Rissbreitenbegrenzung durch den Tragwerksplaner dann anzustellen, wenn es um Anforderungen an eine höhere Zuverlässigkeit oder an die Rissbreite an der Bauteiloberfläche geht (zum Beispiel bei rissüberbrückenden Oberflächenschutzsystemen oder bei vertraglich vereinbarten besonderen Sichtbetonanforderungen).

Die Regeln zur Begrenzung der Rissbreiten sollen nicht die explizite Einhaltung bestimmter, am Bauteil nachmessbarer Grenzwerte von Rissbreiten sicherstellen. Vielmehr sollen diese das Auftreten breiter Einzel-

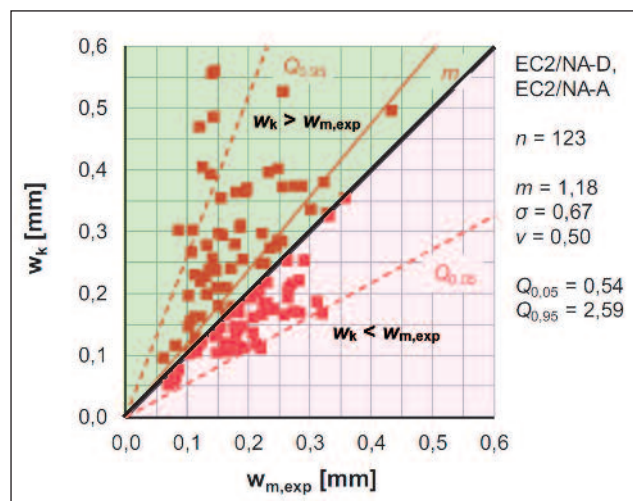


Abb. 13: Vergleich der rechnerischen Rissbreiten  $w_k$  nach DIN EN 1992-1-1/NA [6] mit Mittelwerten  $w_{m,exp}$  aus Versuchsergebnissen (nach Empelmann/Busse in [31])

risse verhindern. Die schärferen Anforderungen an die Rissbreitenbegrenzung für „agressivere“ Expositionsklassen bedeuten dabei nichts anderes, als dass breite Einzelrisse mit einer größeren Wahrscheinlichkeit als bei Innenbauteilen vermieden werden (vgl. Schiebl in [30]).

## 7 Fazit

Dem Bauherrn, der an einer beabsichtigten Bewehrungseinsparung ein wirtschaftliches Interesse haben kann, sollte das erhöhte Risiko, das mit der Annahme nur frühen Zwangs und insbesondere mit der normgemäß früher (bis 2015) noch erlaubten pauschalen 50-Prozent-Annahme für die frühe Betonzugfestigkeit verbunden ist, nämlich etwaige unplanmäßige größere Rissbreiten, bewusst gemacht werden, damit er es auch mittragen kann. Dies ist Aufgabe des beratenden Tragwerksplaners. In vielen Fällen kann nämlich nicht sicher ausgeschlossen werden, dass auch nach dem Abfließen der Hydrationswärme zu einem späteren Zeitpunkt bei entsprechender Verformungsbehinderung Zwangskräfte im Bauteil entstehen, die zu Rissen führen können (später Zwang). In der Konsequenz sollten unabhängig von ernahme frühen oder späten Zwangs Eventual-Positionen im Leistungsverzeichnis für das nachträgliche geregelte Schließen von Rissen mit unplanmäßigen Breiten vorgesehen und bepreist werden (analog der DAfStb-WU-Richtlinie [4], dort auch für alle Entwurfsgrundsätze gefordert). Das kann späteren Streit wirksam vermeiden. Wenn die Annahme der Rissbildung nur infolge frühen Zwangs nach sorgfältiger Abwägung beibehalten wird und keine genaueren Angaben über die Festigkeitsentwicklung des Betons vorliegen, sollte vom Tragwerksplaner ein heutzutage üblicher Beton mit mittlerer Festigkeitsentwicklung (statt eines langsamen oder sehr langsamen Betons) angenommen werden.

Für sehr massige Bauteile wird das auf Risschnittgrößen und  $f_{ct,eff}$  basierende Rissbreitenkonzept immer unwirtschaftlicher. Daher wurde zum Beispiel speziell für die Massivbauwerke im Wasserbau ein alternatives auf die Verformungskompatibilität abgestelltes Nachweiskonzept entwickelt.

Die Informationen des Tragwerksplaners an die ausführenden Bauunternehmer über seine Annahmen sind in der Ausschreibung beziehungsweise in bautechnischen Unterlagen weiterhin erforderlich. Sie

sollten jedoch in allgemeinerer Form nur auf die Annahme des frühen oder späten Zwangs und nur auf die vorausgesetzte (in der Regel mittlere) Festigkeitsentwicklung des Betons hinweisen. Wichtig ist nach wie vor, dass die Annahmen des Tragwerksplaners für das Bauunternehmen als Bieter in der Ausschreibung klar erkennbar mitgeteilt und die betroffenen Bauteile explizit in der Ausschreibung erwähnt werden. Idealerweise sollte in einer ersten Baubesprechung mit dem beauftragten Bauunternehmen das Planungskonzept vom Tragwerksplaner auch erläutert werden. Gegebenenfalls werden Anpassungen wegen ausführungstechnischer Randbedingungen (Bauzeiten, Baustoffverfügbarkeiten und so weiter) erforderlich, die mitgeteilt und abgestimmt werden müssen, um das Bauvorhaben gemeinsam erfolgreich im Sinne des Bauherrn zu realisieren.

Ausführlichere und praxisgerechte Erläuterungen der Entwurfsgrundsätze und zweckmäßiger Maßnahmen zu ihrer Umsetzung werden am Beispiel von WU-Betonkonstruktionen von *Krause* und *Horstmann* in [32] und am Beispiel von Parkbauten von *Fingerloos/Flohrer/Räsch* in [9] gegeben

## 8 Literatur

- [1] DBV-Merkblatt (2016-05) Begrenzung der Rissbildung im Stahlbeton- und Spannbetonbau
- [2] DBV-Merkblatt (2018-01) Parkhäuser und Tiefgaragen
- [3] DBV-Merkblatt (2017-02) Industrieböden aus Beton
- [4] DAfStb-Richtlinie (2017-12) Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton (WU-Richtlinie). Berlin: Beuth Verlag
- [5] Eurocode 2: DIN EN 1992-1-1 (2011-01) Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau
- [6] Eurocode 2: DIN EN 1992-1-1/NA (2013-04) Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau und DIN EN 1992-1-1/NA/A1 (2015-12): A1-Änderung
- [7] DAfStb-Richtlinie Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen (2001-10), mit Berichtigung 1:2002-01 und Berichtigung 2:2005-12. Berlin: Beuth Verlag
- [8] Meier, A. (2012 und 2015) Der späte Zwang als unterschätzter – aber maßgebender – Lastfall für die Bemessung. In: Beton- und Stahlbetonbau 107, Heft 4, 216-224 und Fortsetzung Teil 2: Hinweise für Tragwerksplaner. In Beton- und Stahlbetonbau 110, Heft 3, 179-190
- [9] Fingerloos, F., Flohrer, C., Räsch, D. (2019) Dauerhaftigkeit von Parkbauten in Deutschland. In: Beton-Kalender 2019/2, 515-582. Berlin: Ernst & Sohn
- [10] Laube, M. (1990) Werkstoffmodell zur Berechnung von Temperaturspannungen in massigen Betonbauteilen im jungen Alter. Dissertation TU Braunschweig
- [11] DIN 1045-1 (2008-08) Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion
- [12] Bödefeld, J., Ehmann, R., Schlicke, D., Tue, N. V. (2012) Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten in Stahlbetonbauteilen infolge des Hydratationsprozesses. In: Beton- und Stahlbetonbau 107, Heft 1, 32–37 und Heft 2, 79-85
- [13] Schlicke, D. (2014) Mindestbewehrung für zwangbeanspruchten Beton – Festlegung unter Berücksichtigung der erhärtungsbedingten Spannungsgeschichte und der Bauteilgeometrie. Dissertation TU Graz
- [14] Bödefeld, J. (2010) Rissmechanik in dicken Stahlbetonbauteilen bei abfließender Hydratationswärme. Dissertation. Universität Leipzig
- [15] BAW-Merkblatt (2011) Rissbreitenbegrenzung für frühen Zwang in massiven Wasserbauwerken. Hrsg: Bundesanstalt für Wasserbau. www.baw.de ► Publikationen
- [16] Tue, N. V., Schlicke, D. (2020) Zwangbeanspruchung und Rissbreitenbeschränkung in Stahlbetonbauteilen auf Grundlage der Verformungskompatibilität. In Betonkalender 2020 (in Vorbereitung, erscheint November 2019), Berlin: Ernst & Sohn
- [17] BTB PRAXIS-TIPP (2013) Betonauswahl bei begrenzter früher Betonzugfestigkeit. In: Transportbeton-Magazin TB-iNFO. Hrsg.: Bundesverband der Deutschen Transportbetonindustrie e.V., Ausgabe 53
- [18] MVV TB (2017) Muster-Verwaltungsvorschrift Technische Baubestimmungen, Ausgabe 2017/1. Hrsg.: Deutsches Institut für Bautechnik
- [19] Fingerloos, F., Hegger, J. (2016) Erläuterungen zur Änderung des deutschen Nationalen Anhangs zu Eurocode 2 (DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12). In: Beton- und Stahlbetonbau 111, Heft 1, 2-8
- [20] DIN 1045-2 (2008-08) Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 2: Beton; Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität
- [21] DAfStb-Richtlinie (2010-04) Massige Bauteile aus Beton. Berlin: Beuth Verlag (auch in Betonkalender 2018/2)
- [22] DAfStb-Richtlinie (2011-03) Betonbau beim Umgang mit wassergefährdenden Stoffen (BUMwS). Berlin: Beuth Verlag (auch in Betonkalender 2016/2)
- [23] Eurocode 2: DIN EN 1992-2/NA (2013-04) Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln
- [24] Haveresch, K., Maurer, R., Tauscher, F. (2016) Hinweise für den Ansatz der Betonzugfestigkeit beim Nachweis der Mindestbewehrung für frühen Zwang gemäß Eurocode 2-2 (DIN EN 1992-2/NA). In: Beton- und Stahlbetonbau 111, Heft 11, 749-758
- [25] Reinhardt, H.-W. (2010) Ingenieurbaustoffe. Berlin: Ernst & Sohn, 2. Auflage
- [26] DAfStb- Heft 555 (2006) Erläuterungen zur DAfStb-Richtlinie wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton. Berlin: Beuth Verlag
- [27] Müller, H.-S., Wiens, U. (2019) Beton. In: Betonkalender 2019/1, 1-172. Berlin: Ernst & Sohn
- [28] Eurocode 1: DIN EN 1991-1-5:2010-12: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen – Temperatureinwirkungen
- [29] Eurocode 1: DIN EN 1991-1-5/NA:2010-12: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen – Temperatureinwirkungen (auch in Betonkalender 2020/2: Normen und Regelwerke)
- [30] Schießl, P. (1994) Grundlagen der Neuregelung zur Beschränkung der Rissbreite. In: DAfStb-Heft 400. Berlin: Beuth-Verlag. 3. berichtigter Nachdruck
- [31] Empelmann, M., Busse, D. (2018) Vergleich von normativen Modellen zur Berechnung der Rissbreite. In: Beton- und Stahlbetonbau 113, Heft 4, 298-306
- [32] Krause, H.-J.; Horstmann, M. (2018) Planung und Bemessung von WU-Konstruktionen – Entwurfsgrundsätze und deren statisch konstruktive Umsetzung. In: Beton- und Stahlbetonbau 113, Spezial „Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton“; Heft S1, S. 20-35