

# Maßnahmen zur Vermeidung von Rissen in Tunnelinnenschalen aus Ortbeton

Measures for avoiding cracks in tunnel inner shells made of in-situ concrete

Mesures visant à éviter les fissures dans les structures intérieures de tunnel en béton coulé sur place

Gerd Thielen und Wilhelm Hintzen, Düsseldorf

## Übersicht

*Tunnelbauwerke werden heutzutage überwiegend in geschlossener Bauweise unter Einsatz von Ortbeton erstellt. Dabei werden die Tunnelwände meist auf eine vorher fertiggestellte, vergleichsweise starre Tunnelsohle und häufig unmittelbar gegen die starre Spritzbetonaußenschale betoniert. Verkürzungen infolge von abfließender Hydratationswärme und Schwinden werden hierdurch teilweise bis ganz behindert und verursachen dann Zwangbeanspruchungen. Daraus resultieren Zugbeanspruchungen, die bei Erreichen der Zugbruchdehnung zu Spaltrissen in Umfangsrichtung oder in Ausnahmefällen auch in Längsrichtung des Tunnels führen. Neben konstruktiven Maßnahmen, die auf eine Verminderung des Zwanggrads abzielen, kann durch betontechnologische und ausführungstechnische Maßnahmen das Risiko von Spaltrissen infolge abfließender Hydratationswärme während des Erhärtungsvorgangs zusätzlich vermindert werden. In einer Temperatur-Spannungsprüfmaschine wurden die auftretenden Beanspruchungen in zentrisch gezwängten Betonbauteilen beim Abfließen der Hydratationswärme des Zements untersucht. Das Risiko einer Ribildung infolge Hydratationswärme hängt maßgeblich von drei Haupteinflüssen ab – dem vorgegebenen Grad der Dehnungsbehinderung, der erreichten Höchsttemperatur und dem Wärmedehnverhalten. Die aus Hydratationswärme resultierende Bauteilerwärmung ist zur Verringerung der Ribßgefahr durch betontechnologische Maßnahmen so zu beschränken, daß die für den Baufortschritt erforderliche Festigkeitsentwicklung sicher erreicht, aber nicht zu sehr überschritten wird. Aus umfangreichen Untersuchungen zur Hydratationswärmefreisetzung und zur Festigkeitsentwicklung werden Kriterien für optimale Betonzusammensetzungen angegeben und Vorschläge für gezielte Eignungsprüfungen, bei denen die Frischbeton- und Umgebungstemperatur sowie die Wärmeabflußbedingungen berücksichtigt werden können, unterbreitet.*

## Abstract

*Nowadays most tunnel structures are produced by mining methods with in-situ concrete. The tunnel walls are normally poured on a comparatively rigid tunnel floor plate which has been completed in ad-*

vance and are often poured directly against the rigid shotcrete outer shell. This prevents – either partially or entirely – any shortening due to the loss of heat of hydration or shrinkage, and then causes restraint stresses. These result in tensile stresses which, when they reach the tensile failure strain, lead to clearance cracks in the circumferential direction or, in exceptional cases, also in the longitudinal direction of the tunnel. In addition to structural measures aimed at reducing the degree of restraint it is also possible, by using measures involving concrete technology and design, to substantially reduce the risk of clearance cracks resulting from the loss of heat of hydration during the hardening process. The stresses which occur in centrally restrained concrete components during the loss of heat of hydration of the cement were investigated in a temperature-stress test machine. The risk of crack formation as a consequence of heat of hydration depends to a great extent on three main factors – the given degree of constraint, the highest temperature reached and the thermal expansion behaviour. To reduce the risk of cracking the heating of the components by the heat of hydration should be restricted by concrete technology measures so that the strength development necessary for the construction work to proceed is safely achieved, but not greatly exceeded. Extensive investigations into the release of heat of hydration and into strength development are used to put forward criteria for carefully directed suitability tests which can take account of the fresh concrete and ambient temperatures as well as the heat flow conditions.

## **Abbrégé**

De nos jours, la plupart des structures tunnelières sont réalisées par les méthodes minières à l'aide de béton coulé sur place. A cette occasion, les parois du tunnel sont normalement coulées sur une semelle de base relativement rigide qui a été terminée à l'avance et souvent coulées directement sur l'enveloppe extérieure en béton projeté rigide. Ceci permet d'éviter totalement ou partiellement tout retrait dû à la perte de chaleur d'hydratation ou à la rétraction et cause des contraintes forcées. Celles-ci provoquent à leur tour des contraintes en traction qui débouchent sur des fissures sur la périphérie ou, dans certains cas exceptionnels, dans le sens longitudinal du tunnel. En plus des mesures structurelles dont l'objectif est de réduire le degré de retrait, la mise en oeuvre de mesures de technologie et d'exécution du béton permet de réduire de manière importante le risque de fissures provenant de la perte de chaleur d'hydratation pendant le processus de durcissement. Les sollicitations intervenant sur des composants en béton à contrainte forcée centrale pendant la perte de chaleur d'hydratation du ciment ont été examinées dans une machine de sollicitation par température. Le risque de formation de fissure du fait de la perte de chaleur d'hydratation dépend dans une grande mesure de trois facteurs principaux - le degré de contrainte donné, la température maximale atteinte et le comportement à l'expansion thermique. Pour réduire le risque de fissure, le chauffage des composants par la chaleur d'hydratation doit être limité par des mesures de technologie du béton, de manière à atteindre sûrement le développement de la résistance nécessaire pour l'avancement des travaux, sans toutefois trop la dépasser. Sur la base de

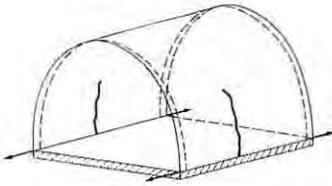
*recherches poussées sur le dégagement de chaleur d'hydratation et de développement de la résistance des critères de compositions optimales de béton et des propositions de tests d'adéquation pratique permettant de tenir compte de la température du béton frais et de la température ambiante sont présentés.*

## **1 Risse in Tunnelinnenschalen**

Tunnelbauwerke für die Schnellfahrstrecken der Deutschen Bundesbahn oder im Bereich städtischer Nahverkehrssysteme werden heute fast ausschließlich aus Beton und dann fast immer in Ortbetonbauweise erstellt. Vorzugsweise wird dabei die Neue Österreichische Tunnelbauweise (NÖT) eingesetzt, bei der zunächst als Sicherung des Gebirges ein Hilfsgewölbe in Spritzbeton erstellt wird. Anschließend erfolgt der Innenausbau in Schalung mit Blocklängen von 8 bis 12 m. Bei kleineren Tunnelquerschnitten und beim Tunnelvortrieb ohne Grundwasserabsenkung werden Sohle und Gewölbe in der Regel geschlossen betoniert, bei größeren Querschnitten wird das Tunnelgewölbe nachträglich auf einem Sohlgewölbe oder einer Sohlplatte errichtet. In der Regel muß die Tunnelinnenschale wasserundurchlässig sein, weshalb ein Beton gefordert wird, der bei Prüfung nach DIN 1048 wasserundurchlässig ist, sogenannter wu-Beton. Er wird in vielen Fällen unmittelbar gegen die starre Spritzbetonaußenschale betoniert [1]. Bei großen Tunneln oberhalb des Grundwasserspiegels wird das Bergwasser dagegen häufig über eine Kunststoffdichtungsfolie („Schirmfolie“) abgeleitet, in einer Sohl drainage gesammelt und abgeführt.

Verformungen der Innenschale infolge Temperatur und Schwinden werden in unmittelbar gegen die Spritzbetonaußenschale betonierten Tunnelinnenschalen weitgehend, bei Anordnung einer Dichtungsfolie zwischen Innen- und Außenschale zumindest teilweise behindert. Diese Verformungsbehinderung ruft Zwangbeanspruchungen hervor, die durchgehende Radialrisse zur Folge haben können.

Ursachen und Vermeidung von Rissen in Tunnelinnenschalen aus Ortbeton beschäftigen die Fachwelt seit vielen Jahren. Umfangreiche Auswertungen von Rissen in kürzlich fertiggestellten Tunnelbauwerken der Neubaustrecke der DB zeigen auf, daß überwiegend zwei eindeutig unterschiedliche Rißarten, der Firstlängsriß und der Ulmenradialriß (siehe Bild 1), zu beobachten sind [2]. Beide Rißarten treten fast nie gleichzeitig in einem Tunnelsegment auf, was darauf schließen läßt, daß sie unterschiedliche Ursachen haben. Während die Entstehung von Firstlängsrissen wohl überwiegend auf ausführungstechnische Ursachen, wie z.B. Standzeit in der Tunnelschalung bzw. Betonfestigkeit beim Ablassen der Tunnelschalung, zurückzuführen ist, liegen der Entstehung von Ulmenradialrissen Zwangbeanspruchungen, z.B. infolge Hydratationswärme und Schwindens, häufig durch starke Schwankungen in der Außentemperatur überlagert, zugrunde. Bei Tunnelinnenschalenbeton praxisüblicher Zusammensetzung ( $w/z \geq 0,50$ ) treten bei ausreichender Nachbehandlung größere Schwinddehnungen erst auf, wenn der Beton regelmäßig Feuchte an die Umgebungsluft abgibt. Dies ist bei

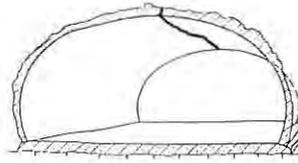


### Rißtyp I

lotrechte Risse im Ulmenbereich, ungefähr in der Mitte des jeweiligen Betonierabschnittes [Ulmenradialriß]

### Crack type I

vertical cracks in side wall, approximately in the middle of the concreting section



### Rißtyp II

achsparallele Risse in Firstbereich [Firstlängsriß]

### Crack type II

cracks in the roof parallel to the axis

Bild 1 Rißtypen bei Tunnelinnenschalen infolge behinderter Temperaturverkürzung bzw. unzureichender Frühfestigkeit

Fig. 1 Types of crack in tunnel inner shells as a result of restricted thermal contraction or inadequate early age strength

den meisten Tunnelbaumaßnahmen erst mehrere Wochen nach der Herstellung der Fall. Praxisübliche Schwindmaße unter den Umgebungsbedingungen eines Tunnels liegen in der Regel merklich über der Zugbruchdehnung des Betons, führen jedoch nur bei entsprechender Dehnungsbehinderung zum Reiß. Die bei vielen Tunnellosen zu beobachtende relativ späte Bildung von Ulmenradialrissen ist im wesentlichen auf diese Schwindverkürzung zurückzuführen. Ulmenradialrisse, die während der ersten Tage nach dem Betonieren festgestellt werden, können auf Temperaturverkürzungen infolge Abfließens der Hydratationswärme zurückgeführt werden. Umfangreiche Auswertungen [1] bei U-Bahntunneln ergaben, daß der überwiegende Anteil an Ulmenradialrissen erst Wochen und Monate nach dem Betonieren in Erscheinung trat. Risse, die möglicherweise schon früh infolge von Temperatureinflüssen entstanden sind, können durch die im Vergleich zur Hydratationswärme merklich größeren Schwind- und Außentemperatureinflüsse sowohl in ihrer Breite und Länge als auch in der Anzahl vergrößert werden.

Risse, besonders Radialrisse, beeinträchtigen im Regelfall die Tragfähigkeit des Tunnelgewölbes nicht unmittelbar. Sie sollten dennoch, insbesondere bei Innenschalen aus bewehrtem wu-Beton, aus Gründen der Wasserundurchlässigkeit bzw. des Korrosionsschutzes der Bewehrung vermieden bzw. in ihrer Breite stark begrenzt werden. Die erforderliche Längsbewehrung in Tunnelsegmenten wird häufig durch die zur Begrenzung der Breite von Radialrissen notwendige Mindestbewehrung bestimmt. Breitere Risse müssen durch nachträgliche Reißinjektionen geschlossen werden. Maßnahmen, die zu einer spürbaren Verringerung der Reißwahrscheinlichkeit führen,

tragen somit zur Wirtschaftlichkeit der Bauweise bei und werden deshalb immer wieder von neuem diskutiert.

Zur Verringerung der Firstlängsrißbildung muß auf alle Fälle sichergestellt sein, daß die zum Zeitpunkt des Ausschalens der Tunnelinnenschale notwendige Frühfestigkeit zuverlässig erreicht wird. Eine Verringerung der Ulmenradialrißbildung setzt voraus, daß die Zwangbeanspruchungen infolge Abfließens der Hydratationswärme oder infolge Schwindens bzw. Änderungen der Außentemperatur beherrschbar bleiben. Wegen der sehr geringen Zugdehnfähigkeit von Beton (siehe Abschnitt 4) ist dies nur zuverlässig zu erreichen, wenn die Verformungsbehinderung, d.h. der Zwanggrad, klein bleibt (siehe Abschnitt 2.3). In der Praxis ist dieses Ziel jedoch nur mit erheblichem finanziellem und zeitlichem Aufwand zu verwirklichen, da der Grad der Verformungsbehinderung bei den heute üblichen konstruktiven und ausführungstechnischen Gegebenheiten nur begrenzt beeinflussbar ist. Selbst bei einer Entkoppelung von Innen- und Außenschale durch eine Dichtungsfolie wird die Tunnelinnenschale von der vergleichbar starren Tunnelsohle bei unterschiedlichen Längsverformungen an ihren Dehnungen mehr oder weniger gehindert [3]. Auch eine maßvolle Verkürzung der Tunnelsegmente hat in der Praxis nur zu graduellen Verbesserungen geführt [1]. Außerdem stehen einer solchen, mit einer Erhöhung der Dehnungsfugen verbundenen Maßnahme meist betriebliche und ausbautechnische Gründe entgegen. Diese Gründe führen eher zu einer Verlängerung der Tunnelsegmente, wie sie jetzt bei den Neubaustrecken der Deutschen Bahn z.B. mit 12,5 m vorgesehen ist. Als Fazit bleibt deshalb festzuhalten, daß bei den vorgegebenen Bedingungen Zwängungsrisse in Tunnelinnenschalen nicht sicher verhindert, sondern höchstens durch eine ingenieurmäßige Minderung der rißfördernden Einflüsse während Planung und Ausführung in ihrer Häufigkeit mehr oder weniger deutlich herabgesetzt werden können.

Bild 2 zeigt die wesentlichen praxisrelevanten Einflüsse auf Entstehung und Entwicklung von Rissen in Tunnelinnenschalen infolge Temperaturverkürzung bzw. unzureichender Frühfestigkeit. Der Bereich, der in diesem Beitrag detailliert behandelt wird, ist in Bild 2 dunkel hinterlegt.

Mit den Möglichkeiten, Temperaturrisse in massigen Bauteilen durch betontechnische und/oder konstruktive Maßnahmen weitgehend zu vermeiden, befaßt sich das Forschungsinstitut der Zementindustrie (FIZ) seit rd. 3 Jahrzehnten [4, 5]. Den aus diesen Arbeiten abgeleiteten Empfehlungen lagen im wesentlichen Messungen und Feststellungen an Bauwerken zugrunde [6]. Im Gegensatz zu diesen überwiegend empirisch gewonnenen Ergebnissen verfügt das FIZ seit einigen Jahren über eine Temperatur-Spannungsprüfmaschine (siehe Bild 3), mit der die Verhältnisse praxisgetreuer untersucht werden können. Während bei Messungen und Feststellungen an Bauwerken nur ein integrales Ergebnis mit den jeweiligen einschränkenden Randbedingungen gewonnen werden kann, erlauben Untersuchungen mit dieser Prüfmaschine die systematische Klärung des Einflusses verschiedener Prüfparameter.

Wegen der in der Fachwelt teilweise kontrovers geführten Diskussion über den Einfluß der Hydratationswärme auf die Entwicklung

zwangsbedingter Risse in Tunnelinnenschalen sowie über Maßnahmen zur Vermeidung dieser Risse und wegen der dabei häufig übergangenen Zusammenhänge zwischen Reißneigung und Festigkeitsentwicklung widmen sich die weiteren Ausführungen aus-

	LAST / LOAD	ZWANG / RESTRAINT	
Einwirkung / Active side	z.B. Eigengewicht im Bauzustand e.g. dead load during execution	Äußerer Zwang / External restraint	
		aus dem Bauteil z.B. Behinderung von Verformungen infolge chemischer oder physikalischer Veränderungen Caused by the component e.g. restriction of deformation as a result of chemical or physical changes	aus Bauteillagerung, z.B. Setzungsunterschiede Caused by the component support system, e.g. settlement differences
		Verkurzung infolge / Contraction due to	
		Temperatur / Temperature	Schwinden / Shrinkage
	Bauteilerwärmung durch Hydrationswärme $T_{max}$ und anschließendes Abkühlen auf Umgebungstemperatur $T_{Umg}$ Risse in component temperature through heat of hydration $T_{hydr}$ and then cooling to ambient temperature $T_{Umg}$ $\epsilon_T = \alpha_T \cdot [T_{max} - T_{Umg}]$		
Widerstand / Resistance	Frühfestigkeit Early age strength z.B. $f_{p, 12h}$	Zugbruchdehnung / Tensile failure strain $\epsilon_{zu}$	
			z.B. Eigenspannungen infolge nichtlinearer Temperatur- oder Feuchtgradienten e.g. internal stresses caused by non-linear temperature or moisture gradients

Bild 2 Einflüsse auf die Rißbildung in Tunnelinnenschalen aus Beton und Stahlbeton

Fig. 2 Factors affecting crack formation in tunnel inner shells made of concrete and reinforced concrete

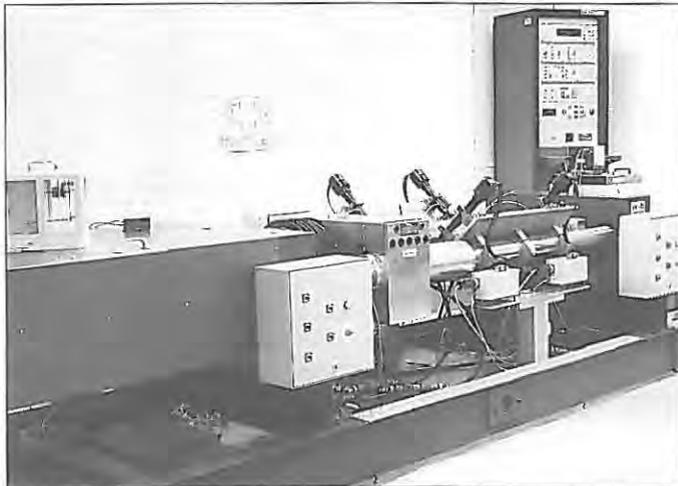


Bild 3 Temperatur-Spannungsprüfmaschine des Forschungsinstituts der Zementindustrie

Fig. 3 Temperature-stress test machine belonging to the Research Institute of the Cement Industry

schließlich den damit zusammenhängenden Fragen. In den Abschnitten 2 bis 4 wird die Zwangrißbildung infolge Hydratationswärme erläutert, und es werden betontechnologische Maßnahmen zur Verringerung der Reißneigung aufgezeigt. In Abschnitt 5 wird der Zusammenhang zwischen Frühfestigkeit und Hydratationswärme-freisetzung dargestellt, anschließend werden Hinweise zur Wahl optimaler Betonzusammensetzungen und entsprechende Empfehlungen für die Praxis gegeben.

## 2 Rißentstehung bei zentrischem Zwang

### 2.1 Temperatur- und Spannungsverlauf beim Abfließen der Hydratationswärme

Am Beispiel eines Versuchs in der Temperatur-Spannungsprüfmaschine wird im folgenden erläutert, warum bei dehnungsbehindert gelagerten Bauteilen während des Abkühlens nach einer Erwärmung infolge Hydratationswärme Zugspannungen auftreten und sich dadurch durchgehende Risse (z.B. Ulmenradialrisse) entwickeln können, siehe auch [7]. Ausgehend von der Einbautemperatur, die in der Regel der Frischbetontemperatur entspricht, erwärmt sich der Beton zunächst langsam, ist aber plastisch noch so verformbar, daß sich durch die Behinderung der Temperaturdehnung keine Druckspannungen aufbauen, siehe Bilder 4a und 4b. Mit Beginn der Erhärtung führen mit zunehmender Steifigkeit des dehnungsbehindert gelagerten Bauteils, d.h. mit zunehmendem Elastizitätsmodul des jungen Betons (siehe Bild 4c), die Temperaturdehnungen infolge der Ausdehnung des sich erwärmenden Betons zu langsam ansteigenden Druckspannungen, die aber wegen der in diesem Alter noch hohen plastischen Verformungsanteile und Spannungsrelaxation sehr gering bleiben (Bild 4b, durchgezogene Linie).

Die größte Druckspannung tritt kurz vor Erreichen der maximalen Bauteilerwärmung  $T_{\max}$  auf. Die nachfolgende Abkühlung führt wegen des nun schon höheren Elastizitätsmoduls zu einer schnellen Abnahme der Druckspannung, so daß schon bei wenigen Kelvin unter der maximalen Erwärmung die Druckspannung vollständig abgebaut ist, d.h. die Spannung zu Null wird (sogenannte 2. Nullspannungstemperatur  $T_{02}$ ). Mit weiterer Abkühlung entstehen Zugbeanspruchungen, die bei Erreichen der Zugdehnfähigkeit (Zugfestigkeit) bei der Abkühltemperatur  $T_{RiB}$  zum Trennriß führen. Die Differenz zwischen  $T_{02}$  und  $T_{RiB}$  wird verschiedentlich als Maß für die Zugdehnfähigkeit des Betons bei einem bestimmten Grad der Behinderung der Verformung (Zwanggrad) herangezogen [7, 8]. Sie beträgt 8 bis 12 Kelvin bei völliger Dehnungsbehinderung (100% Zwanggrad), was bei einem Temperaturexpansionskoeffizienten von z.B.  $\alpha_T = 1,2 \cdot 10^{-5} \text{ 1/K}$  einer Zugbruchdehnung von 0,1‰ bis 0,15‰ entspricht.

### 2.2 Druckspannungsverlauf während der Bauteilerwärmung

Im Bild 4b ist gestrichelt der Spannungsverlauf eingetragen, der zu erwarten wäre, wenn sich der Beton relaxationsfrei und vollständig elastisch, d.h. ohne plastische Verformungsanteile, verhalten würde. Die unbehinderte Wärmedehnung des Betons infolge einer Tempe-

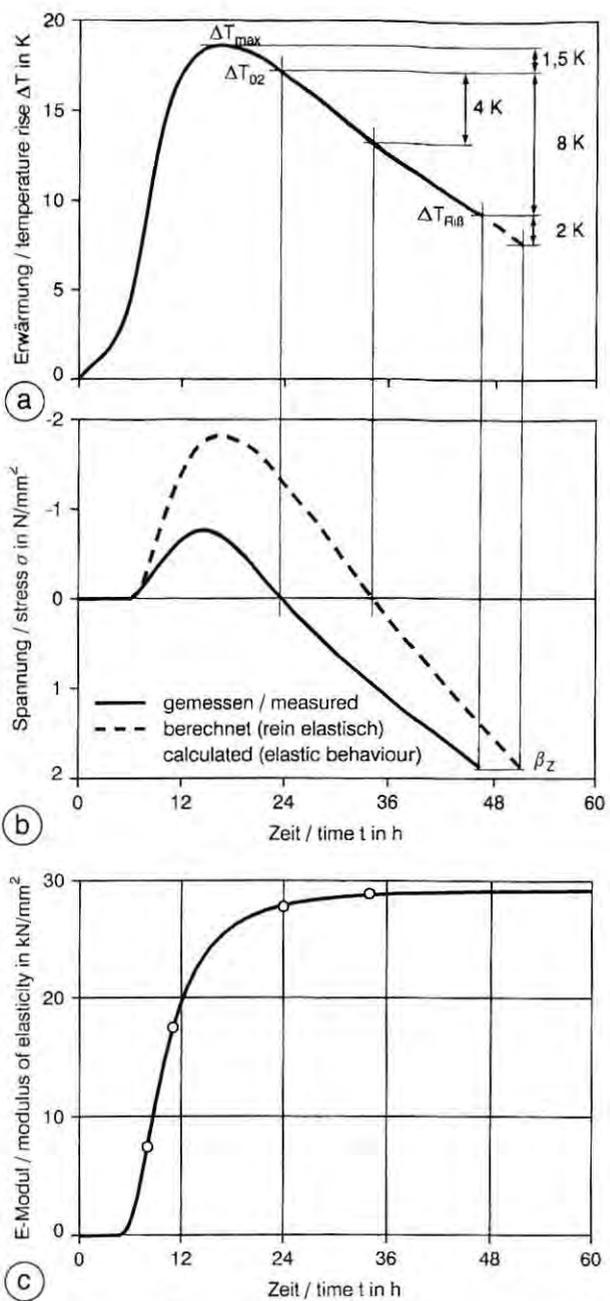


Bild 4 Zeitliche Entwicklung von Erwärmung (a), Spannung (b) und Elastizitätsmodul (c) bei einem Versuch mit völliger Dehnungsbehinderung

Fig. 4 Development with time of temperature rise (a), stress (b), and modulus of elasticity (c) during a trial with full restraint to movement

raturerhöhung  $\Delta T$  und die zugehörige Verkürzung nach Rückgang dieser Temperaturerhöhung wurde in einem Versuch ohne Dehnungsbehinderung gemessen, siehe Bild 5. Für den untersuchten Beton ergab sich bei Erwärmung und Abkühlung eine ungefähr konstante Wärmedehnzahl von  $\alpha_T = 1,2 \cdot 10^{-5} \text{ 1/K}$ . Die Ermittlung des in Bild 4b gestrichelt dargestellten Spannungs-Zeitverlaufs, der sich daraus bei vollständiger Dehnungsbehinderung unter Annahme ideal elastischen Verformungsverhaltens ergeben würde, erfolgte rechnerisch. Dazu wurde für den Elastizitätsmodul der in der Temperatur-Spannungsprüfmaschine gemessene Verlauf angesetzt, siehe Bild 4c (Sekantenmodul, gemessen im Druckbereich bis zu einer Dehnung von  $25 \mu\text{m/m}$ ). Der gleiche zeitliche Verlauf von Erwärmung und Abkühlung wurde sodann unter vollständiger Dehnungsbehinderung in der Temperatur-Spannungsprüfmaschine simuliert (siehe durchgezogen dargestellter Spannungszeitverlauf in Bild 4b). Der Vergleich beider Spannungszeitverläufe macht den erheblichen Einfluß der plastischen Verformungsanteile und der Relaxation auf die Spannungsentwicklung deutlich. Setzt man die Temperaturen in Relation zur Druckspannung, so entfällt auf den Bereich der Druckvorspannung nur eine Temperaturdifferenz  $T_{\text{max}} - T_{02}$  von  $1,5 \text{ K}$ ; das sind lediglich rd. 8% der gesamten Erwärmung von rd.  $19 \text{ K}$  des Bauteils gegenüber der Umgebungstemperatur ( $\Delta T_{\text{max}} = T_{\text{max}} - T_{\text{Um}}g$ ). Diese Druckspannung stellt im Hinblick auf die später sich einstellende Zugbeanpruchung eine Vorspannung dar. Die rechnerische „Druckvorspannung“ des relaxationsfreien, ideal elastischen

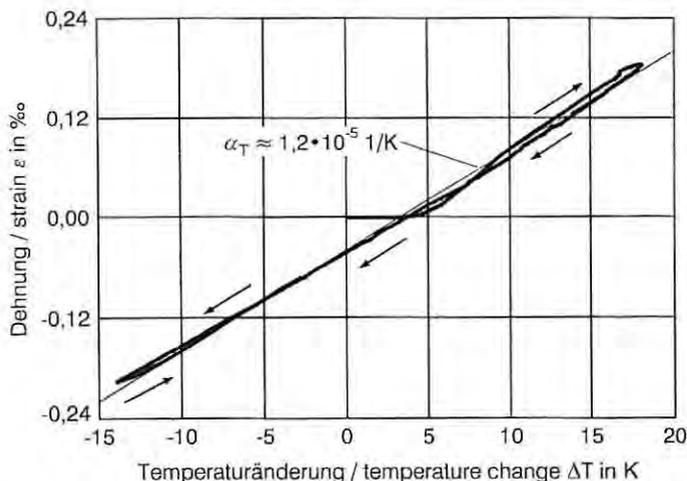


Bild 5 Dehnung in Abhängigkeit von der Temperaturänderung bei einem Versuch ohne Dehnungsbehinderung

Fig. 5 Expansion as a function of temperature change during a trial without restraint to movement

Betons – ausgedrückt durch die korrespondierende Temperaturdifferenz – läge immerhin um 4 Kelvin höher; mit insgesamt  $T_{\max} - T_{02} = 5,5$  Kelvin würde sie jedoch auch nur rd. 30% der gesamten Erwärmung  $\Delta T_{\max}$  ausmachen. Dieser geringe Wert ist dadurch zu erklären, daß der Elastizitätsmodul während des Aufbaus der maximalen Druckspannung erst allmählich ansteigt und im Mittel wesentlich unter dem E-Modul während der Abkühlphase liegt [9]. Eine Kompensation der Relaxation und der plastischen Verformungsanteile zur Erhöhung des Druckspannungsaufbaus während der Erwärmung des Bauteils z.B. durch Verwendung quellfähiger Zemente hat deshalb nur einen begrenzten Einfluß auf die Spannungsentwicklung und wird wegen der damit verbundenen Risiken der Langzeitbeständigkeit nicht empfohlen. Eine merkliche Erhöhung der Druckvorspannung ist nur durch einen schnellen strukturbildenden Hydrationsfortschritt zu erzielen, was allerdings eine höhere Hydrationswärmefreisetzung zur Folge hätte.

Auch bei der Zugbeanspruchung nach dem Durchlaufen der zweiten Nullspannungstemperatur zeigt der Beton eine Relaxationsfähigkeit, was aus dem gegenüber der elastischen Rechnung (gestrichelt dargestellter Spannungsverlauf) etwas flacheren Verlauf der gemessenen Zugspannung (durchgezogen dargestellter Spannungsverlauf) in Bild 4b hervorgeht. Sie bewirkt eine etwas geringere Zugspannungszunahme bei der Abkühlung; allerdings wird der ungünstige Einfluß der Relaxation auf den Aufbau der Druckspannung dadurch nur geringfügig kompensiert.

Solche Betrachtungen über den Einfluß plastischer Verformungen und der Relaxation wurden für zahlreiche untersuchte Betone durchgeführt. Als Ergebnis kann festgestellt werden, daß plastische Verformungsanteile und Relaxation die Spannungsentwicklung im Versuch zwar meßbar beeinflussen, bezüglich der Trennrißgefahr bei Behinderung der Verformungen während des Abfließens der Hydrationswärme jedoch von untergeordneter Bedeutung sind. Dies trifft um so mehr für graduelle Unterschiede im Relaxationsverhalten verschiedener Betone zu. Entscheidend dafür, daß sich unter der Erwärmung im jungen Alter nur geringe Druckspannungen aufbauen, ist der sich während der Erwärmungsphase erst langsam ausbildende Elastizitätsmodul des Betons. Die zeitliche Entwicklung des E-Moduls hängt unmittelbar mit dem Hydrationsfortschritt und damit mit der Hydrationswärmefreisetzung zusammen. Baupraktisch ist die Druckvorspannung, die sich bei den im Tunnelbau üblichen Querschnittsabmessungen einstellt, wegen ihrer geringen Größe – als Temperaturdifferenz ausgedrückt beträgt sie nur rd. 2 K – weitgehend bedeutungslos. Zudem kann sie für die konkreten Ausführungsbedingungen auch mit Untersuchungen in einer Temperatur-Spannungsprüfmaschine oder einem Reißrahmen nur sehr unzureichend abgeschätzt werden.

### **2.3 Einfluß der Dehnungsbehinderung (Zwanggrad) auf die Entwicklung der Zugspannungen**

Der Grad der Dehnungsbehinderung übt einen entscheidenden Einfluß auf die Zwangbeanspruchung infolge Abfließens der Hydrationswärme aus. Bild 4a kann man entnehmen, daß sich der unter-

suchte Beton bei völliger Dehnungsbehinderung bis zum Auftreten eines ersten Risses um lediglich 8 Kelvin abkühlen ließ. Dies entspricht, wie in Abschnitt 2.1 erwähnt, bei einer Wärmedehnzahl  $\alpha_T$  von  $1,2 \cdot 10^{-5} \text{ 1/K}$  einer Zugbruchdehnung  $\epsilon_{zu}$  von rd. 0,1‰.

Vermindert man den Grad der Dehnungsbehinderung, d.h. ein Teil des Verformungsbestrebens kann sich spannungsfrei (zwangfrei) einstellen, so steigt die bis zum Reiß mögliche Abkühlung entsprechend an, siehe Bild 6. Dargestellt ist die gemessene, als  $\epsilon_{frei}$  bezeichnete Verformung, die sich während der Abkühlung von  $T_{02}$  bis  $T_{Rei\beta}$  im Versuch bei einer partiellen, d.h. in gewissem Grade nachgebenden Dehnungsbehinderung durch den Prüfraumen, zwangfrei einstellen konnte. Da diese nachgebende Dehnungsbehinderung den spannungserzeugenden Anteil der Gesamtdehnung vermindert, ist sie mit negativem Vorzeichen in Bild 6 eingetragen.

Ist die zwangfreie Dehnung Null ( $\epsilon_{frei} = 0$ ), liegt völlige Dehnungsbehinderung vor. Die Neigung der eingezeichneten Geraden entspricht der gemessenen Wärmedehnzahl der untersuchten Betone. Verlängert man gedanklich diese Gerade über den Bereich einer 100%igen, starren Verformungsbehinderung hinausgehend, so schneidet diese Gerade die Abszisse bei einem mittleren Wert der Zugbruchdehnung  $\epsilon_{zu}$  von etwa 0,09‰. Eine Verminderung der Dehnungsbehinderung auf 50% verdoppelt die mögliche Abkühlung

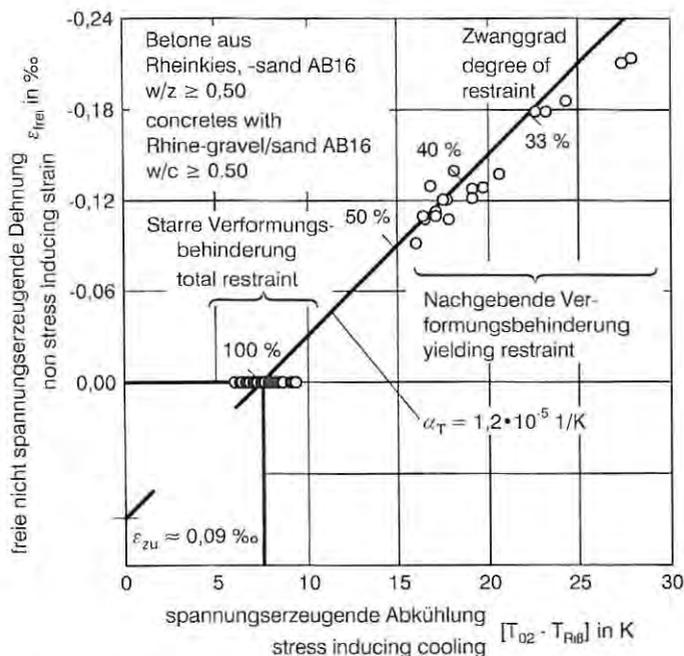


Bild 6 Einfluß der Dehnungsbehinderung auf die ertragbaren Abkühlungen  
Fig. 6 Effect of restraint to movement on the cooling that can be tolerated

$[T_{02} - T_{Ri\beta}]$ , eine Verminderung auf 33% verdreifacht sie. Der Verformungsanteil, der bei Abkühlung bei allen Lagerungsbedingungen bis zum Riß behindert wurde, d.h. Zugspannungen zur Folge hatte und zum Riß führte, betrug einheitlich ca. 8 Kelvin. Da der Einfluß unterschiedlicher „Druckvorspannungen“, wie in Abschnitt 2.2 gezeigt wurde, sehr gering ist, ist für Betone mit gleicher Wärmedehnzahl und gleicher Zugbruchdehnung ein unmittelbarer Zusammenhang zwischen der Rißtemperatur und der maximalen Erwärmung gegeben. Labortechnisch und baupraktisch läßt sich letztere viel einfacher ermitteln als die zum Riß führende Abkühltemperatur.

In Bild 7 ist dieser Zusammenhang für die untersuchten Betone aufgetragen. Trotz der breiten, in Tafel 1 angegebenen Parametervariation (Zementart, Betonzusammensetzung, Umgebungstemperatur und Frischbetontemperatur) bestätigen die Versuche die schon lange bekannte Tatsache, daß das Risiko für das Entstehen eines Risses in einem gezwängten Betonbauteil infolge Hydratationswärme ungefähr proportional mit der erreichten Höchsttemperatur steigt [8]. Bei den untersuchten Betonen mit  $\alpha_T = 1,2 \cdot 10^{-5}$  und  $\epsilon_{zu} = 0,09\%$  trat der Riß bei völliger Dehnungsbehinderung ca. 10 Kelvin, bei

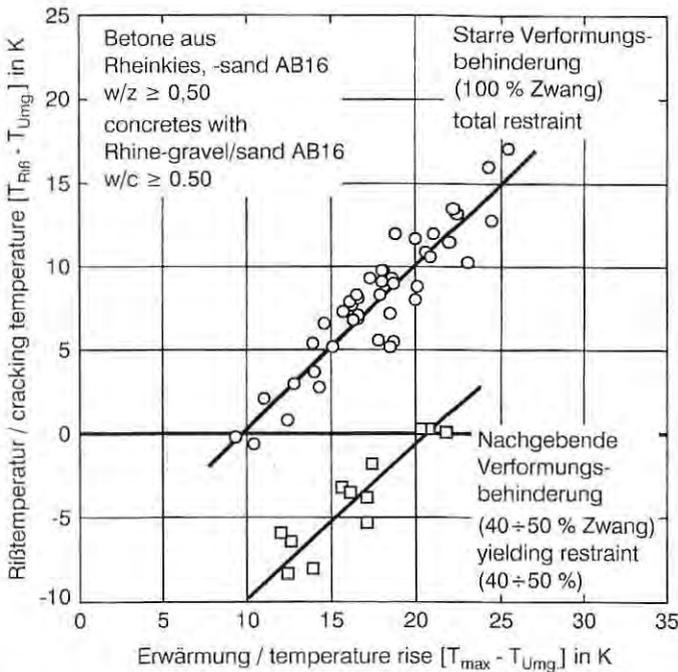


Bild 7 Zusammenhang zwischen Rißtemperatur und Erwärmung bei unterschiedlichem Zwanggrad für Betone mit  $\alpha_T = 1,2 \cdot 10^{-5}$  1/K und  $\epsilon_{zu} = 0,09\%$ .

Fig. 7 Relationship between cracking temperature and temperature rise for different degrees of restraint for concretes with  $\alpha_T = 1,2 \cdot 10^{-5}$  1/K and  $\epsilon_{zu} = 0,09\%$ .

Tafel 1 Übersicht über die Parametervariationen  
 Table 1 Summary of parameter variations

Zemente Cements		PZ 35 F, PZ 35 L, HOZ 35 L Portland cements PZ 35 F, PZ 35 L Blast furnace slag cement HOZ 35 L		
Zuschlag Aggregate		Rhein-Kiessand AB <sub>16</sub> Rhine-gravel/sand AB <sub>16</sub>		
Betonzusammensetzung Concrete composition		1	2	3
Zementgehalt Cement content	kg/m <sup>3</sup>	330	300	270
Flugaschegehalt Fly ash content	kg/m <sup>3</sup>	0	0	60
Wassergehalt Water content	l/m <sup>3</sup>	165	180	162
Frischbetontemperatur Fresh concrete temperature	°C	12 ÷ 25		
Umgebungstemperatur Ambient temperature	°C	12 und 20		

einem Zwanggrad von 40 bis 50% ca. 20 Kelvin unterhalb der Maximaltemperatur auf. Für Betone mit gleicher Zugbruchdehnung, jedoch kleinerer Wärmedehnzahl werden diese Abstände größer. Zur Verminderung der Rißgefahr sind daher insbesondere alle Maßnahmen zweckmäßig, die zu einer Verringerung der Verformungsbehinderung des Bauteils führen.

Die Möglichkeiten, durch betontechnologische Maßnahmen die Rißgefahr zu begrenzen, sind dahingegen von geringerer Wirksamkeit. Sie müssen darauf ausgerichtet sein, die maximale Erwärmung und damit die maximale Wärmedehnung zu vermindern. Diesem Ziel steht der im Tunnelbau in der Regel geforderte Baufortschritt (z.B. eine Taktzeit von 24 Stunden) entgegen. Eine solche Taktzeit kann nur eingehalten werden, wenn das Bauteil bereits nach 9 bis 16 h ausgeschalt werden kann. Das bedeutet, daß der Beton zu diesem Zeitpunkt eine ausreichende Druckfestigkeit aufweisen muß, um die Belastungen aus Eigengewicht, z.B. zur Vermeidung von Firstlängsrissen, sicher tragen zu können. Dafür werden üblicherweise Ausschalfestigkeiten von ca. 2 bis 6 N/mm<sup>2</sup> in der Praxis gefordert. Solche relativ hohen Frühfestigkeiten sind in Tunnelinnenschalen üblicher Abmessungen nicht ohne nennenswerte Erwärmung erreichbar. Es wird daher im folgenden untersucht, welche betontechnischen Optimierungsmöglichkeiten zwischen geringem Rißrisiko (Erwärmung, Wärmedehnzahl, Zugbruchdehnung) einerseits und erforderlicher Frühfestigkeit andererseits bestehen. Die in [2] mitgeteilte Auswertung zeigt, daß die überwiegend angetroffenen Firstlängsrisse nur sicher verhindert werden können, wenn eine ausreichende

Frühfestigkeit unter Baustellenbedingungen erreicht wird; demgegenüber sollte zur Vermeidung der Ulmenradialrisse der aus der Wärmedehnung infolge Hydratation resultierende Zwang auf das für die Festigkeitsentwicklung notwendige Maß reduziert werden.

### 3 Hydratationswärme und Wärmedehnung

#### 3.1 Anforderungsprofil an Tunnelbeton

Als Zielgrößen für eine Optimierung der Betonzusammensetzung einer ca. 40 cm dicken Tunnelinnenschale gelten neben dem Erreichen einer relativ hohen Frühfestigkeit in der Größenordnung von 2 bis 6 N/mm<sup>2</sup> nach 12 Stunden eine möglichst geringe Hydratationswärmefreisetzung. Beide Optimierungszielgrößen hängen von gegenläufigen Einflüssen ab; dadurch wird die Parameterbreite der Optimierungsaufgabe erheblich eingeeengt. Frühfestigkeiten von 2 bis 6 N/mm<sup>2</sup> sind nach 12 Stunden unter Verwendung von Zementen Z 35 L in üblichen Betonzusammensetzungen in der Regel nicht erreichbar. Die Verwendung von Zementen höherer Festigkeitsklassen, mit denen die Festigkeitsanforderungen problemlos erfüllbar sind, führt wegen der schnellen Festigkeitsbildung und der damit verbundenen frühen und intensiven Hydratationswärmefreisetzung zu Bauteilerwärmungen, die im Hinblick auf die Ribßbildung häufig nicht mehr toleriert werden können. Üblicherweise werden daher im Tunnelbau Zemente Z 35 F eingesetzt. Beim Betonieren unter niedrigen Wintertemperaturen kann auch die Verwendung von Zementen Z 45 sinnvoll sein.

#### 3.2 Bauteilerwärmung infolge Hydratationswärmefreisetzung

In Bild 8 sind die wesentlichen Einflüsse auf die Erwärmung eines Betonbauteils infolge Freisetzung der Hydratationswärme aufgeli-

Bauteildicke	Component thickness
Betonzusammensetzung	Concrete composition
- Zementart und -gehalt	- cement type and content
- Zusatzstoffart und -gehalt	- addition type and content
- Wasserzementwert	- water/cement ratio
- Zusatzmittel	- admixtures
- Zuschlag: Wärmekapazität	- aggregate: heat capacity
Wärmeleitfähigkeit	thermal conductivity
Frischbetontemperatur	Fresh concrete temperature
Umgebungsbedingungen	Ambient conditions
- Umgebungstemperatur	- ambient temperature
- Schalung	- formwork
- Wind etc.	- wind etc.

Bild 8 Einflüsse auf die maximale Bauteiltemperatur

Fig. 8 Factors affecting the maximum concrete temperature

stet. Betontechnologisch steuerbare Einflüsse auf das Hydratationswärmepotential des Betons sind einmal der Zementgehalt und die verwendete Zementart und Zementfestigkeitsklasse, zum anderen der Wassergehalt der Mischung (w/z-Wert) sowie die mögliche Zugabe von inerten oder puzzolanisch wirkenden Betonzusatzstoffen oder von Zusatzmitteln.

In Bild 9 ist die Temperaturerhöhung in Standardbetonen aus mehreren Portlandzementen PZ 35 F infolge Hydratationswärme freisetzung unter teiladiabatischen Bedingungen aufgetragen. Die Standardbetone wiesen einen Zementgehalt  $z = 330 \text{ kg/m}^3$  sowie einen Wasserzementwert von  $w/z = 0,50$  auf. Die teiladiabatischen Bedingungen waren durch die Verwendung von geeichten Thermosgefäßen gewährleistet. Die Frischbeton- und die Lagerungstemperatur der Thermosgefäße betragen jeweils  $20 \text{ }^\circ\text{C}$ . Das Prüfverfahren, das die Hydratationswärme freisetzung des Zements mittels Temperaturänderung des Betons liefert, ist in [10] ausführlich beschrieben. Zum Vergleich sind in Bild 9 zusätzlich die Ergebnisse zweier Betone aus langsam erhärtenden Zementen, PZ 35 L-NW HS und HOZ 35 L, eingetragen. Man erkennt, daß die Hydratationswärme freiset-

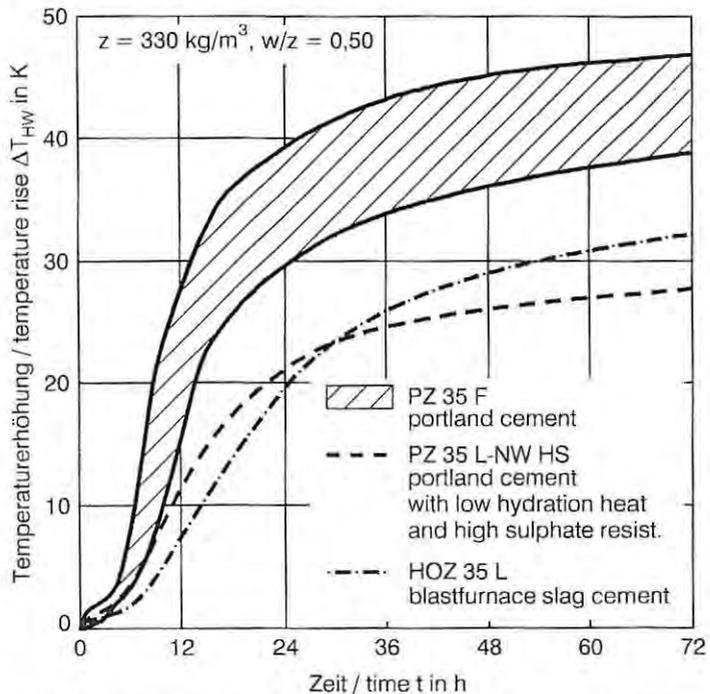


Bild 9 Temperaturerhöhung in Standardbetonen aus verschiedenen Zementen durch deren Hydratationswärme freisetzung unter teiladiabatischen Bedingungen

Fig. 9 Temperature rise in standard concretes with various cements due to the release of heat of hydration under semi-adiabatic conditions

zung verschiedener handelsüblicher PZ 35 F unter gleichen Bedingungen eine bestimmte Bandbreite aufweist. Bei der Herstellung von Zement ist man bemüht, mit den jeweils gegebenen Rohstoffen eine Optimierung sämtlicher Zementeigenschaften zu erreichen; dazu zählen Wasseranspruch, Verarbeitbarkeit, Erstarren, Festigkeitsentwicklung, Hydratationswärme u.a.m. [11]. So weisen Zemente mit höherer Hydratationswärme im allgemeinen auch eine höhere Frühfestigkeit auf. Für die Klärung der Rißsicherheit von Tunnelinnenschalen aus Beton ist daher zu untersuchen, ob und welche Unterschiede sich in der Freisetzung von Hydratationswärme (Risiko von Ulmenradialrissen) und der Entwicklung von geringer Frühfestigkeit (Risiko von Firstlängsrissen) unter baupraktischen Bedingungen mit den verschiedenen Zementen einstellen.

In Bild 10 ist für vier Portlandzemente PZ 35 F, die repräsentativ für die in Bild 9 dargestellte Bandbreite der Hydratationswärmefreisetzung ausgewählt wurden, der Einfluß verschiedener Betonzusammensetzungen auf die unter teiladiabatischen Bedingungen gemessenen maximalen Erwärmungen dargestellt. Man erkennt, daß zum Beispiel bei Betonen mit einem Zement, der in der Mischung mit

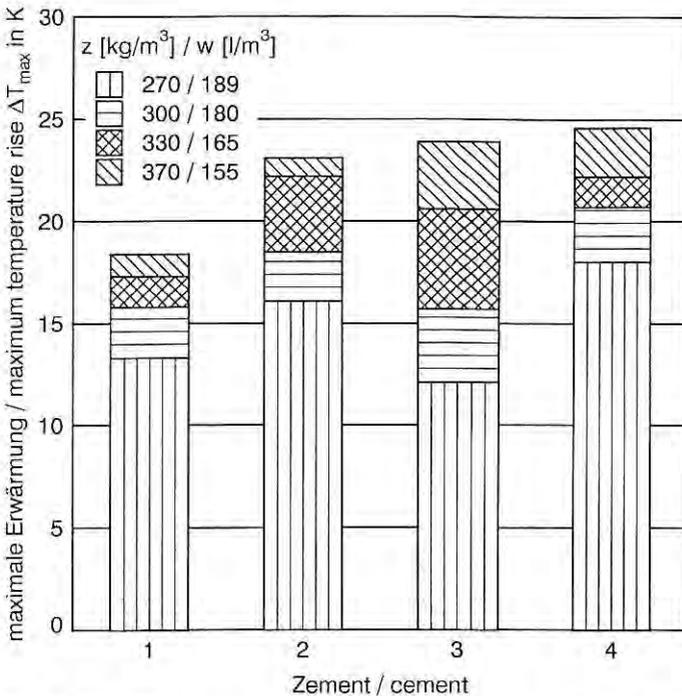


Bild 10 Maximale Erwärmungen unter teiladiabatischen Bedingungen im Thermosgefäß von Betonen unterschiedlicher Zusammensetzung aus 4 verschiedenen PZ 35 F

Fig. 10 Maximum temperature rise under semi-adiabatic conditions in a heat-insulated container of concretes of differing composition with 4 different PZ 35 F Portland cements

einem Zementgehalt von  $330 \text{ kg/m}^3$  und einem Wasserzementwert von  $w/z = 0,50$  eine mittlere Hydratationswärmeentwicklung zeigte (Zement 3), die Verringerung des Zementgehalts auf  $300 \text{ kg/m}^3$  bzw. auf  $270 \text{ kg/m}^3$  bei gleichzeitiger Erhöhung des Wasserzementwerts auf  $w/z = 0,60$  bzw.  $w/z = 0,70$  zu einem stärkeren Rückgang der im Thermosgefäß gemessenen maximalen Erwärmung führt als zum Beispiel bei Betonen mit Zement 1. Neben dem Einfluß des Zements darf der Einfluß der Betonzusammensetzung auf die zu erwartende Hydratationswärmeabgabe somit nicht vernachlässigt werden. Aussagefähige Eignungsprüfungen zur Beurteilung der Reißneigung können daher nur an den Betonzusammensetzungen durchgeführt werden, die für die Bauausführung vorgesehen sind. Prüfungen an Standardbetonzusammensetzungen zur Bewertung des Einflusses einer Größe, wie z.B. der Zementart, sind für baupraktische Bewertungen wenig zielführend.

Von Bedeutung für die Praxis ist weiterhin der Einfluß der Frischbeton- und der Umgebungstemperatur auf die Hydratationswärmeabgabe. Untersuchungen zur Hydratationswärmeabgabe bzw. daraus resultierender maximaler Betonenerwärmungen bei verschiedenen Frischbetontemperaturen ( $12, 20$  und  $25 \text{ }^\circ\text{C}$ ) und Lagerungstemperaturen der Thermosgefäße ( $12$  und  $20 \text{ }^\circ\text{C}$ ) ergaben für Betone mit drei verschiedenen Portlandzementen PZ 35 F und zwei unterschiedlichen Zusammensetzungen (1 und 3 in Tafel 1) in etwa vergleichbare Ergebnisse. So führte eine Erhöhung bzw. Absenkung der Frischbetontemperatur um  $1$  Kelvin bei den untersuchten Betonen zu einer entsprechenden Änderung der maximalen Erwärmung von ungefähr  $0,6$  Kelvin. Diese unterproportionale Wirkung liegt darin begründet, daß bei dünneren Bauteilen die Erwärmung maßgeblich vom Wärmeaustausch zwischen Umgebung und Frischbeton beeinflusst wird. Bei niedrigen Umgebungstemperaturen, z.B. bei einer Umgebungstemperatur von  $12 \text{ }^\circ\text{C}$  anstelle von  $20 \text{ }^\circ\text{C}$  stellte sich in den Versuchen eine um die gleiche Differenz von  $8 \text{ K}$  niedrigere Höchsttemperatur  $T_{\text{max}}$  ein. Die maximale Erwärmung gegenüber der Umgebungstemperatur wird also dadurch kaum beeinflusst.

Ein weiterer, noch nicht abschließend untersuchter Einfluß auf die Hydratationswärmeabgabe liegt in der Zugabe von Betonzusatzmitteln, in diesem Zusammenhang im wesentlichen von Verflüssigern und Fließmitteln. Aus Bild 11 kann man erkennen, wie stark die Wirkung verflüssigender Zusatzmittel auf die Wärmeabgabe in den ersten Tagen sein kann. Dargestellt ist die Wärmeabgabe eines PZ 35 F im Normmörtel nach DIN EN 196 Teil 1 ohne und mit zwei verschiedenen Fließmitteln unter teiladiabatischen Bedingungen in einem Langavant-Kalorimeter [12]. Die Zugabemenge betrug  $1 \%$  des Zementgewichts. Deutlich ist die verzögernde Wirkung der Zusatzmittel zu erkennen. Eine solche Wirkung kann auch unterschiedlich stark ausgeprägt in Betonen erwartet werden und wird dann insbesondere auf die Schnelligkeit des Hydratationsfortschritts in den ersten Stunden der Erhärtung Einfluß haben. Die Wirkungszusammenhänge, auf die solche Unterschiede zurückgeführt werden können, werden derzeit in weiteren Untersuchungen verfolgt [13].

Zusammenfassend wird festgestellt, daß die Bauteilerwärmung mit der Hydratationswärmeabgabe des Zements ursächlich zusam-

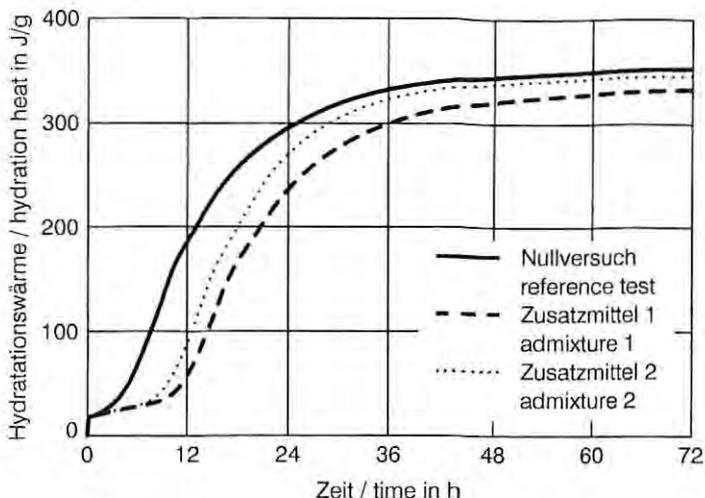


Bild 11 Hydrationswärmefreisetzung eines PZ 35 F im Standardmörtel ohne und mit 2 verschiedenen verflüssigenden Zusatzmitteln

Fig. 11 Release of heat of hydration from a PZ 35 F Portland cement in standard mortar with and without 2 different concrete plasticizing admixtures

menhängt und von der Betonzusammensetzung (und dabei besonders vom Zementgehalt, vom Wasserzementwert, von Zusatzstoffen und Zusatzmitteln) sowie weiterhin von den Temperaturbedingungen (Frischbeton- und Umgebungstemperatur) maßgeblich beeinflusst wird. Bei der Wahl geeigneter Zemente muß, wie zuvor ausgeführt, neben der Hydrationswärmefreisetzung die Frühfestigkeitsentwicklung als Auswahlkriterium herangezogen werden (siehe Abschnitt 5).

Zur genaueren Vorhersage der Hydrationsverläufe in unterschiedlich zusammengesetzten Betonen (Wärmefreisetzung und Festigkeitsentwicklung) erweisen sich Eignungsprüfungen mit den vorgesehenen Betonzusammensetzungen unter möglichst praxishnahen Bedingungen (z.B. Frischbeton- und Umgebungstemperatur) als sehr hilfreich. Für solche Eignungsprüfungen eignet sich die in [10] beschriebene Prüfung im teiladiabatischem Kalorimeter.

### 3.3 Einflüsse auf die Wärmedehnung

Die Wärmedehnzahl  $\alpha_{\text{T}}$  von Normalbeton wird im wesentlichen bestimmt von Zuschlagart und Zuschlaggehalt. Sie ist zudem abhängig vom Feuchtegehalt des Betons. Sie erreicht Minimalwerte für ofentrockenen und wassergesättigten Festbeton, Maximalwerte bei Festbeton mit natürlicher Ausgleichsfeuchte. Tafel 2 gibt Anhaltswerte aus der Literatur [14] für die Wärmedehnzahl von Normalbeton. Für Frischbeton und sehr jungen Beton ist mit deutlich höheren Werten zu rechnen, was auf die gegenüber der Wärmedehnung der Fest-

Tafel 2 Wärmedehnzahlen  $\alpha_T$  von Normalbeton [14]Table 2 Coefficients of thermal expansion  $\alpha_T$  of normal concrete [14]

Gesteinsart der Zuschläge  Type of rock in the aggregate	Wärmedehnzahlen $\alpha_T$ [ $10^{-6}$ 1/K] für Beton mit ca. 350 kg Zement/m <sup>3</sup>  Coefficient of thermal expansion $\alpha_T$ [ $10^{-6}$ 1/K] for concrete with approx. 350 kg cement/m <sup>3</sup>	
	lufttrocken air-dried	wassergesättigt water-saturated
Dichter quarzitischer Zuschlag Dense quartz aggregate	12,5 ÷ 13,5	11,0 ÷ 12,5
Sandstein Sandstone	10,5 ÷ 11,5	9,5 ÷ 10,0
Porphyr, Granit usw. Porphyrite, granite, etc.	9,5 ÷ 10,5	8,5 ÷ 9,5
Basalt, Gabbro, usw. Basalt, gabbro, etc.	9,0 ÷ 9,5	7,5 ÷ 8,0
Kalkstein Limestone	7,5 ÷ 8,5	6,0 ÷ 7,0

stoffe wesentlich größere Wärmedehnung des chemisch nicht gebundenen Wassers zurückzuführen ist.

In eigenen Versuchen wurde das Wärmedehnverhalten der untersuchten Betone an konserviert gelagerten Balken in der Temperaturspannungsprüfmaschine gemessen. Die Probekörper wurden nach Durchlaufen der teiladiabatischen Temperaturkurve im Alter von 2 Tagen künstlich gekühlt, um das Wärmedehnverhalten über einen größeren Temperaturbereich beobachten zu können. Bei diesen Untersuchungen wurde mitunter während der ersten Stunden eine deutlich höhere Wärmedehnzahl festgestellt. Das führte dazu, daß Probekörper nach Durchlaufen der teiladiabatischen Erwärmung und Abkühlung bis zu 0,06 ‰ länger waren. Bei anderen Probekörpern wurde dieses Phänomen nicht festgestellt, vermutlich weil sich Schwindverkürzungen überlagern. In Einzelfällen waren Probekörper nach der Abkühlung bis zu 0,03 ‰ kürzer. Im allgemeinen ergab sich eine sehr gute Übereinstimmung mit dem Anhaltswert in Tafel 2 für dichten quarzitisches Zuschlag, wassergesättigt, mit einer Wärmedehnzahl  $\alpha_T$  von  $1,2 \cdot 10^{-5}$  1/K.

Obwohl Unterschiede der „Temperaturverformung“ der Betone von bis zu 0,09 ‰ im Vergleich zur Zugbruchdehnung von ungefähr 0,1 ‰ zunächst beträchtlich erscheinen, zeigte sich in den entsprechenden Versuchen bei Behinderung der Verformung, daß sich daraus keine praxisrelevanten Einflüsse hinsichtlich Rißrisiko ergaben. Dies liegt daran, daß die Unterschiede im Wärmedehnverhalten nur in den ersten Stunden der Erhärtung auftreten. Wegen des geringen



mit einer Wärmedehnzahl von  $\alpha_T = 1,0 \cdot 10^{-5} \text{ 1/K}$  und einer Dehnungsbehinderung von 50 %. Beansprucht man sehr jungen Beton im Alter von 8 bis 12 h sehr langsam innerhalb einiger Tage bis zum Bruch, so ergibt sich durch die ständig fortschreitende Hydratation eine erhebliche Steigerung der Zugbruchdehnung von ca. 100 %, bezogen auf die Kurzzeitzugbruchdehnung bei Belastungsbeginn. Gegenüber der Zugbruchdehnung zum Zeitpunkt des Bruchs unter einer dann aufgetragenen hohen Belastungsgeschwindigkeit beträgt die Steigerung immerhin noch ca. 50 % (Bild 12). Für die Verhältnisse der 40 cm dicken Tunnelinnenschale kann dieser Effekt nur sehr begrenzt wirksam werden, da sich hier Zugbeanspruchungen erst ab einem Alter von einem Tag entwickeln und da der Beton dann je nach durchlaufener Erwärmung den Erhärtungszustand eines mehrere Tage alten Betons aufweist. In den eigenen Untersuchungen ergab sich für Betone, die 7 Tage zwangfrei gelagert wurden und dann bei 100 % Dehnungsbehinderung mit 1 K/h abgekühlt wurden, im Mittel eine ertragbare Abkühlung von knapp 7 K. Das entspricht bei der gemessenen Wärmedehnzahl von  $1,2 \cdot 10^{-5} \text{ 1/K}$  einer Zugbruchdehnung von rd. 0,08 ‰. Bei den Betonen, die von Beginn an dehnungsbehindert gelagert wurden, lag die mögliche Abkühlung etwa 1 K höher, was einer Bruchdehnung von knapp 0,1 ‰ entspricht. Unter baupraktischen Verhältnissen erreicht die Zwangzugspannung bei Abfließen der Bauteilerwärmung in dehnungsbehindert gelagerten Bauteilen die Zugbruchdehnung frühestens im Alter des Betons von etwa 4 Tagen, d.h. zu einem Zeitpunkt, wenn die endgültige Zugdehnfähigkeit sich bereits weitgehend entwickelt hat.

Für alle untersuchten Betonzusammensetzungen (Tafel 1) ergab sich etwa die gleiche mögliche Abkühlung bis zum ersten Riß. Eine signifikante Abhängigkeit der Zugbruchdehnung vom eingesetzten Zement konnte nicht festgestellt werden; so wurden für einen mehrfach geprüften Beton für die Differenz ( $T_{02} - T_{R13}$ ) Werte zwischen 6,8 und 8,3 K bestimmt. Die gemessene Streuung von ca.  $\pm 10 \%$  gilt auch unter günstigen Laborbedingungen als unvermeidbare Prüfstreuung [18].

## **5 Zusammenhang zwischen Frühfestigkeit und Hydratationswärmefreisetzung**

Die Einflüsse von Betonzusammensetzung und Lagerungstemperatur auf die Festigkeitsentwicklung von Beton werden in mehreren Untersuchungen in der Literatur dargestellt. Betrachtet man das aus [19] entnommene Bild 13, so wird klar, daß bei Verwendung von Zementen PZ 35 F, selbst bei den für die Frühfestigkeit günstigen Temperaturbedingungen, wie z. B. durchschnittlich 30 °C in den ersten 12 Stunden, bei üblichen Wasserzementwerten von 0,5 bis 0,6 nur verhältnismäßig niedrige Druckfestigkeiten erwartet werden können.

Um die Einflüsse der Hydratation verschiedener Zemente in unterschiedlichen Betonzusammensetzungen auf das Freisetzen von Wärme und auf die Entwicklung der Frühfestigkeit unmittelbar zu erkennen, wurden umfangreiche Untersuchungen im Forschungsinstitut der Zementindustrie durchgeführt. Neben den in Abschnitt 3.2 beschriebenen Untersuchungen zur Hydratationswärmefreisetzung wurde an gleichgelagerten Probekörpern, die ebenfalls dem Tempe-

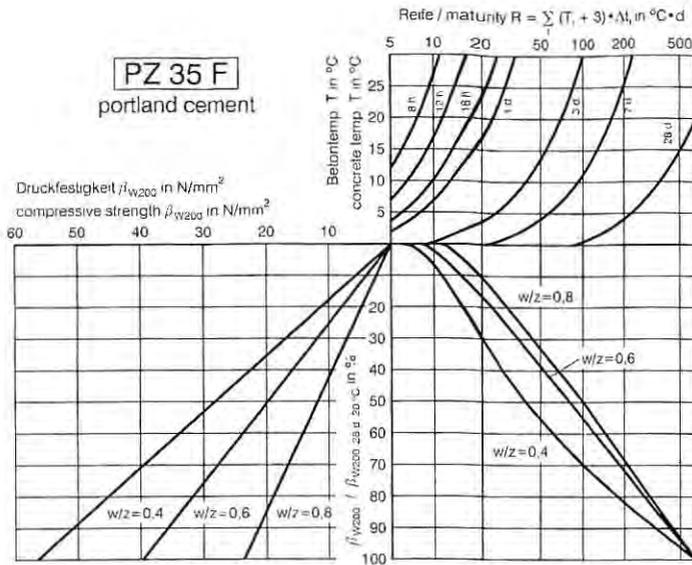


Bild 13 Näherungsweise Vorausbestimmung der Betondruckfestigkeit für PZ 35 F nach Henk [19]

Fig. 13 Approximate advance determination of concrete compressive strength for PZ 35 F Portland cement according to Henk [19]

raturgang eines ca. 40 cm dicken Bauteils ausgesetzt waren, im Alter von 12 Stunden die Druckfestigkeiten an Betonzylindern von 10 cm Durchmesser und 20 cm Höhe bestimmt. In Bild 14 ist die aus der Freisetzung der Hydratationswärme entstandene Temperaturerhöhung des Betons über der in diesem Alter vorhandenen Zylinderdruckfestigkeit aufgetragen, und zwar für 6 unterschiedliche Zemente, zwei verschiedene Betonzusammensetzungen (1 und 3 in Tafel 1), zwei Umgebungs Temperaturen (12, 20  $^{\circ}\text{C}$ ) sowie für Frischbetontemperaturen von 12 bis 25  $^{\circ}\text{C}$ . Es zeigt sich eine relativ gute Korrelation zwischen der Wärmefreisetzung und der Druckfestigkeit im gleichen Alter von 12 h. Größenordnungsmäßig wuchs die Frühfestigkeit mit dem Quadrat der freigesetzten Wärme. Ein Einfluß der beiden untersuchten Betonzusammensetzungen auf den Zusammenhang zwischen Temperaturerhöhung infolge Freisetzens der Hydratationswärme und Festigkeit ist nicht feststellbar. So führte eine geringere Wärmefreisetzung infolge einer Verminderung des Zementgehalts um ca. 20 % bei gleichzeitiger Erhöhung des w/z- Werts von 0,5 auf 0,6 zu einer Abnahme der Frühfestigkeit von ca. 40 %.

Für die Rißgefahr infolge Abfließens der Hydratationswärme bei Zwang ist nicht die bis zu einem bestimmten Zeitpunkt insgesamt freigesetzte Hydratationswärme maßgebend – sie kennzeichnet allerdings den Hydratationsfortschritt –, sondern die sich später ein-

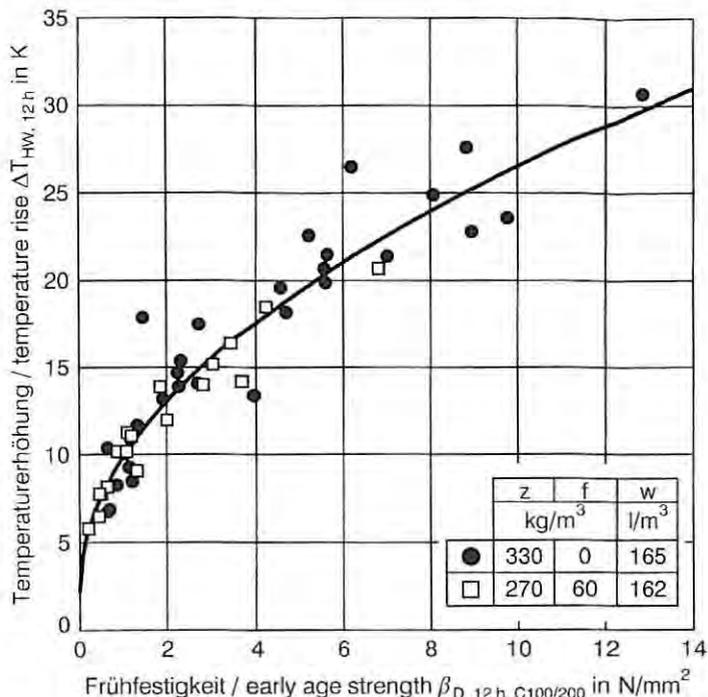


Bild 14 Frühfestigkeit und Temperaturerhöhung infolge Hydratationswärme des Zements nach 12 Stunden unter teiladiabatischen Bedingungen

Fig. 14 Early age strength and temperature rise due to the heat of hydration of cement under semi-adiabatic conditions

stellenden maximalen Bauteilerwärmungen. Wie Bild 15 zu entnehmen ist, ergeben sich auch bei der Gegenüberstellung von Druckfestigkeit im Alter von 12 h und der sich später einstellenden maximalen Betonermwärmung noch relativ straffe Zusammenhänge, und zwar trotz der oben beschriebenen breiten Parametervariation.

### 6 Optimierung der Betonzusammensetzung

Durch gezielte Eignungsprüfungen können Betonrezepturen ermittelt werden, mit denen die erforderliche Frühfestigkeit sicher erreicht, aber nicht wesentlich überschritten wird, um die mit der Festigkeitsentwicklung verbundene Freisetzung von Hydratationswärme so klein wie möglich zu halten. Deshalb empfiehlt es sich, zur Optimierung der Betonzusammensetzung zuerst die erforderliche Frühfestigkeit unter praxisnahen teiladiabatischen Bedingungen nachzuweisen und von den Mischungen, die diese Bedingung erfüllen, diejenigen auszuwählen, die den geforderten Festigkeitswert nur mit einem ausreichenden Vorhaltemaß überschreiten. Wie Bild 16 zu entnehmen ist, hängt unter sonst gleichen teiladiabatischen Bedingungen die Festigkeitsentwicklung in den ersten Stunden in erheb-

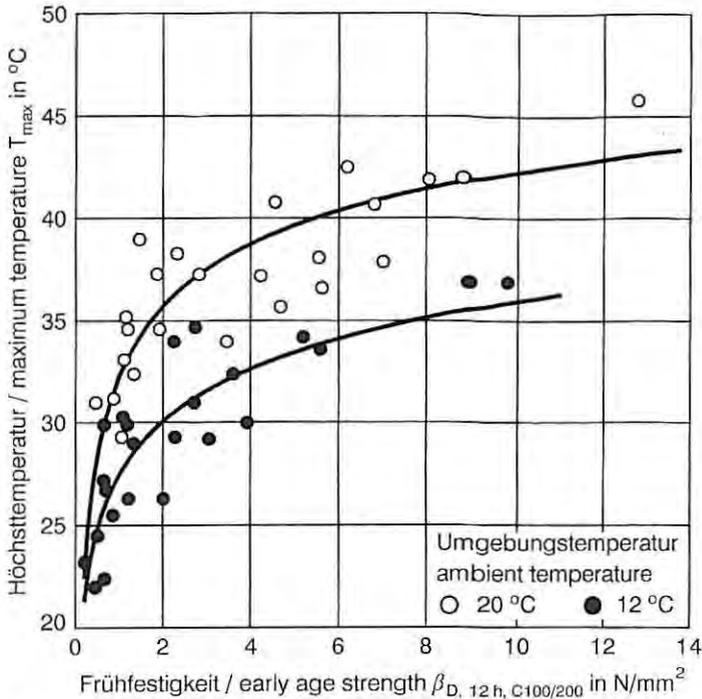


Bild 15 Frühfestigkeit nach 12 Stunden und später auftretende Höchsttemperatur unter teiladiabatischen Bedingungen

Fig. 15 Early age strength at 12 hours and subsequent maximum temperature

lichem Maße von der Frischbetontemperatur ab, wohingegen der Einfluß einer niedrigen Umgebungstemperatur häufig durch eine in der Regel noch vertretbare Erhöhung des Zementgehalts kompensiert werden kann. Jahreszeitlich bedingte niedrige Frischbetontemperaturen erfordern in vielen Fällen allerdings die Wahl eines Zements mit höherer Hydrationswärmeentwicklung. Dies sollte bereits bei den Eignungsprüfungen zur Festlegung geeigneter „Winter“- und „Sommer“-Betonzusammensetzungen berücksichtigt werden. Tafel 3 zeigt die Ergebnisse entsprechender Eignungsprüfungen an 2 Betonzusammensetzungen mit jeweils 2 unterschiedlichen Zementen PZ 35 F, dem Zement A mit einer vergleichbar schnellen bzw. dem Zement B mit einer demgegenüber relativ langsamen Festigkeits- und Hydrationswärmeentwicklung. Zusätzlich ist die in der Temperatur-Spannungsprüfmaschine bei vollständiger Dehnungsbehinderung gemessene Rißtemperatur angegeben. Als Temperaturbedingungen im Winter wurde dabei eine Frischbetontemperatur von 15  $^{\circ}\text{C}$  und eine Umgebungstemperatur (Tunnelinnentemperatur) von 12  $^{\circ}\text{C}$  zugrunde gelegt, während die entsprechenden Temperaturen für den Sommer mit 18  $^{\circ}\text{C}$  für den Frischbeton und 20  $^{\circ}\text{C}$  für den Tunnelinnenbereich angesetzt wurden.

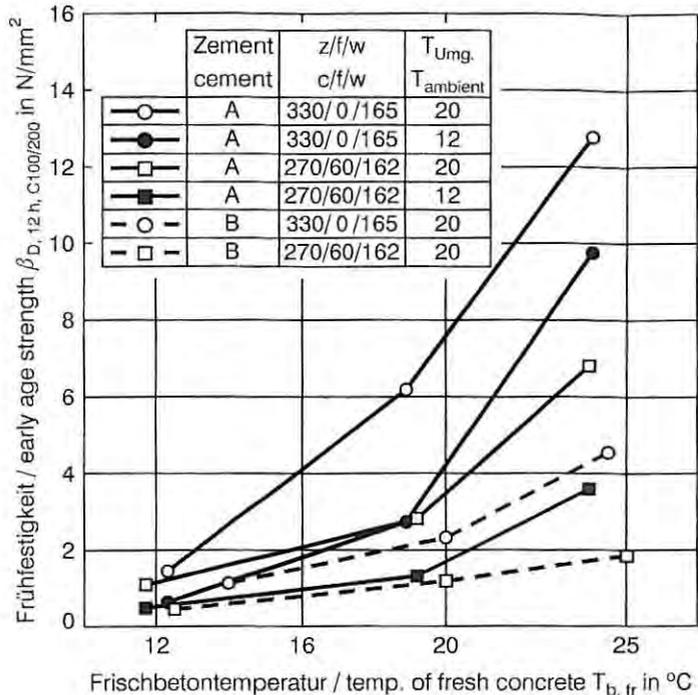


Bild 16 Frühfestigkeit nach 12 Stunden unter teiladiabatischen Bedingungen und Frischbetontemperatur

Fig. 16 Early age strength at 12 hours under semi-adiabatic conditions and fresh concrete temperature

Tafel 3 Frühfestigkeit und Temperaturverhalten verschiedener Betone unter teiladiabatischen Bedingungen bei völliger Dehnungsbehinderung

Table 3 Early age strengths and temperature behaviour of different concretes under semi-adiabatic conditions with full restraint to movement

	T <sub>Umg.</sub>	T <sub>b,fr.</sub>	Zement PZ 35 F	Betonzusammensetzung concrete composition	Druckfestigkeit compressive strength		T <sub>max</sub>	T <sub>RiB</sub>	Nr. No.	
			Portland cement PZ 35 F		z / f / w	β <sub>D, 28 d</sub>				β <sub>D, 12h</sub>
						(Würfel) (cube)				(Zylinder) (cylinder)
°C			kg/m <sup>3</sup> / kg/m <sup>3</sup> / l/m <sup>3</sup>	N/mm <sup>2</sup>		°C				
Sommer	20	18	A	330/ 0/165	51	5,5	41,5	31,5	1	
				270/60/162	46	2,5	36,0	27,5	2	
			B	330/ 0/165	56	1,9	36,5	25,5	3	
				270/60/162	52	1,0	34,0	23,5	4	
Winter	12	15	A	330/ 0/165	51	1,5	32,0	24,5	5	
				270/60/162	46	0,9	26,5	17,5	6	
			B	330/ 0/165	56	0,8	28,0	16,5	7	
				270/60/162	52	0,4	25,0	14,5	8	

Wie die Ergebnisse zeigen, wird eine ausreichende Frühfestigkeit unter „Winterbedingungen“ nur durch die Betonzusammensetzung Nr. 5 (Zement A in einer Dosierung von  $330 \text{ kg/m}^3$ ) erreicht, während im Sommer sowohl die Betonzusammensetzung Nr. 2 (Zement A in geringerer Dosierung) als auch die Betonzusammensetzung Nr. 3 (Zement B in höherer Dosierung) zum Einsatz kommen kann. Die teiladiabatischen Temperaturverläufe dieser Betone, gemessen im Thermogefäß unter den Wärmeabflußbedingungen einer 40 cm dicken Tunnelinnenschale, sind in Bild 17 dargestellt. Man sieht den weiten Bereich, in dem sich diese Temperaturverläufe einstellen. Hier wird das zweite Optimierungskriterium ersichtlich, nämlich diejenige Betonzusammensetzung zu wählen, die bei ausreichender Frühfestigkeit eine vergleichbar geringe Wärmeentwicklung zeigt. Hinsichtlich der gleichzeitigen Optimierung von Frühfestigkeit und Bauteilerwärmung stellen die Betonzusammensetzungen Nr. 2 und Nr. 3 für die warme Jahreszeit zwei weitgehend gleichwertige Lösungen dar, die entweder durch den schneller erhärtenden Zement mit teilweiseem Austausch durch Flugasche oder durch den langsamer erhärtenden Zement ohne Austausch durch Flugasche erreicht werden. Durch eine solche Optimierung in zweifacher Hinsicht wird sowohl das Risiko des Entstehens von Firstlängsrissen als auch das von Ulmenradialrissen erheblich gemindert.

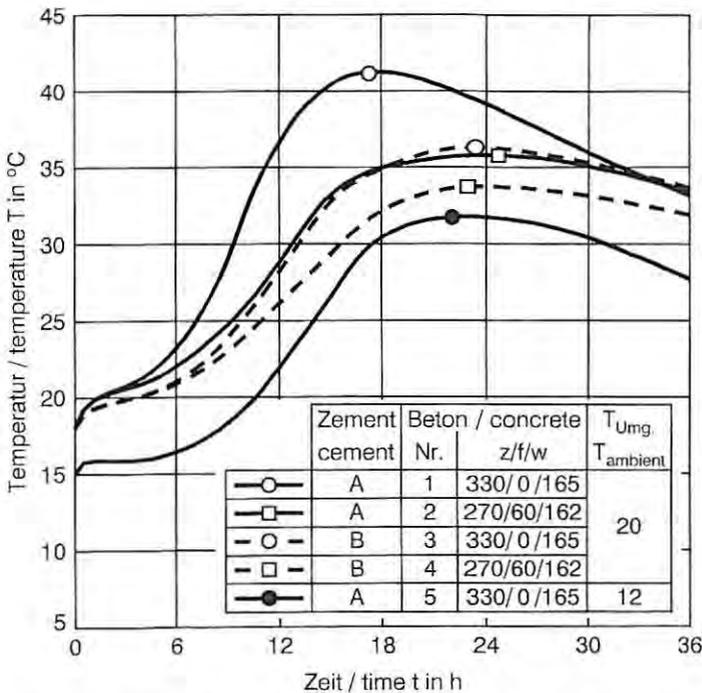


Bild 17 Vergleich der Temperaturentwicklung von fünf Betonen der Tafel 3

Fig. 17 Comparison of the temperature development of five concretes in Table 3

## 7 Rechnerische Abschätzung des Einflusses der Bauteilerwärmung

Das Eintreten eines Trennrisses (z.B. Ulmenradialrisses) beim Abfließen der Hydratationswärme kann näherungsweise durch folgende Beziehung abgeschätzt werden, die qualitativ früheren Veröffentlichungen bereits zugrunde gelegt worden ist [4, 5 und 6].

Ein Riß tritt bis zum Abkühlen auf die Umgebungstemperatur wahrscheinlich nicht auf, wenn

$$[T_{\max} - (T_{\max} - T_{02}) - T_{\text{Umg}}] \cdot \alpha_T \cdot \kappa \leq \varepsilon_{\text{ZU}}$$

mit  $T_{\max}$ : maximale Bauteiltemperatur

$T_{\max} - T_{02}$ : dem Abbau der Druckvorspannung zugeordnete Temperaturdifferenz, kann im Mittel zu  $(T_{\max} - T_{02}) = 2 \text{ K}$  (siehe Abschnitt 2.2) angenommen werden

$T_{\text{Umg}}$ : mittlere Umgebungstemperatur, auf die sich das Bauteil nach Erwärmung abkühlt

$\alpha_T$ : Wärmedehnzahl

$\kappa$ : Grad der Dehnungsbehinderung (Zwanggrad)

$\varepsilon_{\text{ZU}}$ : Zugbruchdehnung des Betons

Daraus ergeben sich näherungsweise die in Tafel 4 angegebenen zulässigen maximalen Erwärmungen über Umgebungstemperatur. Dabei sind zusätzliche Spannungszustände aus nicht gleichmäßiger Temperaturverteilung (Biegespannungen, Eigenspannungen) nicht berücksichtigt. Die Angaben in Tafel 4 können also nicht als Bemessungswerte verstanden werden, sondern sollen das Zusammenwirken der drei wesentlichen Einflußgrößen auf eine Rißbildung, nämlich Zwanggrad, Wärmedehnung und maximale Bauteilerwärmung verdeutlichen. Dabei beschreibt das Verhältnis von Zugbruchdehnung zu Wärmedehnzahl die gleichmäßige Temperaturabnahme (Abkühlung), die ein Beton ausgehend vom spannungsfreien Zustand bei völliger Dehnungsbehinderung gerade noch rißfrei ertragen kann. Der Beton II ist wegen der geringeren Wärmedehnzahl des Betonzuschlags in dieser Hinsicht deutlich unempfindlicher als

Tafel 4 Zulässige maximale Erwärmungen bei zentrischem Zwang  
Table 4 Maximum permissible temperature rise with central restraint

Beton concrete	Zuschlag aggregate	$\alpha_T$	$\varepsilon_{\text{ZU}}$	$\varepsilon_{\text{ZU}} / \alpha_T$	Zul. max. Erwärmung beim Zwanggrad ...  Max. permissible temperature rise dep. on degree of restraint		
					100 %	50 %	33 %
		$10^{-5}/\text{K}$	‰	K	K		
I	Kies gravel	1,2	0,09	7,5	10	17	25
II	Basaltspplitt Basalt chips	0,8	0,12	15	17	32	47

Beton I. Zahlenmäßig ist dann der Vorteil bei mittlerer bis mäßiger Dehnungsbehinderung erheblich. In der Praxis muß allerdings häufig auf örtlich verfügbare Zuschlagvorkommen zurückgegriffen und das dadurch gegebene Wärmedehnverhalten hingenommen werden.

Wird der eingesetzte Beton durch Wahl der Betonzusammensetzung und des Zements so optimiert, daß er unter den Bedingungen der Bauausführung (Umgebungstemperatur, Wärmeabflußbedingungen in der Tunnelinnenschale) sowie unter Berücksichtigung einer mit vertretbarem Aufwand eingestellten Frischbetontemperatur die erforderliche Ausschalfestigkeit möglichst knapp, aber ausreichend sicher erreicht, so muß mit Erwärmungen um rd. 20 Kelvin über Umgebungstemperatur gerechnet werden. Vereinzelt Risse werden dann je nach zuschlagbedingter Empfindlichkeit des Betons schon bei mittlerer Dehnungsbehinderung wahrscheinlich. Hinsichtlich des Wunsches nach einer völligen Vermeidung von Rissen in derartigen Bauteilen muß darauf hingewiesen werden, daß die zusätzlichen Einflüsse des Schwindens und der jahreszeitlichen Temperaturschwankungen auf die Rißbildung etwa 1,5- bis 3mal so groß sind wie der Einfluß aus Hydratationswärme.

## **8 Zusammenfassung und Folgerungen für die Praxis**

8.1 Ursachen und Vermeidung von Rissen in Tunnelinnenschalen aus Ort beton beschäftigen die Fachwelt seit vielen Jahren. Umfangreiche Auswertungen von Rissen in kürzlich fertiggestellten Tunnelbauten der Deutschen Bundesbahn ergaben, daß zwei eindeutig unterschiedliche Rißarten aufgetreten sind, nämlich Firstlängsrisse und Ulmenradialrisse. Beide Rißarten sind nur ganz selten im gleichen Tunnelsegment aufgetreten, was darauf schließen läßt, daß sie durch unterschiedliche Einflüsse verursacht werden.

8.2 Firstlängsrisse gelten hinsichtlich Standsicherheit und Dauerhaftigkeit als bedenklicher, jedoch müssen auch breitere Ulmenradialrisse aus Korrosionsschutzgründen durch Injektionen geschlossen werden. Zur Verringerung von Firstlängsrisen muß sichergestellt sein, daß zum Zeitpunkt des Ausschalens der Tunnelinnenschale eine Betonfestigkeit von mindestens 2 N/mm<sup>2</sup> zuverlässig vorhanden ist. Der im Tunnelbau in der Regel geforderte Baufortschritt erfordert eine Taktzeit von 24 Stunden, so daß diese Frühfestigkeit schon beim Ausschalen nach 9 bis 16 Stunden vorliegen muß.

8.3 Ulmenradialrisse entstehen im allgemeinen durch Zwangbeanspruchungen, und zwar in jungem Alter durch Verformungsbehinderungen beim Abkühlen der zuvor durch die Hydratationswärme des Zements erwärmten Betoninnenschale sowie im späteren Alter durch ein zusätzlich auftretendes Schwinden und durch größere Schwankungen in der Außentemperatur.

8.4 Umfangreiche Untersuchungen im Forschungsinstitut der Zementindustrie\*) in den letzten fünf Jahren umfaßten den Einfluß der

---

\*) Die im Forschungsinstitut der Zementindustrie zu Fragen des Verhaltens des jungen Betons bei zentrischer Zwangbeanspruchung durchgeführten Untersuchungen wurden über die Arbeitsgemeinschaft industrieller Forschungsvereinigungen (AIF) vom Bundesminister für Wirtschaft finanziell gefördert. Der AIF und dem BMWi sei auch an dieser Stelle hierfür gedankt.

Betonzusammensetzung (Zement, Zementgehalt, Zusatzstoffe, Zuschlagstoffe, Wasserzementwert u.ä.) auf die Entwicklung der Wärme und der Festigkeit unter teiladiabatischen Bedingungen. In einer eigens dafür entwickelten Temperatur-Spannungsprüfmaschine wurde das Verhalten von in unterschiedlichem Maße zentrisch verformungsbehinderten Betonbauteilen beim Entstehen und Abfließen der Hydrationswärme des Zements untersucht.

8.5 Trennrisse in gezwängten Betonbauteilen können nicht sicher vermieden, sondern nur in ihrer Auftretenswahrscheinlichkeit reduziert werden. Das Risiko einer Ribbildung in gezwängten Betonbauteilen infolge der Freisetzung und des Abfließens der Hydrationswärme nimmt relativ stark zu mit dem Grad der Dehnungsbehinderung und mit der erreichten Höchsttemperatur des Betons. Mit abnehmender Wärmedehnzahl und mit zunehmender Zugbruchdehnung des Betons nimmt das Risiko in begrenztem Maße ab.

8.6 Um sowohl Firstlängs- als auch Ulmenradialrisse weitgehend zu vermeiden, ist eine an die Jahreszeit angepaßte Optimierung der Betonzusammensetzung in zweifacher Hinsicht notwendig. In Eignungsversuchen unter teiladiabatischen Bedingungen, bei denen die im Sommer bzw. im Winter üblichen Frischbeton- und Umgebungstemperaturen Berücksichtigung finden, ist die Betonzusammensetzung zu ermitteln, die nach 12 Stunden eine ausreichende Frühfestigkeit von mindestens  $2 \text{ N/mm}^2$  liefert. Eine deutlich höhere Frühfestigkeit erhöht das Risiko des Entstehens von Ulmenradialrissen, weil dadurch eine größere Hydrationswärme freigesetzt wird.

8.7 Für den „Winterbeton“ mit niedrigen Frischbeton- und Umgebungstemperaturen lieferten Zusammensetzungen aus  $330 \text{ kg/m}^3$  eines relativ schnell erhärtenden PZ 35 F unter teiladiabatischen Bedingungen eine ausreichende, jedoch nicht zu hohe Frühfestigkeit. Sie läßt sich auch durch andere Zusammensetzungen, z.B. unter Verwendung von Z 45 F und dessen teilweisen Austausch durch Flugasche, erreichen.

8.8 Um beim „Sommerbeton“ mit seinen höheren Frischbeton- und Umgebungstemperaturen die erforderliche Frühfestigkeit nicht zu stark zu überschreiten, sind im Vergleich zum „Winterbeton“ langsamere erhärtende Zemente vorzuziehen, oder es ist der Zementgehalt in zulässigen Grenzen zu vermindern bzw. teilweise durch Flugasche zu ersetzen. Dafür ist jedoch darauf zu achten, daß der aus Dauerhaftigkeitsgründen höchstzulässige Wasserzementwert nicht überschritten wird.

8.9 Von den Mischungen, die die Anforderungen an die Frühfestigkeit erfüllen, jedoch nicht deutlich überschreiten, sind diejenigen zu wählen, die unter den zugehörigen teiladiabatischen Bedingungen die niedrigste Höchsttemperatur aufweisen. Natürlich kann das Risiko des Entstehens von Ulmenradialrissen durch andere Maßnahmen noch weiter vermindert werden. Dazu zählen ein Absenken der Frischbetontemperatur sowie die Verwendung von Zuschlagstoffen, die eine niedrigere Wärmedehnung und eine höhere Zugbruchdehnung liefern. Diese Maßnahmen sind jedoch in der Regel mit erheblichen Kosten verbunden. Sehr effektiv wirkt sich eine Minderung des Zwangs durch Anordnung einer Luftkissenfolie zwischen dem zur Bergsicherung eingebrachten Spritzbeton und der Betoninnenschale aus.

## 8 Summary and practical conclusions

8.1 The causes and avoidance of cracks in tunnel inner shells made of in-situ concrete have occupied the experts for many years. Extensive investigations of cracks in recently completed tunnel structures belonging to the German Federal Railways showed that two clearly different types of crack had appeared, namely longitudinal roof cracks and radial side-wall cracks. It is only very rarely that both types of crack appear in the same tunnel segment, from which it can be concluded that they are caused by different effects.

8.2 Longitudinal roof cracks are more serious as far as stability and durability are concerned, but fairly wide radial side-wall cracks must also be closed by injection to prevent corrosion. To reduce longitudinal roof cracks it is necessary to be certain that when the formwork is stripped from the tunnel inner shell the concrete has a strength of at least 2 N/mm<sup>2</sup>. A cycle time of 24 hours is needed for the rate of advance of construction work generally required in tunnel construction, so this early strength must be present when the formwork is stripped after 9 to 16 hours.

8.3 Radial side-wall cracks are generally caused by restraint stresses; these occur at an early age through restraint to movement during the cooling of the concrete inner shell previously heated by the heat of hydration of the cement, and at a later age through an additional shrinkage and through fairly large fluctuations in the ambient temperature.

8.4 Extensive investigations at the Research Institute of the Cement Industry\*) over the last five years dealt with the influence of the concrete composition (cement, cement content, additions, aggregates, water/cement ratio, etc.) on the development of heat and strength under semi-adiabatic conditions. In a temperature-stress test machine developed specifically for the purpose the behaviour of concrete components with different degrees of centrally restricted deformation was investigated during the release and loss of heat of hydration of the cement.

8.5 Separation cracks in restrained concrete components cannot be avoided with certainty – it is only possible to reduce the probability of their occurrence. The risk of crack formation in restrained concrete components as a result of the release and loss of heat of hydration increases relatively sharply with the degree of restraint to movement and with the maximum temperature reached by the concrete. The risk decreases to a limited extent with decreasing coefficient of thermal expansion and with increasing tensile strain at failure of the concrete.

8.6 For extensive avoidance of both longitudinal roof cracks and radial side-wall cracks the concrete composition must be optimized to suit the time of year in two respects. Suitability trials under semi-adiabatic conditions which take account of the fresh concrete and

---

\*) The investigations carried out at the Research Institute of the Cement Industry into the problems of the behaviour of centrally restrained early age concrete were assisted financially by the Federal Ministry for Economic Affairs through the Group of Industrial Research Associations. We would like to thank these two organizations for their support.

ambient temperatures usual in summer and in winter must be used to find the concrete composition which gives an adequate early strength of at least 2 N/mm<sup>2</sup> after 12 hours. A significantly higher early strength increases the risk of producing radial side-wall cracks because it leads to a higher heat of hydration.

8.7 Compositions containing 330 kg/m<sup>3</sup> of a relatively rapidly hardening PZ 35 F Portland cement provide an adequate, but not excessively high, early strength under semi-adiabatic conditions for „winter concrete“ with low fresh concrete and ambient temperatures. This can also be achieved by other compositions, e.g. by using Z 45 F cement with partial replacement by fly ash.

8.8 Slower hardening cements than those used in „winter concrete“ are to be preferred for „summer concrete“ with its higher fresh concrete and ambient temperatures to ensure that the required early strength is not greatly exceeded; otherwise the cement content can be reduced within permissible limits or partially replaced by fly ash. However, care has to be taken that the maximum water/cement ratio permissible with respect to durability is not exceeded.

8.9 Of the mixtures which fulfil, but do not greatly exceed, the early strength requirements those should be chosen which give the lowest maximum temperature under the associated semi-adiabatic conditions. Clearly, the risk of producing radial side-wall cracks can be further reduced by other measures. These include lowering the fresh concrete temperature and using aggregates which give a lower thermal expansion and a high tensile strain at failure. However, the measures are normally associated with considerable costs. Placing an air-cushion foil between the shotcrete used for stabilizing the rock and the concrete inner shell is a very effective way of reducing the restraint.

## SCHRIFTTUM / LITERATURE

- [1] DBV-Sachstandsbericht: „Stahlbetoninnenschalen im U-Bahnbau“ (in Vorbereitung)
- [2] Untersuchung der Einflüsse auf die Rißbildung in ausgeführten Tunnelinnenschalen. (Veröffentlichung in Vorbereitung)
- [3] Staffa, M.: Zur Vermeidung von hydratationsbedingten Rissen in Stahlbetonwänden. Beton- und Stahlbetonbau 89 (1994) H. 1, S. 4/8
- [4] Wischers, G.: Betontechnische und konstruktive Maßnahmen gegen Temperaturrisse in massigen Bauteilen. beton 14 (1964) H. 1, S. 22/26, und H. 2, S. 65/73
- [5] Wischers, G., und J. Dahms: Untersuchungen zur Beherrschung von Temperaturrissen in Brückenwiderlagern durch Raum- und Scheinfugen. beton 18 (1968) H. 11, S. 439/442, und H. 12, S. 483/490
- [6] Manns, W.: Formänderungen von Beton. Zement-Taschenbuch 48 (1984) S. 307/333, Bauverlag Wiesbaden-Berlin 1984
- [7] Springenschmid, R., und P. Nischer: Untersuchungen über die Ursache von Querrissen im jungen Beton. Beton- und Stahlbetonbau 68 (1973) H. 9, S. 221/226
- [8] Thielen, G., und H. Grube: Maßnahmen zur Vermeidung von Rissen im Beton. Beton- und Stahlbetonbau 85 (1990) H. 6, S. 161/167

- [9] Breitenbücher, R.: Zwangsspannungen und Rißbildung infolge Hydrationswärme, Dissertation TU München, 1989
- [10] Grube, H., und W. Hintzen: Prüfverfahren zur Voraussage der Temperaturerhöhung im Beton infolge Hydrationswärme des Zements. Beton 43 (1993) H. 5, S. 230/234, und H. 6, S. 292/295
- [11] Wischers, G.: Bautechnische Eigenschaften des Zements, Zementaschenbuch 48, Ausgabe, S. 89/118, Bauverlag Wiesbaden-Berlin 1984
- [12] Norme française NF P 15-436: Mesure de la chaleur d'hydratation des ciments par calorimètre semi-adiabatique (Septembre 1988)
- [13] AIF-Forschungsvorhaben „Wirkungsmechanismen von Zusatzmitteln im Beton und Prüfkriterien“, laufendes Forschungsvorhaben, Forschungsinstitut der Zementindustrie, Düsseldorf
- [14] Dettling, H.: Die Wärmedehnung des Zementsteins, der Gesteine und der Betone. Heft 164 der Schriftenreihe des DAfStb, Berlin 1964
- [15] Kasai, Y., and K. Okamura: The initial tensile strength of concrete. Cement Association of Japan – 22nd general meeting – 1968, S. 172/176
- [16] Weigler, H., und S. Karl: Junger Beton, Beanspruchung – Festigkeit – Verformung. Forschungsbericht aus dem Institut für Massivbau der TH Darmstadt 1974
- [17] Laube, M.: Werkstoffmodell junger Beton. Dissertation TU Braunschweig 1990
- [18] Rüschi, H.: Die Ableitung der charakteristischen Werte der Betonzugfestigkeit. beton 25 (1975) H. 2, S. 55/58
- [19] Henk, B.: Zur Frühfestigkeit von Beton bei natürlichen Erhärtungsbedingungen. Betonstein-Zeitung 32 (1966) H. 8, S. 461/470