

# Betontechnische Einflüsse auf die Rißbildung infolge Hydratationswärme

## Influences of concrete technology on cracking due to the heat of hydration

### Übersicht

In diesem Beitrag wird über experimentelle Untersuchungen zum Dehnungs- und Spannungsverlauf infolge Hydratationswärmefreisetzung berichtet. Die Versuche in einer Temperatur-Spannungsprüfmaschine bestätigen, daß die Rißwahrscheinlichkeit direkt von der Höhe der erreichten Höchsttemperatur abhängt. Druckvorspannungen während der Erwärmung sind wegen des geringen Elastizitätsmoduls und der Relaxation des Betons im jungen Alter vernachlässigbar gering. Die Hydratationswärmefreisetzung wird auf der Grundlage einfacher teiladiabatischer Versuche bestimmt und als Materialkennwert für unterschiedliche Temperatur-Zeitverläufe über dem wirksamen Alter normiert. Analog dazu wird die Festigkeitsentwicklung unter unterschiedlichen Temperatur-Zeitverläufen ermittelt und in Abhängigkeit von der zugeordneten Hydratationswärmefreisetzung dargestellt. Dieser Zusammenhang kann als Materialgesetz für jeden Beton ermittelt werden und dient als Grundlage für die rechnerische Ermittlung der Temperatur- und Festigkeitsentwicklung in einem Bauteil unter realen Wärmeabfluß- und Temperaturbedingungen.

### Abstract

This paper reports on experimental investigations of the strain and stress development due to the release of hydration heat. The tests in a temperature-stress-testing machine confirm, that the probability of cracking depends directly on the maximum temperature reached in the test beam. Due to the small modulus of elasticity and to the relaxation of the early age concrete any compression during warming is negligible. The hydration heat development is determined on the basis of semi-adiabatic tests and normalised as a function of the equivalent age for different time-temperature relations. In addition the strength development is determined under different time-temperature relations and shown as a function of the corresponding hydration heat. These strength-hydration heat relations can be determined as material characteristics for each concrete and serve as basis for the numerical analysis of the temperature and strength development in real structures under given temperature and heat flow conditions.

### 1 Einleitung

Zwangbeanspruchungen und Eigenspannungen infolge lastunabhängiger Verformungen (Schrumpfen, Temperatur) treten in vielen Betonbauteilen auf. Sie können durch konstruktive Maßnahmen nicht vermieden werden und sind deshalb bei der Bemessung zu berücksichtigen. Die Höhe der Zwangbeanspruchungen kann innerhalb bestimmter Grenzen durch ausführungstechnische und betontechnologische Maßnahmen begrenzt werden. Dies gilt besonders für Zwangbeanspruchungen infolge Abfließens der Hydrata-

### 1 Introduction

Restraint stresses and internal stresses caused by load-independent movement (shrinkage, temperature) occur in many concrete components. They cannot be avoided by structural measures and therefore have to be taken into account in the dimensioning. The level of the restraint stresses can be kept within certain limits by measures involving the design technology and concrete technology. This is particularly true of restraint stresses caused by dissipation of heat of hydration. The concrete technology measures are aimed at

Tunnelinnenschalen in Ortbeton	
Anforderungen im Bauzustand	Anforderungen im Gebrauchszustand
<ul style="list-style-type: none"><li>● Verarbeitbarkeit</li><li>● Ausreichende Frühfestigkeit</li><li>● Möglichst geringe Temperaturerhöhung</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>● Festigkeit</li><li>○ Dauerhaftigkeit</li><li>○ Dichtigkeit</li></ul> <p>Geringe Rißbildung</p>

Bild 1: Anforderungen an den Beton für Tunnelinnenschalen in Ortbeton

Tunnel inner shells made of in-situ concrete	
Requirements in the building state	Requirements in the serviceability state
<ul style="list-style-type: none"><li>● Workability</li><li>● Sufficient early age strength</li><li>● Temperature increase as small as possible</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>● Strength</li><li>○ Durability</li><li>○ Impermeability</li></ul> <p>Slight crack formation</p>

Fig. 1: Requirements for concrete for tunnel inner shells made of in-situ concrete

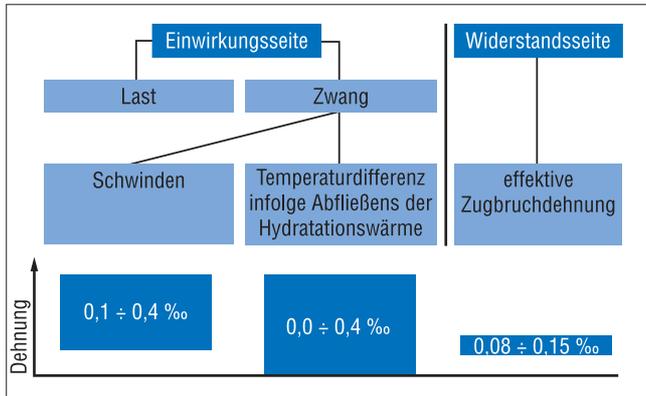


Bild 2: Behinderte lastunabhängige Formänderungen als Ursache für Risse im Beton

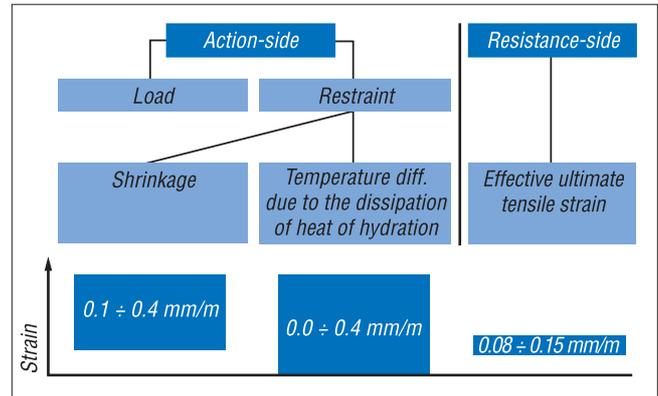


Fig. 2: Restrained load-independent deformation as a cause of cracks in concrete

tionswärme. Die betontechnologischen Maßnahmen haben dabei zum Ziel, die zeitliche Entwicklung und die Höhe der durch die Hydratationswärme bedingten Bauteilerwärmung so zu steuern, daß die daraus resultierende Zugbeanspruchung die jeweilige Zugdehnfähigkeit nicht oder nur selten überschreitet [1, 2]. Zwangzugspannungen infolge Abkühlens können vermindert werden, wenn die Gesamterwärmung gering ist und nur ein Teil der Gesamterwärmung in Zugspannungen umgesetzt wird. In der Literatur [3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10] sind widersprüchliche Angaben darüber zu finden, inwieweit durch die Wahl der Zemente und der Betonzusammensetzung die zeitliche Entwicklung des Elastizitätsmoduls und die Relaxation des jungen Betons während der Erwärmung dahingehend beeinflußt werden können, daß durch die Erwärmung eine Druckvorspannung im dehnungsbehindert gelagerten Betonbauteil aufgebaut wird. Mit den hier vorgestellten Untersuchungen sollte eine für baupraktische Belange ausreichende Antwort auf diese Frage gefunden werden. Daneben liegen wenige Kenntnisse darüber vor, in welchem Maße die zum Erreichen einer baupraktisch erforderlichen Festigkeitsentwicklung notwendige Hydratationswärme freisetzung durch die Wahl von Zement und Betonzusammensetzung unter Berücksichtigung der baupraktisch relevanten Temperatur-Zeitverläufe beeinflußt werden kann. Mit den hier vorgestellten Ergebnissen (siehe auch [11]) kann der Einfluß des Zements und der Betonzusammensetzung auf die Zwangbeanspruchung dehnungsbehindert gelagerter Bauteile beim Abfließen der Hydratationswärme erfaßt werden. Die Ergebnisse zeigen einen einfachen Weg auf, wie für vorgegebene Bauaufgaben optimale Betonrezepturen ohne großen Aufwand gefunden werden können.

controlling the level and rate of increase of the temperature rise of the component caused by the heat of hydration so that the resulting tensile stress does not exceed, or only rarely exceeds, the relevant ultimate tensile strain [1, 2]. Restraint stresses resulting from cooling can be reduced if the total temperature rise is low and only part of the total temperature rise is converted into tensile stresses. The literature [3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10] contains contradictory information about the extent to which the development with time of the modulus of elasticity and the relaxation of the young concrete during the heating can be influenced by the choice of the cement and the concrete composition so that compression prestressing due to the temperature rise can build up in the restrained concrete component. The investigations described here were intended to find an answer to these questions which is adequate for practical construction purposes. There is also little knowledge available about the extent to which the liberation of heat of hydration needed to achieve the strength development required in construction practice can be influenced by the choice of cement and concrete composition, bearing in mind the temperature-time curves which actually occur on site. The results presented here (see also [11]) make it possible to understand the influence of the cement and the concrete composition on the restraint stress in restrained components during the dissipation of the heat of hydration. The results show a simple way of finding optimum concrete mix formulations for given construction tasks without great expense.

One example in which this problem is of particular importance is tunnel inner shells made of in-situ concrete.

## 2 Requirements for inner shell concrete

The requirements during construction (Figure 1) relate essentially to workability as well as to the strength development, matched to the intended progress of work, which is to be achieved with the lowest possible temperature rise of the component as a result of liberation of heat of hydration.

The requirements during construction relate firstly to the intended strength class needed to ensure stability. As a rule this is B 25 or B 35. However, it is not the controlling factor for the concrete

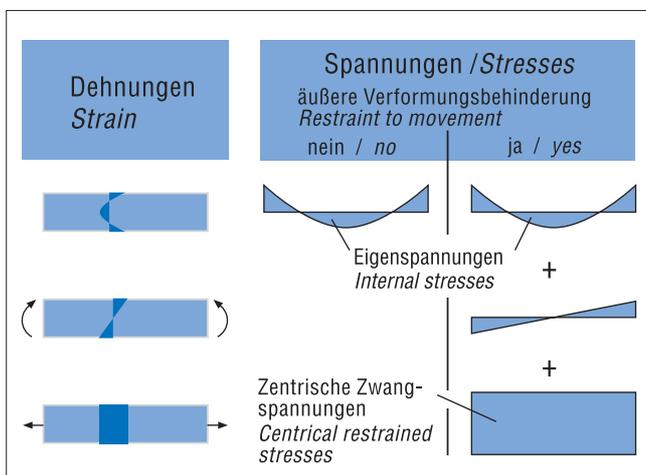


Bild 3: Dehnungs- und Spannungsverteilung bei innerem und äußerem Zwang  
Fig. 3: Distribution of strain and stress for inner and outer restraint to movement

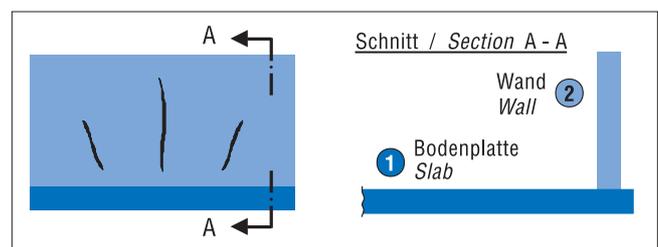


Bild 4: Zwangrisse in der aufgehenden Wand bei vorlaufend betonierter Bodenplatte  
Fig. 4: Cracks due to restraint to movement in a wall concreted on a hardened slab

Ein Beispiel, bei dem diese Fragestellungen von besonderer Bedeutung sind, ist die Tunnelinnenschale in Ortbeton.

## 2 Anforderungen an den Innenschalenbeton

Die Anforderungen im Bauzustand (Bild 1) betreffen im wesentlichen die Verarbeitbarkeit sowie die auf den vorgesehenen Arbeitsfortschritt abgestimmte Festigkeitsentwicklung, die bei möglichst geringer Temperaturerhöhung des Bauteils infolge Hydratationswärmefreisetzung erreicht werden soll.

Die Anforderungen im Gebrauchszustand betreffen zum einen die vorgesehene Festigkeitsklasse für den Nachweis der Standicherheit. Dies ist im Regelfall B 25 oder B 35. Sie ist allerdings für die betontechnischen Festlegungen nicht maßgeblich, da sich wegen der geforderten langen Nutzungsdauer hohe Anforderungen an die Dauerhaftigkeit und deshalb im Regelfall Betone B 35 ergeben. Die Anforderungen an die Dauerhaftigkeit betreffen sowohl einen ausreichenden Frostwiderstand als auch einen ausreichenden Korrosionsschutz der Bewehrung [1, 2]. Darüber hinaus müssen die Tunnelinnenschalen dicht sein, z.B. gegenüber Wasser aus dem umgebenden Gebirge.

Die Anforderungen an die Dauerhaftigkeit und Dichtigkeit beinhalten, daß grobe Risse vermieden werden.

## 3 Rißursachen

Risse treten in Betonbauteilen auf, wenn die Zugfestigkeit bzw. die Zugbruchdehnung des Betons überschritten wird (Bild 2). Die Einwirkungen können lastabhängig oder lastunabhängig als sogenannter Zwang zur Rißbildung führen. Rißauslösende Lasten, die auf die Tunnelinnenschale einwirken, sind im Bauzustand das Eigengewicht, das zu einer Biegezugbeanspruchung im Firstbereich des Tunnels führt [10, 12]. Im Gebrauchszustand können weitere Zugbeanspruchungen aus Wasser- und Gebirgsdruck auftreten.

Lastunabhängige Ursachen für Risse sind behinderte Verformungen aus Schwinden und Abfließen der Hydratationswärme [3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 13]. Im unteren Teil von Bild 2 ist die Größenordnung lastunabhängiger Dehnungen auf der Einwirkungsseite der Zugbruchdehnung des Betons auf der Widerstandsseite gegenübergestellt. Es ist offensichtlich, daß bei einer nennenswerten Behinderung lastunabhängiger Verformungen ein Überschreiten der Zugbruchdehnung unvermeidbar wird [8, 9].

Im Regelfall treten bei allen Betonbauteilen ungleichmäßige Dehnungen über den Querschnitt auf, z.B. infolge ungleichmäßigen Schwindens oder infolge eines ungleichmäßigen Temperaturprofils (Bild 3). Diese Dehnungen führen in jedem Fall zu Beanspruchungen, also zu Spannungen im Bauteil. Demgegenüber führen lineare Dehnungsprofile, wie im mittleren und unteren Teil des Bildes 3 gezeigt, nur dann zu Spannungen, wenn die zugehörigen Bauteilverformungen durch eine äußere Verformungsbehinderung, also Zwang, mehr oder weniger stark behindert werden. Zum Beispiel führt die Behinderung einer gleichmäßigen Dehnung infolge einer gleichmäßigen Abkühlung des Bauteils zu zentrischen Zwangspannungen.

Ein typisches Beispiel, bei dem diese Beanspruchung auftritt, ist die nachträglich auf eine Bodenplatte betonierte Wand (Bild 4), deren Schwind- und Temperaturverformungen durch die bereits erhärtete Bodenplatte behindert werden. Überschreiten die behinderten Verformungen die Zugbruchdehnung des Betons, so führen sie zu Rissen.

Das Entstehen von Rissen in der Zugzone lastbeanspruchter Bauteile wird bereits in den Berechnungsgrundlagen des Stahlbetons vorausgesetzt [14]. Bei der Bemessung ist sicherzustellen, daß die Rißbreiten auf ein zulässiges Maß beschränkt bleiben.

Es gibt Betonbauwerke, wie z.B. Tunnelinnenschalen, die in der Haupttragrichtung entsprechend ausreichend bewehrt werden, senkrecht dazu jedoch infolge der Lasteinwirkungen keine oder nur eine geringe Bewehrung benötigen. Wirken in dieser Richtung Zugbeanspruchungen, z.B. infolge behinderter Temperatur- und Schwindverformungen, so treffen sie bei Überschreiten der Zugbruchdehnung auf einen zur Rißbreitenbeschränkung nicht ausreichend bewehrten Querschnitt.

technology specifications as there are strict requirements for the durability because of the long service life required, so concrete B 35 is normally used. The durability requirements relate both to an adequate resistance to freeze-thaw and to adequate corrosion protection of the reinforcement [1, 2]. The tunnel shell must also be impermeable, e.g. to water from the surrounding rock.

The requirements for durability and impermeability include the avoidance of large cracks.

## 3 Causes of cracking

Cracks occur in concrete components if the tensile strength or ultimate tensile strain of the concrete is exceeded (Figure 2). The effects of either load-dependent or load-independent restraint can lead to cracking. The load which acts on the tunnel inner shell and initiates cracks during construction is the dead weight; this leads to a flexural tensile stress in the top of the tunnel arch [10, 12]. Further tensile stresses from water pressure or rock pressure can occur when the tunnel is in use.

The load-independent causes of cracks are the restrained movements due to shrinkage and the dissipation of heat of hydration [3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 13]. The lower part of Figure 2 compares the order of magnitude of load-independent strains on the action side with the ultimate tensile strain of the concrete on the resistance side. It is clear that it is impossible to avoid exceeding the ultimate tensile strain if there is appreciable restraint of load-independent movement [8, 9].

As a rule uneven strains occur over the cross-section in all concrete components, e.g. as the result of uneven shrinkage or of an uneven temperature profile (Figure 3). In every case these strains lead to stresses in the component. On the other hand, linear strain profiles, as shown in the middle and lower parts of Figure 3, lead to stresses only if there is a certain degree of external restraint of the associated component movement. The restraint of uniform strain as a result of uniform cooling of the component, for example, leads to centric restraint stresses.

A typical example in which this stress occurs is a wall (Figure 4) which has been concreted onto an existing base slab. The shrinkage and temperature movements of the wall are restrained by the base slab which has already hardened. If the restrained movements exceed the ultimate tensile strain of the concrete then they lead to cracks.

The calculation principles for reinforced concrete already assume that cracks will occur in the tensile zone of load-stressed components [14]. At the design stage it is necessary to ensure that the crack widths remain limited to a permissible size.

There are concrete structures, such as tunnel inner shells, which are adequately reinforced in the main load-bearing direction, but require little or no reinforcement perpendicular to this to deal with the effects of load. If tensile stresses act in this direction, e.g. as a result of restrained temperature and shrinkage movement, then

Tafel 1: Variationen bei den Versuchen in der Temperatur-Spannungsprüfmaschine

Table 1: Variations in the trials in the temperature-stress-testing-machine

Zement Cement	-	CEM I 32,5 R, CEM III/A 32,5		
Zuschlag Aggregates	-	Rheinkiesand AB16 Rhinegravel/sand AB16		
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	kg/m <sup>3</sup>	165	180	162
Frischbeton-Temperatur Fresh concrete temperature	°C	12 ÷ 25		
Umgebungs-Temperatur Ambient temperature	°C	12 und 20 12 and 20		

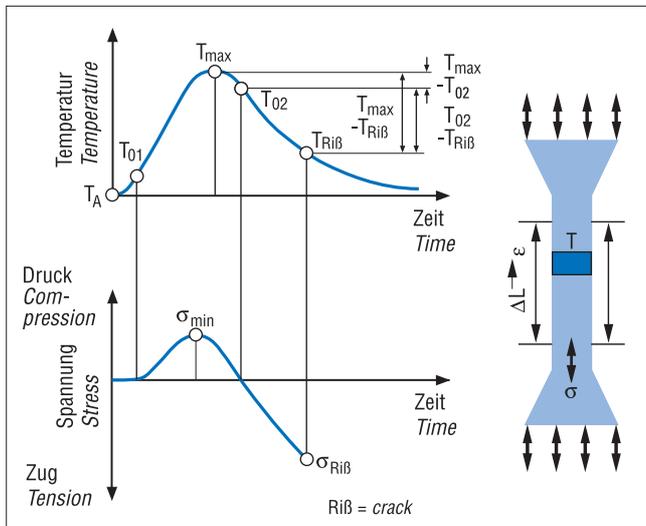


Bild 5: Temperatur- und Spannungs-Zeit-Verlauf sowie kennzeichnende Größen bei zentrischen Zwängungsversuchen  
 Fig. 5: Temperature and stress development by time as well as characteristic values in tests with centric restraint to movement

Soll also aus Kostengründen auf eine kontrollierte Steuerung der Rißbreite durch eine ausreichend starke Bewehrung verzichtet werden, so muß entweder durch Verringerung der Zwangbeanspruchung, z.B. durch Anordnung ausreichend kurzer Betonierabschnitte, oder durch Begrenzung der Zwangzugspannungen erreicht werden, daß die Zugfestigkeit des Betons nicht überschritten wird und damit Risse vermieden werden.

Als dritte Möglichkeit verbleibt die Hinnahme breiter Risse und Instandsetzung durch nachträgliches Verpressen.

Wegen der in der Fachwelt teilweise kontrovers geführten Diskussion über den Einfluß der Hydratationswärme auf die Entwicklung zwängungsbedingter Risse in Betonbauteilen wurden im Forschungsinstitut der Zementindustrie umfangreiche Untersuchungen durchgeführt [11].

## 4 Experimentelle Untersuchung von zentrischen Zwangspannungen infolge Abfließens der Hydratationswärme

### 4.1 Allgemeines

Die Meßergebnisse eines zentrischen Zwängungsversuchs werden üblicherweise als Temperatur-Spannungs-Zeit-Verlauf (Bild 5) dargestellt. Nach dem Einbau bleibt der Versuchskörper wegen des noch weichen Betons während der anfänglichen Erwärmung spannungsfrei. Bei weiterer Erwärmung bewirkt der zunehmende Verformungswiderstand des Betons den Aufbau von Druckspannungen. Beim Abkühlen baut sich die Druckspannung schnell ab. Die dem Nulldurchgang der Spannung zugehörige Temperatur wird als zweite Nullspannungstemperatur  $T_{02}$  bezeichnet. Bei weiterer Abkühlung wird die Rißspannung  $\sigma_{RiB}$ , d.h. die Zugfestigkeit erreicht. Die zugehörige Temperatur wird als Rißtemperatur  $T_{RiB}$  bezeichnet. Wie leicht zu erkennen ist, eignen sich zur Beschreibung des Verhaltens die in der Temperatur-Spannungsprüfmaschine gemessenen Temperaturen  $T_{max}$  und besonders  $T_{02}$  und  $T_{RiB}$ .

Die Rißtemperatur  $T_{RiB}$  hängt ab vom Zwangsgrad, aber auch von der Höchsttemperatur  $T_{max}$  und damit vom versuchsbedingten vorgegebenen Temperatur-Zeit-Verlauf. Dessen Wahl muß mehr oder weniger willkürlich erfolgen, bedenkt man, daß in realen Bauteilen für jeden Beton unendlich viele verschiedene Temperaturgänge möglich sind. Wesentliche Einflüsse auf die Temperaturerhöhung infolge Freisetzens der Hydratationswärme sind dabei die Bauteildicke, Betonzusammensetzung, Frischbetontemperatur und Wärmeabflußbedingungen. Bei der Betonzusammensetzung sind insbesondere der eingesetzte Zement, der Zementgehalt und der Wasserzementwert von Bedeutung. Zusatzmittel können ebenfalls einen Einfluß auf die Wärmefreisetzung haben. Der Zuschlag beeinflusst über seine Wärmekapazität und seine Wärmeleitfähigkeit

wenn die ultimale tensile strain exceeded they will meet a cross-section which is not adequately reinforced for restricting crack widths.

This means that if, for cost reasons, it is necessary to dispense with control of the crack widths through sufficiently strong reinforcement then this must be achieved, either by reducing the restraint stress, e.g. by arranging sufficiently short concreting sections, or by limiting the restraint tensile stresses to such an extent that the tensile strength of the concrete is not exceeded and cracks are avoided in this way.

The third option is to accept wide cracks and repair them by subsequent grouting.

Extensive investigations were carried out at the Research Institute of the Cement Industry because of the sometimes controversial discussion among experts about the influence of the heat of hydration on the development of restraint cracks in concrete components [11].

## 4 Experimental investigation of centric restraint stresses caused by dissipation of the heat of hydration

### 4.1 General

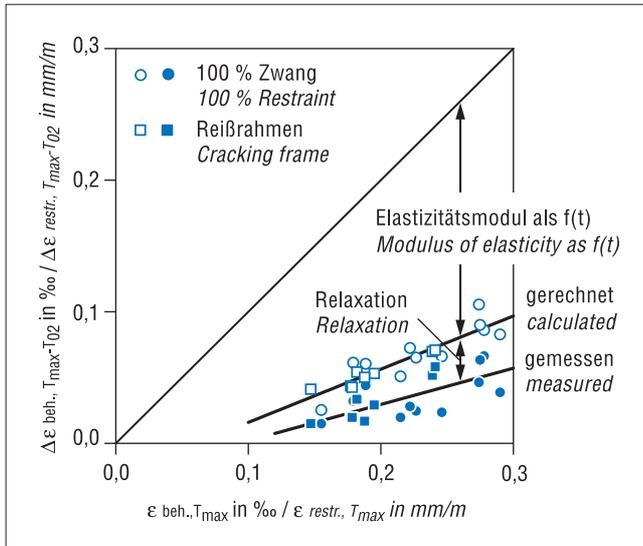
The test results from a centric restraint test are normally shown as temperature-stress-time curves (Figure 5). After placement the test piece remains stress-free during the initial temperature rise because the concrete is still soft. During further heating the increasing resistance to deformation of the concrete produces the build up of compression stresses. During cooling the compression stress drops rapidly. The temperature at which the stress passes through zero is designated the second nil stress temperature  $T_{02}$ . The cracking stress  $\sigma_{RiB}$ , i.e. the tensile strength, is reached on further cooling, and the associated temperature is designated the cracking temperature  $T_{RiB}$ . It is evident that the temperatures  $T_{max}$  and, in particular,  $T_{02}$  and  $T_{RiB}$  measured in the temperature-stress test machine provide a suitable means of describing this behaviour pattern.

The cracking temperature  $T_{RiB}$  depends on the degree of restraint, but also on the maximum temperature  $T_{max}$  and therefore on the time-temperature curve determined by the test conditions. The choice of curve is bound to be more or less arbitrary when it is considered that an infinite number of different temperature processes are possible for each concrete in real components. The important factors which affect the temperature rise as a result of the liberation of the heat of hydration are component thickness, concrete composition, fresh concrete temperature and heat dissipation conditions. The cement used, the cement content and the water/cement ratio are of particular importance for the concrete composition. Admixtures can also affect the liberation of heat. The aggregate affects the temperature rise in the component through its thermal capacity and thermal conductivity, but with concretes of normal composition this effect is of secondary importance. The controlling factors for the heat dissipation conditions are the ambient temperature and the nature of the formwork, as well as other factors such as wind speed, etc.

The influence of the cement, cement content, water/cement ratio, fresh concrete temperature and ambient temperature were examined systematically in in-house investigations [11]. A value of approximately 0.40 m was taken for the component thickness, and only preliminary investigations were carried out into the conditions in very thick components. Table 1 lists the variation in parameters used in the trials.

### 4.2 Relaxation in the compression range

In the centric restraint trials it was regularly observed that the compression stress which builds up during the heating is cancelled out after very little cooling, i.e.  $T_{02}$  lies only slightly below the highest temperature  $T_{max}$ . If the restraint tests are submitted to more accurate analysis then the underlying strains can be observed. The restrained stress until the highest temperature  $T_{max}$  is reached is plotted on the abscissa in Figure 6, and the difference in strain which cancels out the compression prestressing between  $T_{max}$  and the 2<sup>nd</sup> nil stress temperature  $T_{02}$  is plotted on the ordinate. These results are shown with solid symbols for the measured values and



**Bild 6:** Gerechnete (linear-elastisch) und gemessene behinderte Verformung zwischen  $T_{max}$  und  $T_{02}$  über der bis  $T_{max}$  behinderten Verformung

**Fig. 6:** Calculated (linear elastic) and measured deformation between  $T_{max}$  and  $T_{02}$  as a function of the deformation restrained up to  $T_{max}$

die Temperaturerhöhung im Bauteil. Im Bereich üblich zusammengesetzter Betone ist dieser Einfluß von untergeordneter Bedeutung. Bei den Wärmeabflußbedingungen sind insbesondere die Umgebungstemperatur und die Art der Schalung sowie weitere Einflüsse wie Windgeschwindigkeit etc. maßgeblich.

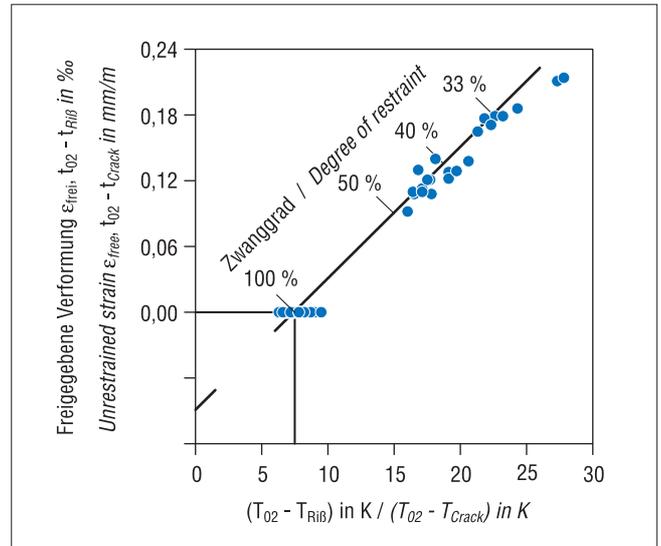
In eigenen Versuchen [11] wurden die Einflüsse von Zement, Zementgehalt, Wasserzementwert, Frischbetontemperatur und Umgebungstemperatur systematisch untersucht. Für die Bauteildicke wurde dabei ein Wert von ca. 0,40 m betrachtet, während die Verhältnisse sehr dicker Bauteile nur orientierend untersucht wurden. Tafel 1 faßt die Parametervariation der Versuche zusammen.

#### 4.2 Relaxation im Druckbereich

In den zentrischen Zwängungsversuchen wurde regelmäßig beobachtet, daß die während der Erwärmung aufgebaute Druckspannung schon nach einer sehr geringen Abkühlung aufgezehrt ist, d.h.  $T_{02}$  liegt nur geringfügig unterhalb der Höchsttemperatur  $T_{max}$ . Unterzieht man die Zwängungsversuche einer genaueren Analyse, so sind die zugrunde liegenden Dehnungen zu betrachten. Im Bild 6 aufgetragen sind auf der Abszisse die behinderte Dehnung bis zum Erreichen der Höchsttemperatur  $T_{max}$  und auf der Ordinate diejenige Dehnungsdifferenz, die zwischen  $T_{max}$  und der 2. Nullspannungstemperatur  $T_{02}$  zum Abbau der Druckvorspannung führt. Die Ergebnisse sind mit gefüllten Symbolen dargestellt für die gemessenen Werte und mit leeren Symbolen für linear-elastische Rechnungen auf der Basis der gemessenen Elastizitätsmodulentwicklung. Den dominierenden Einfluß auf die geringe Größe der während der Erwärmung „speicherbaren“ Verformung hat die zeitliche Entwicklung des Elastizitätsmoduls. Die ausgeprägte Relaxation des jungen Betons bewirkt eine weitere Verminderung um ca. 50 %. Ein systematischer Einfluß des Zements auf die Entwicklung des Elastizitätsmoduls und auf die Relaxation war in den Versuchen nicht erkennbar. Zu den im Bild 6 ersichtlichen geringfügigen Schwankungen tragen auch zementbedingte Unterschiede im anfänglichen Schwind- und Quellverhalten bei (siehe auch [13]). Insgesamt ist festzuhalten, daß der Druckspannungsaufbau während der Erwärmung baupraktisch von untergeordneter Bedeutung ist. Um so mehr gilt dies für geringfügige Unterschiede zwischen verschiedenen Betonen.

#### 4.3 Relaxation im Zugbereich

In den während der Abkühlung schon weitgehend erhärteten Betonen ist die Relaxation unter Zugbeanspruchung wesentlich weniger



**Bild 7:** Temperaturdifferenz ( $T_{02}-T_{Rib}$ ) und vom Prüfraumen freigegebene Verformung  $\epsilon_{frei}$  bei verschiedenen Zwangsgraden

**Fig. 7:** Temperature difference ( $T_{02}-T_{Crack}$ ) and the deformation  $\epsilon_{free}$  not restrained by the testing frame for different degrees of restraint

with hollow symbols for linear-elastic calculations based on the measured development of the modulus of elasticity. The rate of development of the modulus of elasticity exerts the dominant influence on the low value of the “storable” movement during heating. The marked relaxation of the young concrete produces a further reduction by about 50 %. In the trials the cement did not exhibit any detectable systematic influence on the development of the modulus of elasticity or on the relaxation. Differences in the initial shrinkage and swelling behaviour caused by the cement contribute to the slight fluctuations which can be seen in Figure 6 (see also [13]). As a whole, it can be recorded that the build up of compression stress during the heating is of secondary importance for construction practice. This is even more true of the slight differences between different concretes.

#### 4.3 Relaxation in the tension range

The relaxation under tensile stressing in the already substantially hardened concretes during cooling is substantially less strongly marked than during the build up of compression stress. In spite of the relaxation the tensile stress which occurs has about  $\frac{2}{3}$  of the value calculated using the measured modulus of elasticity. It must be borne in mind that the duration of the tensile stressing differs for the individual tests and, at 1 to 2 days, is relatively short (see [11]).

#### 4.4 Influence of the degree of restraint

The degree to which the movement is restrained proved to be the controlling variable in the trials. For the tensile stress range, i.e. between the 2<sup>nd</sup> nil stress temperature and the cracking temperature, the tests showed that the possible cooling which can take place before cracking occurs is inversely proportional to the degree to which the movement is restrained (Figure 7). The percentage of the movement which was restrained during cooling under all storage conditions until cracking occurred corresponded consistently to about 8 K.

Reduction in the restraint of the strain to 50 % doubles the possible cooling, and a reduction to 33 % triples it. This means that, firstly, the movements result predominantly from the temperature changes and, secondly, an effective ultimate tensile strain can be applied as the fracture criterion. It must be borne in mind that in the trials on which this is based the concretes used were all produced with the same aggregate with only moderate variation of the water/cement ratio between 0.50 to 0.60. This means that these con-

stark ausgeprägt als beim Druckspannungsaufbau. Trotz Relaxation stellen sich etwa  $\frac{2}{3}$  der Zugspannung ein, die mit dem gemessenen Elastizitätsmodul berechnet wurde. Dabei ist zu beachten, daß die Dauer der Zugbeanspruchung für die einzelnen Versuche unterschiedlich und mit 1 bis 2 Tagen relativ kurz ist (siehe [11]).

#### 4.4 Einfluß des Zwanggrades

Der Grad der Verformungsbehinderung erwies sich in den Versuchen als die maßgebliche Einflußgröße. Für den Zugspannungsbereich, also zwischen der 2. Nullspannungstemperatur und der Rißtemperatur, zeigten die Versuche, daß die mögliche Abkühlung bis zur Rißbildung umgekehrt proportional zum Grad der Verformungsbehinderung ist (Bild 7). Der Verformungsanteil, der bei Abkühlung bei allen Lagerungsbedingungen bis zum Riß behindert wurde, entsprach einheitlich ca. 8 K.

Eine Verminderung der Dehnungsbehinderung auf 50 % verdoppelt die mögliche Abkühlung, eine Verminderung auf 33 % verdreifacht sie. Dies bedeutet, daß erstens die Verformungen vorwiegend aus den Temperaturänderungen resultieren und zweitens als Bruchkriterium eine effektive Zugbruchdehnung angesetzt werden kann. Dabei ist für die zugrunde liegenden Versuche zu beachten, daß die eingesetzten Betone alle mit dem gleichen Zuschlag bei nur mäßiger Variation des Wasserzementwertes zwischen 0,50 und 0,60 hergestellt wurden. Das heißt, diese Betone besitzen in etwa die gleiche Wärmedehnzahl und die gleiche Zugbruchdehnung.

Da der Einfluß unterschiedlicher „Druckvorspannungen“, wie zuvor gezeigt wurde, sehr gering ist, ist für Betone mit gleicher Wärmedehnzahl und gleicher Zugbruchdehnung also ein relativ strenger Zusammenhang zwischen der Rißtemperatur und der Höchsttemperatur zu erwarten.

#### 4.5 Beziehung zwischen Höchsttemperatur und Rißtemperatur

Bild 8 zeigt den Zusammenhang zwischen Höchsttemperatur und Rißtemperatur für die untersuchten Betone. Die Versuche bestätigen, daß das Risiko für das Entstehen eines Risses in einem zentrisch gezwängten Betonbauteil infolge Hydratationswärme ungefähr proportional mit der erreichten Höchsttemperatur steigt. Bei den untersuchten Betonen mit einer Wärmedehnzahl von  $\approx 12 \cdot 10^{-6} \text{ 1/K}$  und einer Zugbruchdehnung von  $\approx 0,1 \text{ ‰}$  trat der Riß bei völliger Dehnungsbehinderung ca. 10 K, bei einem Zwanggrad von 40 % bis 50 % ca. 20 K unterhalb der Höchsttemperatur auf. Für Betone mit gleicher Zugbruchdehnung, jedoch kleinerer Wärmedehnzahl werden diese Abstände größer. Der Zusammenhang zwischen Höchsttemperatur und Rißtemperatur bei zentrischem Zwang ist abhängig von Wärmedehnzahl, Zwanggrad und Zugbruchdehnung. Die Wärmedehnzahl und die Zugbruchdehnung können wegen den baupraktisch zur Verfügung stehenden Zuschlägen und wegen der in engen Grenzen vorgegebenen Betonzusammensetzung nur geringfügig beeinflusst werden. Der durch die Konstruktion vorgegebene, betontechnologisch nicht beeinflussbare Grad der Verformungsbehinderung übt den entscheidenden Einfluß auf die Zwangbeanspruchung aus. Die Möglichkeiten, durch betontechnologische Maßnahmen die Wahrscheinlichkeit von Rissen infolge Hydratationswärme zu begrenzen, sind deshalb nur sehr begrenzt. Sie müssen darauf ausgerichtet sein, die Höchsttemperatur so weit wie baupraktisch möglich zu vermindern. Dies setzt die Kenntnis des Zusammenhangs zwischen Hydratationswärmeentwicklung und Festigkeitsentwicklung voraus.

### 5 Hydratationswärmeentwicklung und Festigkeitsentwicklung

#### 5.1 Hydratationswärmeentwicklung

Für die Messung des zeitlichen Verlaufs der Wärmeentwicklung eines Betons eignen sich insbesondere teiladiabatische Meßsysteme wie z.B. handelsübliche Thermosgefäße [11, 15]. Die Temperatur der direkt nach dem Mischen eingebrachten Betonprobe wird mit einem PT 100 gemessen. Führt man eine möglichst präzise Energiebilanzierung durch, so läßt sich aus der gemessenen Erwärmungskurve  $\Delta T_p$  der Betonprobe die zugrunde liegende Hydratationswärmeentwicklung als Temperaturänderung des Betons berech-

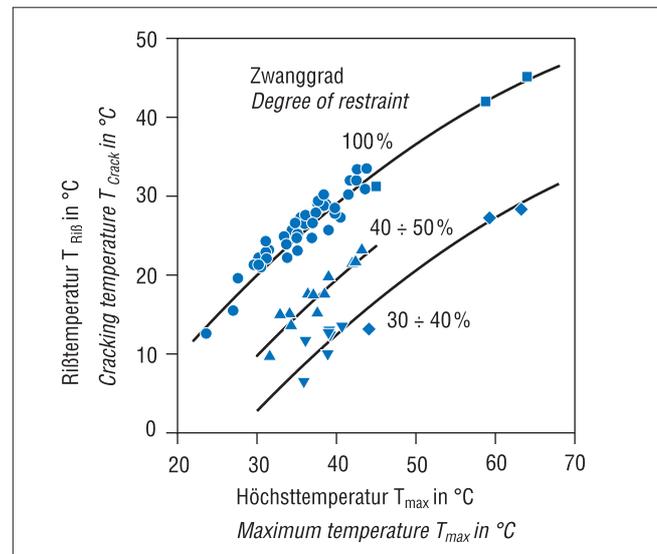


Bild 8: Rißtemperatur  $T_{RIB}$  und Höchsttemperatur  $T_{max}$  im zentrischen Zwangungsversuch bei verschiedenen Zwanggraden  
 Fig. 8: Cracking temperature  $T_{Crack}$  and maximum temperature  $T_{max}$  in tests with central restraint for different degrees of restraint

concretes have about the same coefficient of thermal expansion and the same ultimate tensile strain.

As indicated above, the influence of different “compression pre-stressing” is very low so a relatively close relationship between the cracking temperature and the highest temperature is to be expected for concretes with the same coefficient of thermal expansion and the same ultimate tensile strain.

#### 4.5 Relationship between highest temperature and cracking temperature

Figure 8 shows the relationship between highest temperature and cracking temperature for the concretes investigated. The trials confirm that the risk of a crack occurring in a centrally restrained concrete component as a result of the heat of hydration increases approximately in proportion to the highest temperature reached. For the concretes investigated with a coefficient of thermal expansion  $\approx 12 \cdot 10^{-6} \text{ 1/K}$  and an ultimate tensile strain  $\approx 0,1 \text{ ‰}$  the cracking occurred approximately 10 K below the highest temperature for full restraint of the strain, and approximately 20 K below the highest temperature for a degree of restraint of 40 % to 50 %. These intervals become larger for concretes with the same ultimate tensile strain but a smaller coefficient of thermal expansion. The relationship between highest temperature and cracking temperature for centric restraint is dependent on the coefficient of thermal expansion, the degree of restraint and the ultimate tensile strain. Because of the aggregates available in construction practice and because of the narrow limits specified for the concrete composition it is only possible to exert a slight influence on the coefficient of thermal expansion and the ultimate tensile strain. The degree to which the movement is restrained, which is determined by the design and cannot be influenced by concrete technology, exerts the decisive influence on the restraint stress. The possible ways of using concrete technology measures to limit the probability of cracks caused by heat of hydration are therefore very limited. They must be aimed at reducing the highest temperature by as much as is practically possible. This presupposes a knowledge of the relationship between liberation of heat of hydration and strength development.

### 5 Liberation of heat of hydration and strength development

#### 5.1 Liberation of heat of hydration

Semi-adiabatic measuring systems, such as normal commercial thermos vessels, are particularly suitable for measuring the rate of the liberation of heat from a concrete [11, 15]. The temperature of the concrete sample introduced immediately after mixing is meas-

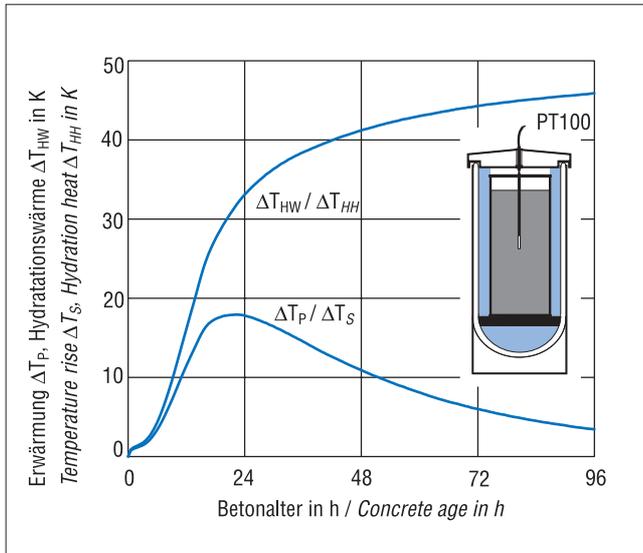


Bild 9: Zeitliche Entwicklung der Erwärmung  $\Delta T_p$  und der Hydrationswärmefreisetzung  $\Delta T_{HW}$  in einem Thermosflaschenversuch  
 Fig. 9: Development of temperature rise  $\Delta T_s$  and release of heat of hydration  $\Delta T_{HH}$  in a thermos vessel test

nen. Diese „Hydrationswärme“ ist im Bild 9 als  $\Delta T_{HW}$  bezeichnet. Zu beachten ist, daß dieser Hydrationswärme-Zeit-Verlauf unmittelbar nur für den Temperaturgang der Messung gilt, da die Geschwindigkeit der Hydratation bekanntlich temperaturabhängig ist.

In Bild 10 ist der Temperaturfaktor  $k_T$  auf der Basis der Arrhenius-Funktion für verschiedene Werte der Aktivierungsenergie  $E_A$  dargestellt. Zum Vergleich ist die entsprechende Temperaturgewichtung der in [16] beschriebenen Methode zur Abschätzung der Festigkeitsentwicklung für verschiedene Temperaturgänge unter Zugrundelegung eines temperatur- und zementartabhängigen Gewichtungsfaktors (c-Wert) aufgetragen. Für Temperaturen oberhalb von 10 °C führen die beiden Ansätze in etwa zur gleichen Temperaturgewichtung, wenn folgende Bedingung erfüllt ist:  $E_A/R = 5050 \times (c\text{-Wert}) - 2950$ . Der bei Hochofenzementen mit zunehmendem Hüttensandgehalt steigende c-Wert als Kennzahl für die Temperatursensitivität korrespondiert mit einer steigenden Aktivierungsenergie nach obiger Gleichung.

Kennt man den Temperatureinfluß, so läßt sich der bei einem beliebigen Temperaturgang bestimmte Wärmefreisetzungs-Zeit-Verlauf durch Bezug auf ein wirksames Alter normieren [11]. Dies wird im folgenden für einen Portlandzement gezeigt. Bild 11 zeigt links 6 Temperaturgänge, wie sie für einen Beton bei 3 Frischbetontemperaturen und 2 Umgebungstemperaturen im Thermosgefäß gemessen wurden. Bestimmt man durch eine möglichst präzise Bilanzierung die zugrunde liegende Wärmefreisetzung und bezieht sie durch Berücksichtigung des Temperatureinflusses auf ein wirksames Alter, so ergibt sich die Darstellung im rechten Teil des Bildes. Die 6 Kurven fallen beim Bezug auf ein wirksames Alter zusammen, d.h. daß die zugrunde gelegte Temperaturabhängigkeit zutreffend ist. Der sich dann ergebende Zeitverlauf ist unabhängig von den Temperaturbedingungen, die während der Messung herrschten, stellt also eine eindeutige Kennlinie für den jeweiligen Beton dar.

Diese Kennlinien sind in Bild 12 für drei Betone beispielhaft dargestellt, nämlich in der Betonzusammensetzung 1 mit den Zementen A und B und zusätzlich mit dem Zement B in der Betonzusammensetzung 2, in der im Vergleich zur Zusammensetzung 1 60 kg Zement gegen 60 kg Flugasche ausgetauscht wurden. Bei den Zementen handelt es sich um einen vergleichsweise schnellen und einen vergleichsweise langsamen Portlandzement 32,5 R, wie die im Bild angegebenen 1-Tage-Mörteldruckfestigkeiten von 19 N/mm<sup>2</sup> und 9,4 N/mm<sup>2</sup> belegen. Das Beispiel verdeutlicht, daß sich mit dem Prüfverfahren sowohl der Einfluß des Zements als auch der Einfluß der Betonzusammensetzung unmittelbar in einem Prüfverfahren auf der Basis eines handelsüblichen Thermosgefäßes praxisnah erfassen läßt.

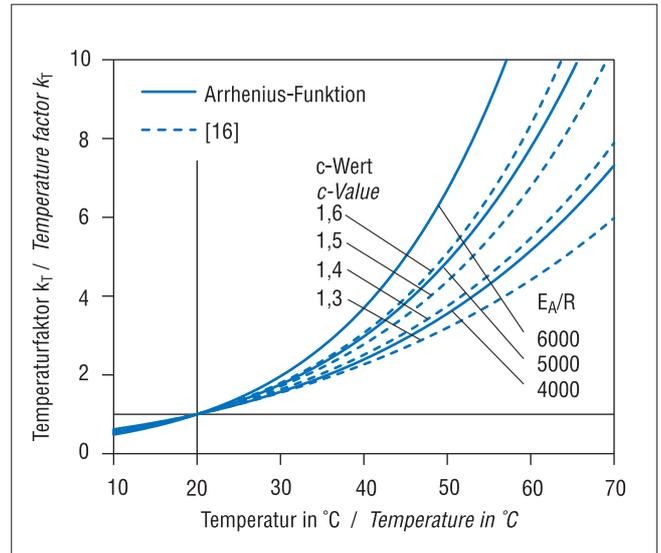


Bild 10: Vergleich des Temperaturfaktors der Arrhenius-Funktion mit dem Ansatz nach [16]  
 Fig. 10: Comparison of the temperature factor of the Arrhenius function with the formulation in [16]

ured with a PT 100 thermocouple. An energy balance which is as accurate as possible allows the underlying liberation of heat of hydration to be calculated from the measured temperature rise curve  $\Delta T_p$  as a change in temperature of the concrete. This “heat of hydration” is shown in Figure 9 as  $\Delta T_{HW}$ . It should be noted that the time curve for the heat of hydration is only valid for the particular temperature response curve of the measurement, as the rate of hydration is known to be temperature-dependent.

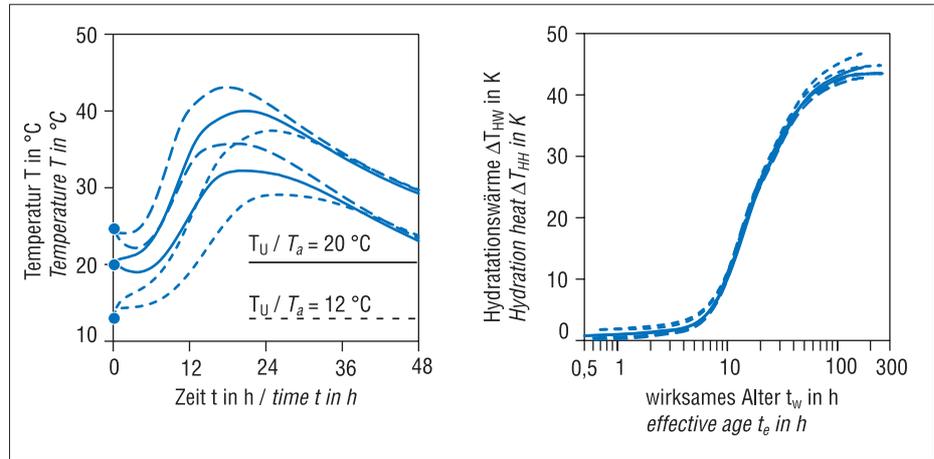
The temperature factor  $k_T$  based on the Arrhenius function is shown in Figure 10 for different values of the activation energy  $E_A$ . The corresponding temperature weighting of the method described in [16] for estimating the strength development for different temperature response curves is plotted for comparison assuming a weighting factor (c value) which is dependent on temperature and cement type. For temperatures above 10 °C the two approaches lead to approximately the same temperature weighting provided the following condition is fulfilled:  $E_A/R = 5050 \times (c\text{-value}) - 2950$ . As a characteristic of the temperature sensitivity the rising c value in slag cements with increasing blastfurnace slag content corresponds to a rising activation energy in accordance with the above equation.

If the influence of temperature is known then the heat liberation time curve determined for any particular temperature response curve can be normalized by reference to an effective age [11]. This is demonstrated below for a Portland cement. The left-hand side in Figure 11 shows 6 concrete temperature response curves which were measured in a thermos vessel for 3 fresh concrete temperatures and 2 ambient temperatures. If the underlying liberation of heat is determined by carrying out as accurate a balance as possible and if this is related to an effective age by taking the influence of temperature into account then this gives the representation in the right-hand part of the diagram. The 6 curves coincide when they are referred to an effective age, which means that the underlying temperature dependence is correct. The resulting time curve is then independent of the temperature conditions which prevailed during the measurement and therefore represents a clear characteristic curve for the particular concrete.

These characteristic curves are shown by way of example in Figure 12 for 3 concretes, namely concrete composition 1 with cements A and B and also with cement B in concrete composition 2 in which, when compared with composition 1, 60 kg cement has been replaced by 60 kg fly ash. The cements are a comparatively rapid and a comparatively slow 32,5 R Portland cement, as is shown in the diagram by the 1-day mortar compressive strengths of 19 N/mm<sup>2</sup> and 9,4 N/mm<sup>2</sup>. The example shows that the test method enables a realistic record of the influence of the cement as

Bild 11: Temperatur-Zeit-Verlauf und Hydrationswärme-freisetzung in Abhängigkeit vom wirksamen Alter bei Prüfung eines Betons mit 3 verschiedenen Frischbetontemperaturen und 2 verschiedenen Umgebungstemperaturen

Fig. 11: Development of temperature with time and release of the heat of hydration as a function of the effective age when testing a concrete with 3 different fresh concrete temperatures and 2 ambient temperatures



Kommen wir nun zu der Frage der Festigkeitsentwicklung eines Betons als ein wesentliches Kriterium für die Eignung eines Betons für eine bestimmte Bauaufgabe.

### 5.2 Druckfestigkeitsentwicklung

Im dem gleichen Gefäß, das für die Wärmemessung eingesetzt wird, lassen sich auch zylindrische Prüfkörper für die Festigkeitsbestimmung lagern. Durch die Wahl unterschiedlicher Temperaturgänge bei Variation der Frischbeton- und Umgebungstemperatur und unterschiedliche Prüfmuster lassen sich Festigkeiten in einem weiten Bereich bestimmen und mit der Wärmefreisetzung in Beziehung setzen. Bild 13 zeigt, daß die Darstellung Druckfestigkeit über freigesetzter Hydrationswärme eine weitere Kennlinie des jeweiligen Betons ergibt. Letztlich handelt es sich dabei um eine praxisnah geprüfte Festigkeit-Hydrationsgrad-Beziehung.

Diese Gegenüberstellung von Druckfestigkeit und freigesetzter Hydrationswärme stellt ein objektives Kriterium dar, um verschiedene Betone hinsichtlich einer Optimierung von Wärmefreisetzung und Festigkeitsentwicklung zu vergleichen. Im Bild 14 sind beispielhaft für die drei Betone des Bildes 12 die entsprechend bestimmten Frühfestigkeiten über der freigesetzten Hydrationswärme dargestellt. Der Frage, in welchem Maße eine Optimierung zwischen diesen beiden Größen möglich ist, wurde im Forschungsinstitut der Zementindustrie in zahlreichen Versuchen nachgegangen. In diese Untersuchungen einbezogen waren Port-

well as the influence of the concrete composition to be made using a test method based on a normal commercial thermos vessel.

We now come to the question of the strength development of a concrete as an important criterion for the suitability of a concrete for a given construction task.

### 5.2 Development of compressive strength

Cylindrical test pieces for the strength determination are stored in the same vessel as used for the thermal measurement. The strengths can be determined over a wide range and related to the liberation of heat by choosing different temperature response curves, with varying fresh concrete temperatures and ambient temperatures, and different test ages. Figure 13 shows that plotting the compressive strength against heat of hydration liberated gives another characteristic curve for the particular concrete. This is actually a relationship between strength and degree of hydration tested under realistic conditions.

This comparison of compressive strength and heat of hydration liberated represents an objective criterion for comparing different concretes with respect to optimization of heat liberated and strength development. Examples of the appropriately determined early strengths are plotted against the heats of hydration liberated in Figure 14 for the three concretes shown in Figure 12. The question as to the extent to which optimization between these two variables is possible was examined in numerous trials in the Research

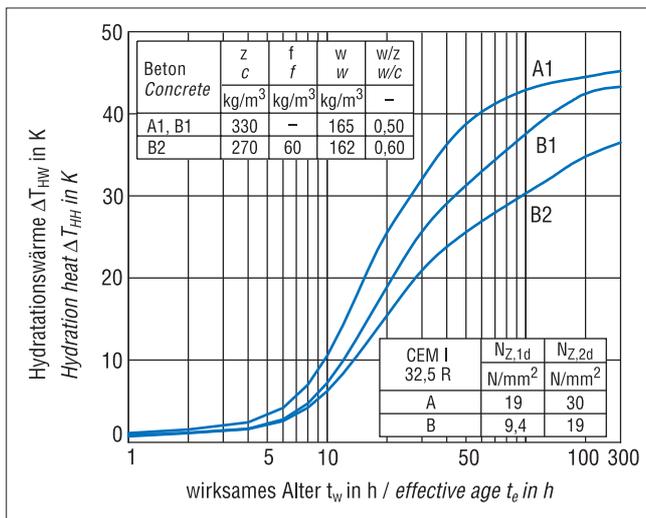


Bild 12: Hydrationswärmefreisetzungsverläufe für 3 Betone mit 2 verschiedenen CEM I 32,5 R bzw. 2 verschiedenen Betonzusammensetzungen

Fig. 12: Development of the release of the heat of hydration for 3 concretes with 2 different CEM I 32,5 R resp. 2 different concrete mixes

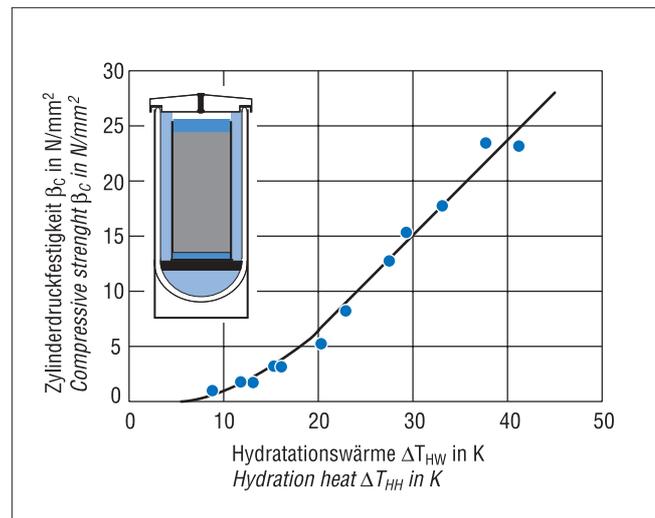


Bild 13: Zylinderdruckfestigkeit nach Lagerung im Thermosgefäß in Abhängigkeit von der jeweils freigesetzten Hydrationswärme

Fig. 13: Cylinder compressive strength after storage in a thermos vessel as a function of the heat of hydration release

land- und Hochofenzemente [10]. Die zum Erreichen einer bestimmten Druckfestigkeit erforderliche Wärmefreisetzung ist bei Einsatz einer bestimmten Zuschlagsieblinie und Wahl eines bestimmten Zementleimgehalts im Bereich von Wasserzementwerten zwischen 0,50 und 0,60 nahezu unabhängig vom eingesetzten Zement, wie hier beispielhaft für 3 Betone gezeigt. Weiterhin ist darauf hinzuweisen, daß schon relativ geringe Festigkeiten eine ganz erhebliche Wärmefreisetzung bedingen, wie z.B. 30 K für eine Druckfestigkeit von lediglich 15 N/mm<sup>2</sup>. Müssen bestimmte Festigkeiten sehr früh erzielt werden, muß die entsprechende Wärme entsprechend schnell freigesetzt werden und führt dann je nach Bauteilbedingungen zu erheblichen Erwärmungen.

Die Unterschiede zwischen verschiedenen Zementen sind unter diesen Voraussetzungen gering. Die Optimierungsmöglichkeiten liegen somit darin, entsprechend den herrschenden Bedingungen, z.B. Jahreszeit, Bauteildicke, vorgegebene Schalldauer, Betone zu entwerfen, die die verlangte Festigkeitsentwicklung aufweisen, diese aber ggf. zur Begrenzung der Wärmefreisetzung nach oben nicht wesentlich überschreiten. Diese Optimierungsaufgabe läßt sich durch entsprechende Eignungsprüfungen ggf. in Kombination mit Modellrechnungen lösen.

### 5.3 Materialgesetze

Durch die vorgestellten Prüfverfahren lassen sich die beiden maßgeblichen Materialkennwerte, nämlich Druckfestigkeitsentwicklung und zugehörige Wärmefreisetzung vergleichsweise einfach bestimmen (vgl. Bild 15). Der Temperaturgang des realen Bauteils ergibt sich aus der Wärmefreisetzung in Abhängigkeit von der Frischbetontemperatur und den individuellen Wärmeabflußbedingungen, die insbesondere von der Bauteildicke, der Schalungsart und der Umgebungstemperatur abhängen. Entsprechend dem tatsächlichen Hydrationsfortschritt unter dem Temperaturgang des Bauteils läßt sich die zu erwartende Druckfestigkeitsentwicklung berechnen. Diese Aufgabenstellung liegt mehr oder weniger ausgeprägt bei vielen Ortbetonbauten bzw. Fertigteilproduktionen vor, mit jeweils unterschiedlichen Randbedingungen für die Temperaturentwicklung und unterschiedlichen Anforderungen an die Druckfestigkeitsentwicklung. Eine Bauaufgabe, bei der die Optimierung von Wärmefreisetzung und Druckfestigkeitsentwicklung eine zentrale Bedeutung hat, ist die Tunnelinnenschale in Ortbeton [11].

### 6 Beispiel Tunnelinnenschale

Die Innenschalen von Tunneln weisen in der Regel Dicken von 30 cm bis 60 cm auf, in besonderen Fällen auch 80 cm und mehr. Größere Tunnel haben lichte Abmessungen von 12 m bis 14 m und werden abschnittsweise mit vorauslaufendem Sohlgewölbe oder Sohlplatte betoniert, gefolgt von der Herstellung des Gewölbes mit einer hochmechanisierten Innenschalung.

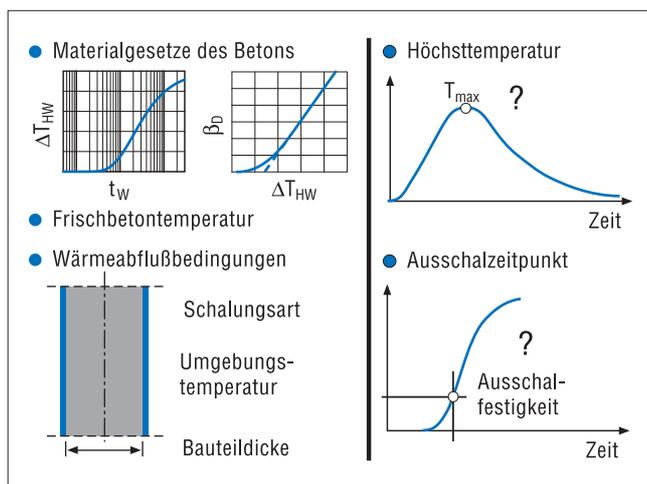


Bild 15: Schematische Darstellung der maßgeblichen Einflüsse auf die Wärmefreisetzung und Druckfestigkeitsentwicklung unter Bau- teilbedingungen

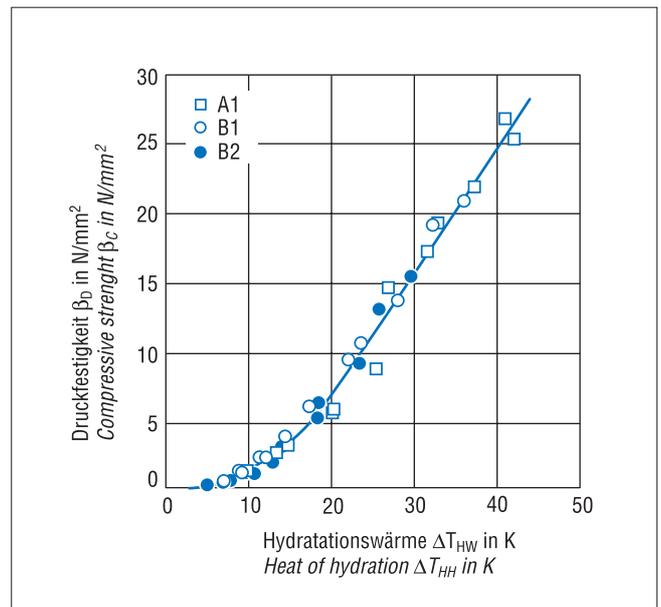


Bild 14: Beziehung zwischen Wärmefreisetzung und Druckfestigkeit im Alter von 12 bis 48 Stunden für die 3 Betone des Bildes 12

Fig. 14: Relation of the heat of hydration release and compressive strength at an age of 12 to 48 hours for the 3 concretes of Fig. 12

Institute of the Cement Industry. Portland and blastfurnace cements were used in these investigations [10]. The liberation of heat required to reach a certain compressive strength when using a certain aggregate grading curve and choosing a certain cement paste content is virtually independent of the cement used in the range of water/cement ratios between 0.50 and 0.60, as is shown here using the example of 3 concretes. It should also be pointed out that even relatively low strengths require quite a considerable liberation of heat, such as 30 K for a compressive strength of only 15 N/mm<sup>2</sup>. If certain strengths have to be achieved at a very early age the corresponding amount of heat must be liberated correspondingly rapidly which then, depending on the component conditions, leads to a considerable temperature rise.

Under these conditions the differences between different cements are slight. Depending on the prevailing conditions, e.g. time of year, component thickness, specified time in formwork, the options for optimization therefore lie in developing concretes which exhibit the required strength development but, if applicable, do not substantially exceed it so as to limit the liberation of heat. This op-

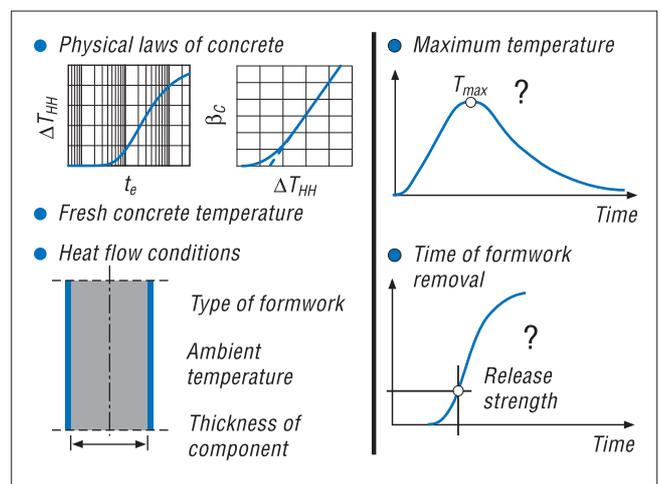


Fig. 15: Relevant influences on the heat release and development of compressive strength under in-situ conditions (principle)

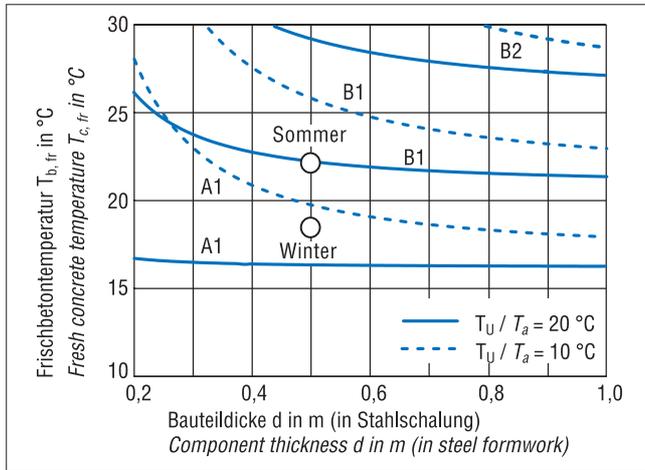


Bild 16: Zusammenhang zwischen Bauteildicke und Frischbetontemperatur für eine Zylinderdruckfestigkeit von 4 N/mm<sup>2</sup> nach 12 Stunden bei zwei verschiedenen Umgebungstemperaturen für die 3 Betone des Bildes 12

Fig. 16: Relation between component thickness and fresh concrete temperature for a cylinder compressive strength of 4 N/mm<sup>2</sup> at an age of 12 hours for two different ambient temperatures for the 3 concretes of Fig. 12

Für den Bauzustand maßgeblich ist die Beanspruchung im Firstbereich infolge Eigengewicht [10]. Sie steigt mit zunehmendem Durchmesser des Tunnels, mit schlechterer Stützung durch die Spritzbetonschale und das umgebende Gebirge und mit zunehmender Dicke der Schale. Üblicherweise wird für große Tunnel eine Ausschalfestigkeit von 5 N/mm<sup>2</sup> als Würfeldruckfestigkeit gefordert.

Aus wirtschaftlichen Gründen wird insbesondere bei langen Tunneln die Erstellung im 24-Stunden-Takt angestrebt. In diesem Falle muß der Beton die Ausschalfestigkeit nach ca. 12 Stunden erreicht haben. Die Ausschalfestigkeit wird dann neben den sonstigen Anforderungen zum maßgeblichen Kriterium für die Betonzusammensetzung. Zur Vermeidung einer unnötigen Rißbildung infolge Abfließens der Hydratationswärme wird die Festigkeitsentwicklung sinnvollerweise auch nach oben begrenzt. Die erforderliche Festigkeitsentwicklung muß also während der Ausführung zielsicher mit einem relativ geringen Vorhaltemaß bei wechselnden Frischbetontemperaturen durch Wahl geeigneter Betone erreicht werden.

Neben der Erhärtungscharakteristik des Zements bzw. der eingesetzten Bindemittelkombination und dem Wasserzementwert übt die Frischbetontemperatur den maßgeblichen Einfluß auf die anfängliche Festigkeitsentwicklung aus.

Im Bild 16 aufgetragen ist die zum Erreichen einer Zylinderdruckfestigkeit von 4 N/mm<sup>2</sup> nach 12 Stunden erforderliche Frischbetontemperatur in Abhängigkeit von der Bauteildicke, und zwar für Umgebungstemperaturen  $T_U$  von 10 °C und 20 °C, für die 3 Betone des Bildes 13.

Bei dem Beton A1 handelt es sich um einen vergleichsweise schnell erhärtenden Beton mit einem schnell erhärtenden Portlandzement 32,5 R und einem Wasserzementwert von 0,50. Bei einer Umgebungstemperatur von 10 °C (gestrichelte Kurve) und einer Bauteildicke von 1 m in Stahlschalung wäre eine Frischbetontemperatur von 18 °C erforderlich, um nach 12 Stunden eine Zylinderdruckfestigkeit von 4 N/mm<sup>2</sup> zu erreichen. Zu geringerer Bauteildicke hin ist der festigkeitsmindernde Einfluß der niedrigen Umgebungstemperatur des Beispiels ersichtlich. Bei sehr günstigem Wärmeabfluß wäre eine entsprechend höhere Frischbetontemperatur erforderlich, z.B. 23 °C bei 0,30 m Dicke und einer Umgebungstemperatur  $T_U$  von 10 °C.

Betrachtet man die durchgezogene Kurve für eine Umgebungstemperatur von 20 °C, so ergibt sich für diesen Beton kein wesentlicher Einfluß der Bauteildicke auf die anfängliche Festigkeitsentwicklung mehr, da die erforderliche Frischbetontemperatur von 17 °C in der Nähe der Umgebungstemperatur liegt. Damit ergeben sich unabhängig von der Bauteildicke sehr ähnliche Verläufe für die anfängliche Erwärmung und Festigkeitsentwicklung.

timization task can be solved through appropriate suitability tests, possibly in combination with model calculations.

### 5.3 Physical laws

The two main material characteristic values, namely compressive strength development and associated liberation of heat, can be determined relatively simply by the test method described (cf. Figure 15). The temperature response curve of the real component arises from the liberation of heat as a function of the fresh concrete temperature and the individual heat dissipation conditions, which depend in particular on the component thickness, the type of formwork and the ambient temperature. The expected compressive strength development can be calculated in accordance with the actual progress of hydration for the temperature response curve of the component. This situation occurs to varying extents with many in-situ concrete structures and precast component production systems, each with different marginal conditions for the temperature development and different requirements for the compressive strength development. One construction task in which the optimization of liberation of heat and compressive strength development are of central importance is tunnel inner shells made of in-situ concrete [11].

### 6 Example of tunnel inner shells

As a rule the inner shells of tunnels have thicknesses of 30 cm to 60 cm, with 80 cm or more in special cases. Fairly large tunnels have internal clearances of 12 m to 14 m and are concreted in sections. An inverted arch or sole plate is concreted first, followed by construction of the arch with highly mechanized internal formwork.

The stress at the top of the arch caused by dead weight is crucial during construction [10]. It rises with increasing diameter of the tunnel, with deteriorating support from the sprayed concrete shell and the surrounding rock, and with increasing thickness of the shell. A release strength of 5 N/mm<sup>2</sup>, measured as the cube compressive strength, is normally required for large tunnels.

For economic reasons the aim is to operate on a 24 hour cycle, especially with long tunnels. In this case the concrete must have reached the release strength after about 12 hours. Alongside the other requirements the release strength therefore becomes the controlling criterion for the concrete composition. To avoid unnecessary cracking due to dissipation of the heat of hydration an appropriate upper limit is also placed on the strength development. The necessary strength development must therefore be achieved reliably during the operation with a relatively small safety margin with fluctuating fresh concrete temperatures by choosing suitable concretes.

A crucial influence on the initial strength development is exerted by the fresh concrete temperature as well as by the water/cement ratio and the hardening characteristics of the cement or of the combination of binders used.

The fresh concrete temperature needed to reach a cylinder compressive strength of 4 N/mm<sup>2</sup> after 12 hours is plotted in Figure 16 as a function of the component thickness for ambient temperatures  $T_U$  of 10 °C and 20 °C for the 3 concretes in Figure 13.

Concrete A1 is a comparatively rapid hardening concrete with a 32,5 R rapid hardening Portland cement and a water/cement ratio of 0,50. With an ambient temperature of 10 °C (dotted curve) and a component thickness of 1 m in steel formwork a fresh concrete temperature of 18 °C would be necessary to achieve a cylinder compressive strength of 4 N/mm<sup>2</sup> after 12 hours. The strength-reducing influence of the low ambient temperature in the example can be seen towards lower component thicknesses. A correspondingly higher fresh concrete temperature would be necessary where there is very favourable heat dissipation, e.g. 23 °C for 0,30 m thickness and an ambient temperature  $T_U$  of 10 °C.

Examination of the continuous curve for an ambient temperature of 20 °C shows that for this concrete the component thickness no longer has an important influence on the initial strength development because the requisite fresh concrete temperature of 17 °C is close to the ambient temperature. Very similar curves are therefore obtained for the initial temperature rise and strength development regardless of the component thickness.

Vergleicht man dies mit den zuvor gezeigten beiden langsamer erhärtenden Betonen, nämlich den langsameren Zement B in den Betonzusammensetzungen 1 und 2, so erkennt man das nun wesentlich höhere erforderliche Niveau der Frischbetontemperatur. Die Abstände zwischen den jeweiligen Kurven betragen rund 5 Grad. Diese 5 Grad entsprechen in etwa einer um 3 Stunden verzögerten Erhärtung.

Im Bild markiert sind eine typische Sommer- und Wintersituation für ein 0,50 m dickes Bauteil in Stahlschalung. Unter diesen Bedingungen könnte im Winter der Beton A1 bei nicht allzu niedrigen Frischbetontemperaturen geeignet sein, unter Bauteilbedingungen eine Zylinderdruckfestigkeit von 4 N/mm<sup>2</sup> nach 12 Stunden zu erreichen. Bei sehr niedrigen Frischbetontemperaturen wäre auch dieser schon vergleichsweise schnell erhärtende Beton nicht mehr geeignet.

Im Sommer wäre der langsamere Beton B1 geeignet, dessen Erhärtungscharakteristik auch durch einen Beton A2, der in diesem Beispiel nicht eingezeichnet ist, erreicht werden könnte. Das heißt, unter diesen Bedingungen können sowohl vergleichsweise langsame Zemente bei niedrigem Wasserzementwert als auch vergleichsweise schnelle Zemente in Kombination mit Flugasche angewendet werden.

Welche Situation ein individueller Tunnel in diesem Diagramm darstellt, ist im Einzelfall abhängig von den tatsächlichen Wärmeabflußbedingungen. Diese sind gekennzeichnet durch den unterschiedlichen Wärmeabfluß berg- und luftseitig sowie den Temperaturgang im Schalwagen gemäß der jeweiligen Bewetterung. Das bedeutet, daß für die Verhältnisse von Tunnelinnenschalen eine Feinabstimmung der betontechnologischen Festlegungen nur in Rückkoppelung mit der Baustelle möglich ist. In den Eignungsprüfungen im Vorfeld der Baumaßnahme erfolgt dafür die Auswahl potentiell geeigneter Bindemittel und Betonzusammensetzungen für die wechselnden Bedingungen der Bauausführung.

## 7 Zusammenfassung

Die Temperaturerhöhung infolge Freisetzens der Hydrationswärme ist neben Schwindverformungen eine der möglichen lastunabhängigen Ursachen für Risse im jungen Beton. Neben den dadurch bedingten Eigenspannungszuständen können zentrische Zwangspannungen bei Behinderung der Bauteilverformungen zur Rißbildung führen. Solche Zwangspannungen entstehen z.B. dann, wenn Betonbauteile auf bereits bestehende Bauteile aufbetoniert werden. Die Temperaturerhöhung im zuletzt betonierten Bauteil führt zu Zwangzugspannungen bald nachdem die Höchsttemperatur überschritten ist. Ursache dafür ist vor allem das Ansteigen des Elastizitätsmoduls sowie die stärkere Relaxation während der Erwärmung des noch „jungen“ Betons. Nach weiterem Abkühlen und Überschreiten der Zugbruchdehnung des Betons entstehen Trennrisse. In Laborprüfungen von Betonprobekörpern in einer sogenannten Temperatur-Spannungsprüfmaschine wurde dieses Verhalten eingehend untersucht, um betontechnologische und ausführungstechnische Maßnahmen zur Minderung des Risikos von Trennrissen zu erarbeiten.

Diese Maßnahmen zielen auf eine Verringerung der lastunabhängigen Formänderungen durch Wahl eines möglichst niedrigen Zementleimgehalts und einer möglichst langsamen Wärmefreisetzung des Betons ab. Eine wirtschaftliche Ortbetonbauweise erfordert jedoch eine ausreichend schnelle Festigkeitsentwicklung unter den am Bauteil herrschenden Bedingungen. Insbesondere abhängig von jahreszeitlichen Schwankungen der Frischbeton- und Lufttemperatur sind Zement und Betonzusammensetzung so zu wählen, daß einerseits eine ausreichende Frühfestigkeit sichergestellt wird, andererseits die Wärmefreisetzung und damit die Bauteilerwärmung auf das unbedingt notwendige Maß begrenzt wird. Zur Lösung dieser Optimierungsaufgabe sind einfache Prüfverfahren zur Beurteilung der Hydrationswärmefreisetzung des Zements im Beton und zur davon abhängigen Festigkeitsentwicklung geeignet. Neben dem unmittelbaren Vergleich verschiedener Betone können auf der Basis der mit ihnen bestimmten Materialgesetze beliebige Bauteile hinsichtlich Temperatur- und Festigkeitsentwicklung berechnet werden, um verschiedene Parameterkonstellationen zu untersuchen. Die Untersuchungen und Modellrechnungen sind detailliert in [11] dargestellt.

Comparison with the two concretes which harden more slowly shown previously, namely the slower cement B in concrete compositions 1 and 2, indicates the substantially higher level of fresh concrete temperature required. The spacings between the respective curves are about 5 degrees. These 5 degrees correspond approximately to 3 hours' retardation of the hardening.

Typical summer and winter situations are marked in the diagram for a 0.50 m thick component in steel formwork. Under these conditions the concrete A1 could be suitable for reaching a cylinder compressive strength of 4 N/mm<sup>2</sup> after 12 hours under component conditions in winter provided the fresh concrete temperatures are not excessively low. Even this relatively rapid hardening concrete would no longer be suitable at very low fresh concrete temperatures.

The slower concrete B1, with a hardening characteristic curve which could also be achieved by concrete A2 which is not plotted in this example, would be suitable in summer. This means that under these conditions it is possible to use not only comparatively slow cements with low water/cement ratios but also comparatively rapid cements combined with fly ash.

The situation in this diagram which can be applied to an individual tunnel is dependent on the actual heat dissipation conditions in the particular case. These conditions are characterized by the varying heat dissipation on the rock side and air side and the temperature response curve in the formwork wagon governed by the ventilation. This means that the concrete technology specifications can only be fine tuned for the conditions in tunnel inner shells in conjunction with the construction site. The selection of potentially suitable binders and concrete compositions for the varying construction conditions can be carried out in the performance tests before the construction work.

## 7 Summary

The rise in temperature resulting from the liberation of the heat of hydration is, alongside shrinkage movements, one of the possible load-independent causes for cracks in young concrete. Cracking can be caused not only by the internal stress states which this causes but also by centric restraint stresses when movement of the component is restrained. Such restraint stresses occur, for example, when concrete components are concreted onto existing components. The temperature rise in the last component concreted leads to restraint stresses soon after the highest temperature has been passed. The reason for this is primarily the increase in modulus of elasticity and the greater relaxation during the heating of the concrete while it is still "young". Separation cracks occur after further cooling when the ultimate tensile strain of the concrete has been exceeded. This behaviour was examined in detail in laboratory tests on concrete test pieces in a temperature-stress testing machine in order to develop concrete technology procedures and implementation procedures to reduce the risk of separation cracks.

These procedures are aimed at reducing the load-independent changes in shape by selecting the lowest possible cement paste content and the slowest possible liberation of heat from the concrete. However, cost-effective in-situ concrete construction requires adequately fast strength development under the conditions prevailing in the component. In particular, the cement and concrete composition should be selected to suit seasonal fluctuations in fresh concrete temperature and air temperature so that, on the one hand, adequate early strength is ensured and, on the other hand, the liberation of heat and hence the temperature rise in the component is limited to the amount which is absolutely necessary. There are simple test methods for assessing the liberation of heat of hydration from the cement in the concrete and the resulting strength development which are suitable for solving this optimization task. In addition to a direct comparison of different concretes the physical laws determined with them can be used as the basis for calculating the temperature and strength development of any components in order to investigate different combinations of parameters. The investigations and model calculations are described in detail in [11].

---

## Literatur

- [1] Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen für Kunstbauten (ZTV-K 88), Ausgabe 1989, Verkehrsblatt-Verlag
- [2] Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Straßentunneln. Teil 1: Geschlossene Bauweise (Spritzbetonbauweise) (ZTV-Tunnel Teil 1/95), Ausgabe 1995, Verkehrsblatt-Verlag
- [3] 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
- [4] Wischers, G.; Dahms, J.: Untersuchungen zur Beherrschung von Temperaturrisse in Brückenwiderlagern durch Raum- und Scheinfugen. Beton 18 (1968) H. 11, S. 439-442 und H. 12, S. 483-490
- [5] Springenschmid, R.; Nischer, P.: Untersuchungen über die Ursache von Querrissen im jungen Beton. Beton- und Stahlbetonbau 68 (1973) H. 9, S. 221-226
- [6] Springenschmid, R.: Die Ermittlung der Spannungen infolge von Schwinden und Hydratationswärme im Beton. Beton- und Stahlbetonbau 79 (1984) H. 10, S. 263-269
- [7] Breitenbücher, R.: Zwangsspannungen und Rißbildung infolge Hydratationswärme. Dissertation TU München, 1989
- [8] Thielen, G.; Grube, H.: Maßnahmen zur Vermeidung von Rissen im Beton. Beton- und Stahlbetonbau 85 (1990) H. 6, S. 161-167
- [9] Thielen, G.; Hintzen, W.: Betontechnische Maßnahmen zur Vermeidung von Rissen in Tunnelinnenschalen. Beton 44 (1994) H. 9, S. 522-526 und H. 10, S. 600-607
- [10] Hintzen, W.; Grube, H.: Verminderung der Rißbildung in Tunnelinnenschalen aus Ort beton. Betonbau in Forschung und Praxis, 177-184, Verlag Bau + Technik 1999
- [11] Hintzen, W.: Zum Verhalten des jungen Betons unter zentrischem Zwang beim Abfließen der Hydratationswärme. Dissertation RWTH Aachen (1998); ebenso Schriftenreihe der Zementindustrie, H. 59 (1998)
- [12] Springenschmid, R.; Plannerer, M.: Firstrisse in der Innenschale großer Tunnel – Ursachen und Wege zur Vermeidung. Beton- und Stahlbetonbau 92 (1997) H. 3, S. 68-72, H. 4, S. 109-112
- [13] Grube, H.: Ursachen des Schwindens von Beton und Auswirkungen auf Betonbauteile. Habilitation, TH Darmstadt, 1990; ebenso Schriftenreihe der Zementindustrie H. 52/1991.
- [14] Jahn, M.: Zum Ansatz der Betonzugfestigkeit bei den Nachweisen zur Trag- und Gebrauchsfähigkeit von unbewehrten und bewehrten Betonbauteilen. Verlag Ernst & Sohn, Berlin. Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (1983), Nr. 341.
- [15] Grube, H.; Hintzen, W.: Prüfverfahren zur Voraussage der Temperaturerhöhung im Beton infolge Hydratationswärme des Zements. Beton 43 (1993) H. 5, S. 230-234 und H. 6, S. 292-295
- [16] Bunke, N.: Prüfung von Beton. Empfehlungen und Hinweise als Ergänzung zu DIN 1048. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton Heft 422. Beuth Verlag, Berlin, 1991