

Verminderung der Rißbildung in Tunnelinnenschalen aus Ortbeton

Reduction of crack formation in tunnel inner shells made of in-situ concrete

Übersicht

Die Tunnel der DB-Neubaustrecken werden zum großen Teil bergmännisch aufgeföhren und durch eine Spritzbetonschale vorläufig gesichert. Die nachlaufend hergestellte Innenschale aus Ortbeton wird aus wirtschaftlichen Gründen im Regelfall im 24-Stunden-Takt erstellt. Die daraus resultierenden Anforderungen an die Ausschalfestigkeit dominieren im Regelfall die betontechnischen Festlegungen. Daneben spielen lastunabhängige Verformungen infolge Abfließens der Hydratationswärme hinsichtlich der zu erwartenden Rißbildung eine bedeutende Rolle. Die Beanspruchung der Tunnelinnenschale durch den Lastfall Eigengewicht einerseits und die Zusammenhänge zwischen Wärmefreisetzung und Festigkeitsentwicklung andererseits werden dargestellt. Ein praxisnaher Lösungsweg für die Verminderung der Rißbildung auf der Basis einfacher Eigenprüfungen wird angegeben.

Abstract

The tunnels in the new sections of the German Federal Railway are largely driven by mining techniques and are secured temporarily with sprayed concrete linings. For economic reasons the subsequent inner shell made of in-situ concrete is normally produced on a 24 h cycle, and the concrete technology specifications are normally dominated by the resulting requirements for release strength. Load-independent deformation resulting from the release of heat of hydration plays an important part in the cracking to be expected. A description is given of the stressing of the tunnel inner shell by the dead weight loading and of the relationship between the release of heat and strength development. A realistic solution based on simple suitability tests is given for reducing cracking.

1 Einleitung

Zu den ingenieurmäßig anspruchsvollsten und wirtschaftlich bedeutendsten Bauwerken der DB-Neubaustrecken gehören neben den Brücken zahlreiche Tunnel. Die derzeit im Bau befindliche Strecke Köln-Rhein/Main weist z.B. 30 Tunnel mit einer Gesamtlänge von 47 km auf.

Ein großer Teil dieser Tunnel wird bergmännisch in der sogenannten Spritzbetonbauweise aufgeföhren. Im Anschluß an die unmittelbare Sicherung des Hohlraums mit Spritzbeton erfolgt die Erstellung der für alle Einwirkungen des Betriebs dimensionierten Innenschale aus Ortbeton. Die Innenschale wird erstellt, wenn die Gebirgsverformungen auf eine festgelegte Rate abgeklungen sind. Der beim Betonieren i.d.R. nicht vollständig füllbare Firstraum wird später mit Zementmörtel verpreßt. Die überwiegend bewehrte Innenschale weist je nach Gebirge eine Nenndicke von 30 cm bis 60 cm oder sogar 80 cm auf.

Aus wirtschaftlichen Gründen wird eine Erstellung der Tunnelinnenschalen im 24-Stunden-Takt angestrebt. Dies bedingt, daß die erforderliche Ausschalfestigkeit nach ca. 12 Stunden erreicht wird. Diese Anforderung an die Festigkeitsentwicklung dominiert im Regelfall die betontechnischen Festlegungen.

2 Anforderungen an den Innenschalenbeton

Die Anforderungen im Bauzustand (Bild 1) betreffen im wesentlichen die Verarbeitbarkeit als wesentliche Grundlage für das Gelingen der nicht leichten Betonieraufgabe. Daneben nimmt eine auf den vorgesehenen Arbeitsfortschritt abgestimmte Festigkeitsentwicklung eine zentrale Bedeutung ein, die bei möglichst geringer Temperaturerhöhung des Bauteils infolge Hydratationswärmefreisetzung erreicht werden soll. Darauf wird später noch im Detail eingegangen werden.

Die Anforderungen im Gebrauchszustand betreffen zum einen die vorgesehene Festigkeitsklasse für den Nachweis der Standsi-

1 Introduction

In addition to the bridges the technically most demanding and economically most important structures in the new sections of the German Federal Railway are the numerous tunnels. For example, the Cologne-Rhine/Main section currently under construction has 30 tunnels with a total length of 47 km.

The majority of these tunnels are driven by mining techniques using sprayed concrete construction. The cavity is secured immediately with sprayed concrete; this is followed by installation of the inner shell made of in-situ concrete which is designed to take all the effects associated with operation. The inner shell is installed when the movement of the rock has decayed to a specified level.

The ridge space which, as a rule, cannot be completely filled during the concreting, is grouted later with cement mortar. Depending on the rock, the largely reinforced inner shell has a nominal thickness of 30 cm to 60 cm or even 80 cm.

For economic reasons the aim is to build the tunnel inner shell in 24-hour cycles. This means that the required stripping strength must be reached after about 12 hours. This requirement for strength development usually dominates the concrete technology specifications.

2 Requirements for inner shell concrete

The requirements during the construction stage (Fig. 1) relate essentially to the workability, which forms an important basis for the success of the difficult concreting work. Strength development matched to the intended progress of work is also of central importance and should be achieved with the lowest possible temperature rise of the component caused by liberation of heat of hydration. This will be discussed in detail later.

The requirements when the tunnel is in use relate firstly to the designated strength class needed to ensure stability. As a rule this is B 25 or B 35, but is not the controlling factor for the concrete engineering specifications. This is because B 35 concretes are nor-

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

Bild 1: Anforderungen an den Beton für Tunnelinnenschalen in Ortbeton

Tunnel inner shells made of in-situ concrete	
requirements during construction	requirements during use
<ul style="list-style-type: none"> ● workability ● adequate early strength ● lowest possible temperature rise 	<ul style="list-style-type: none"> ● strength ○ durability ○ impermeability
	slight cracking

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

cherheit. Diese ist im Regelfall B 25 oder B 35. Sie ist allerdings für die betontechnischen Festlegungen nicht maßgeblich, da sich bei einer projektierten Nutzungsdauer von mehr als 100 Jahren aufgrund der hohen Anforderungen an die Dauerhaftigkeit 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].

Die Anforderungen an die Dauerhaftigkeit und Dichtigkeit beinhalten, daß grobe Risse vermieden werden. 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. Lasten, die auf die Tunnelinnenschale einwirken, sind im Bauzustand das Eigengewicht, das zu einer Biegezugbeanspruchung im Firstbereich des Tunnels führt. Im Gebrauchszustand können weitere Lasten 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, 10]. Im unteren Teil von Bild 2 sind realistische Beiträge 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 [9, 10].

3 Rißbilder in Tunnelinnenschalen

In den Innenschalen großer Tunnel wurden oft die im Bild 3 gezeigten Rißarten beobachtet [11, 12, 13]. Radialrisse im Ulmenbereich sind typische Zwängungsrisse infolge behinderter Verformungen aus Abfließen der Hydratationswärme und späterem Schwinden. Es handelt sich hier um das einfache Bodenplatte/Wand-Problem, wie es auch von Widerlagerwänden bekannt ist, die nachträglich auf dicke Fundamentstreifen betoniert werden.

mally used due to the high requirements for durability to give a planned service life of more than 100 years. The requirements for durability relate both to adequate freeze-thaw resistance and also to adequate corrosion protection for the reinforcement [1, 2].

The requirements for durability and impermeability include the avoidance of coarse cracks. Cracks occur in concrete components if the tensile strength or ultimate tensile strain of the concrete is exceeded (Fig. 2). The effects can be either load-dependent or load-independent as so-called restraint, and can lead to crack formation. During the construction phase the load acting on the tunnel inner shell is the dead weight, which leads to flexural tensile stress in the ridge part of the tunnel. Other loads can occur from water and rock pressure when the tunnel is in use.

Load-independent causes of cracks are the restrained movements from shrinkage and dissipation of the heat of hydration [3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10]. Realistic values of load-independent strains on the action side are compared with the ultimate tensile strain of the concrete on the resistance side in the lower part of Fig. 2. It is clearly impossible to avoid exceeding the ultimate tensile strain if there is appreciable restraint of load-independent movement [9, 10].

3 Cracking patterns in tunnel inner shells

The types of crack shown in Fig. 3 were often observed in the inner shells of large tunnels [11, 12, 13]. Radial cracks in the side walls are typical restraint cracks caused by restrained movement from the dissipation of the heat of hydration and subsequent shrinkage. It is the simple base-slab/wall problem familiar from abutment walls which are concreted later onto existing thick foundation strips.

Cracks parallel to the axis in the ridge part of the tunnel occur as a result of flexural tensile stress. Possible causes are uneven cooling and shrinkage, incorrect grouting of the gap between ridge concrete and sprayed concrete outer shell, loads from rock movements,

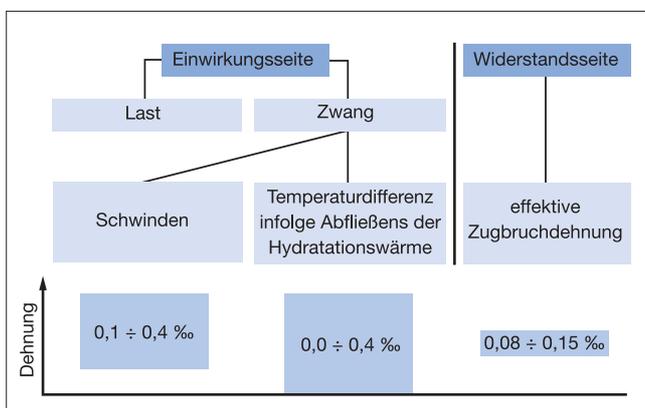


Bild 2: Behinderte lastunabhängige Formänderungen als Ursache für Risse im Beton

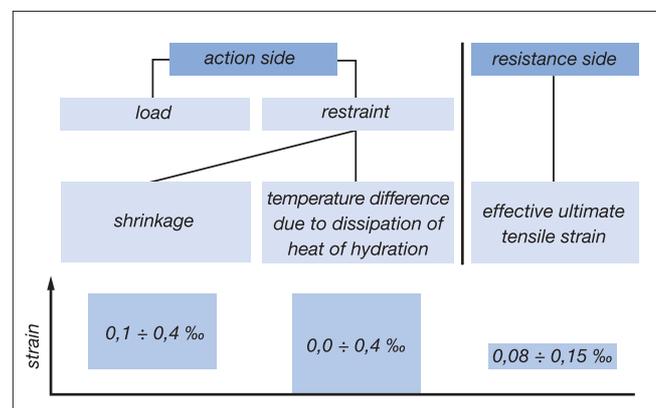


Fig. 2: Restrained load-independent deformation as a cause of cracks in concrete

Achsparelle Risse im Firstbereich des Tunnels entstehen infolge einer Biegezugbeanspruchung. Als Ursache kommen ungleichmäßiges Abkühlen bzw. Schwinden, eine unsachgemäße Verpressung des Spalts zwischen Firstbeton und Spritzbetonaußenschale, Lasten aus Umlagerungen des Gebirges sowie die Beanspruchung durch Eigengewicht beim Ausschalen im frühen Alter in Frage. Üblicherweise wurde in der Vergangenheit für große Tunnel eine Ausschalfestigkeit von 5 N/mm^2 , teilweise auch nur von 3 N/mm^2 , gefordert. Dabei wird die Druckfestigkeit des Betons als indirektes Kriterium für die Biegezugfestigkeit herangezogen.

Risse in beliebiger Richtung werden in Tunneln beobachtet, bei denen die Ortbetoninnenschale und die Spritzbetonaußenschale im Verbund stehen.

In [13] wird über umfangreiche Bauwerksuntersuchungen an Eisenbahntunneln berichtet. Unter anderem wurde dort an einem rd. 7400 m langen Eisenbahntunnel mit insgesamt 836 Betonierabschnitten die festgestellte Rißbildung analysiert. Im Bild 4 ist die Anzahl der instandsetzungsbedürftigen Risse je Betonierabschnitt über die Tunnelänge aufgetragen. Während weite Strecken des Tunnels eine mehr oder weniger starke Rißbildung in verschiedenen Richtungen aufwies, zeigten dazwischenliegende zusammenhängende Bereiche fast keine Rißbildung. Dort, wo eine Trennung zwischen Innen- und Außenschale durch eine 2 mm dicke Folie und Schutzvliese erfolgte, war der Zwang so stark gemindert, daß fast keine Risse auftraten. Die Verminderung der Rißbildung durch diese konstruktive Maßnahme betrug bei diesem Tunnel immerhin 98 %.

Die Ergebnisse dieser und weiterer Untersuchungen an verschiedenen Tunnelbauwerken der DB zeigten, daß die Abtrennung der Ortbetoninnenschale von der Spritzbetonschale bei den großen DB-Tunneln die wirkungsvollste Maßnahme zur Verminderung der Rißbildung ist [13]. Darüber hinaus ist insbesondere zur Vermeidung der ungünstigen axialen Firstrisse die Verwendung ausreichend frühhochfester Zemente bzw. Betone unumgänglich [13]. Die Analyse einer größeren Tunnelbaumaßnahme mit Erstellung der Innenschale im 24-Stunden-Takt zeigte, daß im Winter mit einem schnellen PZ 35 F sehr günstige Ergebnisse erzielt wurden. Die Verwendung solcher Zemente über weitere Bereiche des Jahres erscheint nützlich, wenn sie im Beton mit Flugasche kombiniert werden. Betone mit demgegenüber langsamer erhärtenden Zementen PZ 35 F zeigten dementsprechend nur bei hohen Ze-

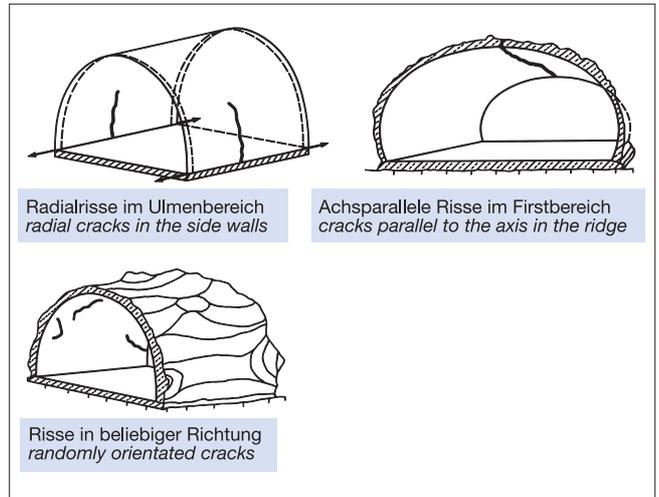


Bild 3: Häufige Rißtypen bei Tunneln, bei denen Sohle und Gewölbe nicht gemeinsam hergestellt werden

Fig. 3: Types of cracks which occur frequently in tunnels where the arch and invert are not cast at the same time

and the stress from the dead weight when the formwork is stripped at an early age.

In the past a stripping strength of 5 N/mm^2 , or sometimes only 3 N/mm^2 , was normally required for large tunnels. The compressive strength of the concrete is used as an indirect criterion for the flexural tensile strength.

Cracks in random directions are observed in tunnels where the in-situ concrete inner shell and the sprayed concrete outer shell are joined to one another.

Extensive investigations of structures in railway tunnels are reported in [13]. Among other things, this analyses the cracking discovered in a railway tunnel about 7400 m long with a total of 836 concreted sections. The number of cracks requiring maintenance per concreted section is plotted in Fig. 4 against the distance along the tunnel. Long sections of the tunnel exhibited varying degrees of cracking in various directions but continuous regions lying between them showed almost no cracking. Wherever the inner and outer shells were separated by a 2 mm thick foil and protective fibre mat the restraint was so sharply reduced that virtually no cracks occurred. The reduction in cracking achieved by this design measure was at least 98 % in this tunnel.

The results of this and other investigations in various tunnel structures of the German Federal Railway showed that separation of the in-situ concrete inner shell from the sprayed concrete shell is the most effective measure for reducing cracking in large railway tunnels [13]. In addition to this it is essential to use cements and concretes with sufficiently high earlier strength to avoid undesirable axial ridge cracks [13]. The analysis of a fairly large tunnel construction project with installation of the inner shell on a 24-hour cycle showed that very favourable results could be achieved in winter with a rapid PZ 35 F cement. The use of such cements over large periods of the year appears beneficial provided they are combined with fly ash in the concrete. Concretes with PZ 35 F cements which harden comparatively more slowly only showed similarly good results with high cement contents and with the high fresh concrete and ambient temperatures which occur in summer.

Practically no ridge cracks occurred when the stripping strength of the last ridge concrete placed in the large railway tunnels was at least about 5 N/mm^2 [13]. These minimum values must be checked on the component and, obviously, should not be substantially exceeded. For the same maximum temperature in the component they can be achieved more readily with a high early strength cement up to Z 45 and lower cement content than with a very slow hardening cement and high cement content, especially with low starting temperatures. This agrees with the experience in underground railway construction [14] and in tunnel construction in Austria [15].

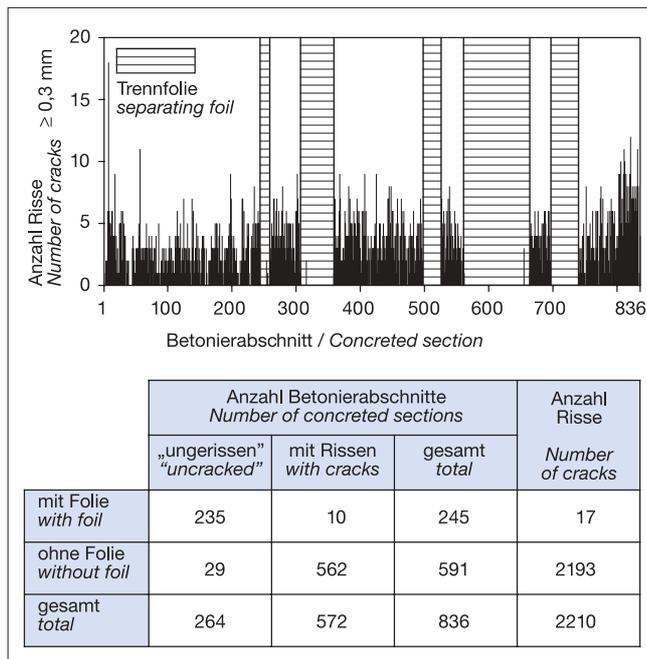


Bild 4: Anzahl der Risse mit Rißweiten $\geq 0,3 \text{ mm}$ in einem DB-Tunnel ohne und mit Trennfolie [13]

Fig. 4: Number of cracks with crack width $\geq 0,3 \text{ mm}$ in a railway tunnel with and without separating foil

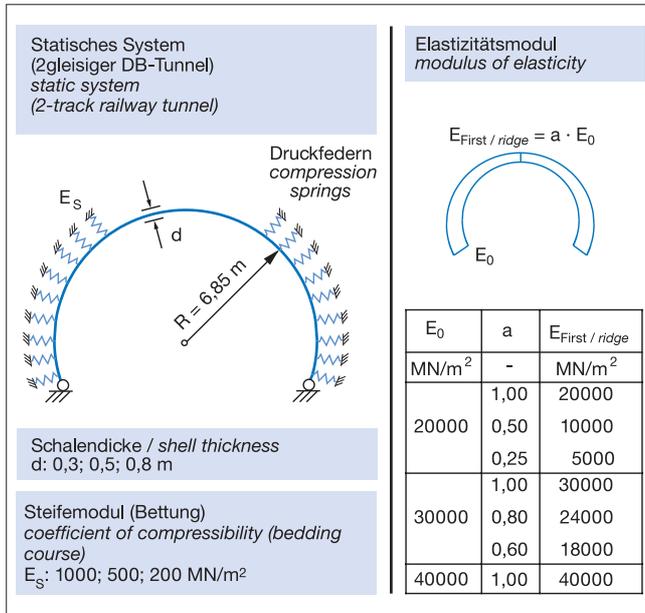


Bild 5: Statisches System und Parametervariation für die Berechnung der Belastung infolge Eigengewicht nach dem Ausschalen bei einem zweigleisigen DB-Tunnel

Fig. 5: Static system and parameter variation for the calculation of stresses due to dead weight after removal of formwork for a double track railway tunnel

mentgehalten und mit den im Sommer vorkommenden hohen Frischbeton- und Umgebungstemperaturen ein ähnlich gutes Ergebnis.

Firstrisse traten praktisch nicht auf, wenn die Ausschalfestigkeit im zuletzt eingebrachten Firstbeton bei den großen Tunneln der DB mindestens rd. 5 N/mm² betrug [13]. Diese Mindestwerte müssen am Bauteil kontrolliert und sollen natürlich nicht wesentlich überschritten werden. Sie sind bei gleicher Höchsttemperatur im Bauteil insbesondere bei niedrigen Ausgangstemperaturen eher mit einem frühhochfesten Zement bis hin zu Z 45 und geringerem Zementgehalt als mit sehr langsam erhärtendem Zement und hohem Zementgehalt erreichbar. Dies entspricht auch den Erfahrungen im U-Bahn-Bau [14] und im Tunnelbau in Österreich [15].

Die Rückführung achsparalleler Firstrisse auf eine unzureichende Festigkeitsentwicklung des Betons trifft in der Fachwelt nicht auf ungeteilte Zustimmung [16]. Die Frage nach der erforderlichen Ausschalfestigkeit für große Tunnel wurde daher eingehend untersucht.

4 Erforderliche Ausschalfestigkeit

Die Berechnungen zur Ermittlung der Beanspruchung von Tunnelinnenschalen infolge Eigengewicht wurden im Auftrag des Vereins Deutscher Zementwerke von der Firma Spiekermann GmbH & Co. Beratende Ingenieure, Duisburg, mit dem Programmpaket Sofistik durchgeführt. Bild 5 zeigt das statische System, nämlich den gelenkig gelagerten und elastisch gebetteten Zweigelenkbogen mit horizontal und vertikal unverschieblichen Auflagern. Betrachtet wurde der zweigleisige NBS-Querschnitt nach DS 853 mit einem einheitlichen rechnerischen Gewölberadius von 6,85 m. Variiert wurden die Schalendicke, der Steifemodul der Bettung und der Elastizitätsmodul des Betons (siehe Bild 5). Für letzteren wurde sowohl eine gleichmäßige Verteilung als auch eine Abminderung zum Firstbereich hin untersucht, um den unterschiedlichen Erhärtungsfortschritt zu berücksichtigen.

Bild 6 zeigt für die untersuchten Parameterkombinationen die berechneten Randzugspannungen im First in Abhängigkeit vom Elastizitätsmodul des Firstbetons.

Die Beanspruchung im First infolge Eigengewicht steigt mit schlechterer Stützung durch die Spritzbetonschale bzw. durch das umgebende Gebirge, mit zunehmender Dicke der Schale und mit zunehmendem Elastizitätsmodul des Firstbetons. Die berechneten

The attribution of axial ridge cracks to inadequate strength development of the concrete has not met with undivided agreement among experts [16]. The question of the required stripping strength for large tunnels was therefore examined in detail.

4 Required stripping strength

The calculations to determine the stress on tunnel inner shells as a result of the dead weight were carried out at the request of the VDZ (German Cement Works Association) by Spiekermann GmbH & Co. Consulting Engineers of Duisburg using the Sofistik program package. Fig. 5 shows the static system, namely a double-articulated arch with pivoted supports and elastic bedding, and supports which cannot be moved horizontally or vertically. The cross-section considered was the double track NBS cross-section as defined in DS 853 with a uniform theoretical arch radius of 6.85 m. The shell thickness, the coefficient of compressibility of the bedding course, and the modulus of elasticity of the concrete were all varied (see Fig. 5). For this last variable both a uniform distribution and a reduction towards the ridge area were investigated in order to take account of the different progress of hardening.

Fig. 6 shows the calculated boundary tensile stresses in the ridge as a function of the modulus of elasticity of the ridge concrete for the combinations of parameters investigated.

The stress in the ridge due to the dead weight increases with deteriorating support by the sprayed concrete shell or the surrounding rock, with increasing thickness of the shell, and with increasing modulus of elasticity of the ridge concrete. The calculated boundary tensile stresses can be approximated very well by the following equation:

$$\sigma_{\text{boundary}} = 0.060 \cdot ([d^{1.5} \cdot E_{b, \text{ridge}} / E_S]^{0.5} - 1) \quad (1)$$

- with σ_{boundary} : boundary tensile stress at the ridge due to dead weight in N/mm²
 d : shell thickness in m
 $E_{b, \text{ridge}}$: modulus of elasticity of the ridge concrete in MN/m²
 E_S : coefficient of compressibility of the bedding course in MN/m²

Byfors [17] gives the following equation for the dependence of the modulus of elasticity of the young concrete on its compressive strength:

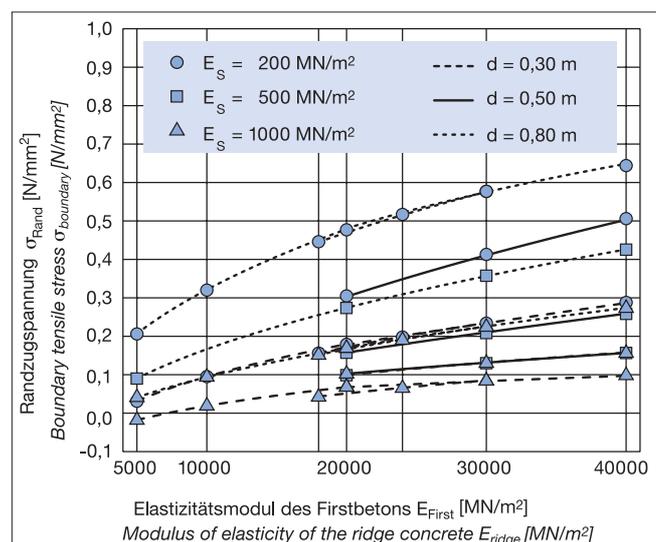


Bild 6: Randzugspannung infolge Eigengewicht in Abhängigkeit vom Elastizitätsmodul des Firstbetons für verschiedene Schalendicken und Steifemodule der Bettung (zweigleisiger DB-Tunnel)
 Fig. 6: Boundary tensile stress due to dead weight as a function of the elastic modulus of the crown concrete for different shell thicknesses d and different coefficients of compressibility E_S of the bedding course (double track railway tunnel)

Randzugspannungen lassen sich sehr gut mit der folgenden Gleichung annähern:

$$\sigma_{\text{Rand}} = 0,060 \cdot ((d^{1,5} \cdot E_{b, \text{First}} / E_S)^{0,5} - 1) \quad \text{Gl (1)}$$

mit σ_{Rand} : Randzugspannung im Firstbereich infolge Eigengewicht in N/mm²
d: Schalendicke in m
 $E_{b, \text{First}}$: Elastizitätsmodul des Firstbetons in MN/m²
 E_S : Steifemodul der Bettung in MN/m²

Für die Abhängigkeit des Elastizitätsmoduls des jungen Betons von seiner Druckfestigkeit wird von Byfors [17] folgende Gleichung angegeben.

$$E_b = 9930 \cdot \beta_C^{2,675} / (1 + 1,370 \cdot \beta_C^{2,204}) \quad \text{Gl (2)}$$

mit E_b : Elastizitätsmodul des Betons in MN/m²
 β_C : Zylinderdruckfestigkeit in N/mm²

Damit ist es möglich, die berechneten Randzugspannungen in Abhängigkeit von der erreichten Zylinderdruckfestigkeit aufzutragen (Bild 7). In das Bild eingezeichnet ist zusätzlich die zulässige Randzugspannung, wie sie sich aus folgenden Überlegungen ergibt. Bei Annahme einer Dauerstandfestigkeit von 80 %, einem Fraktilwert von 70 % und einem globalen Sicherheitsbeiwert von 1,5 im Bauzustand ergibt sich für die zulässige Randspannung in Abhängigkeit von dem Mittelwert der Kurzzeitbiegezugfestigkeit

$$\sigma_{\text{zul}} = 0,373 \cdot \beta_{\text{BZ}(d)} \quad \text{Gl (3)}$$

mit σ_{zul} : Zulässige Randzugspannung in N/mm²
0,373: 0,80 · 0,70 / 1,5
 $\beta_{\text{BZ}(d)}$: Dickenabhängige Biegezugfestigkeit in N/mm²

Für die Dickenabhängigkeit der Biegezugfestigkeit gibt der CEB/FIP Model Code 1990 [18] folgende Beziehung an:

$$\beta_{\text{BZ}(d)} = (1 + 7,5 \cdot d^{0,7}) / (7,5 \cdot d^{0,7}) \cdot \beta_Z \quad \text{Gl (4)}$$

mit $\beta_{\text{BZ}(d)}$: Dickenabhängige Biegezugfestigkeit in N/mm²
d: Schalendicke in m
 β_Z : Zentrische Zugfestigkeit in N/mm²

Im Bereich niedriger Druckfestigkeiten beträgt die zentrische Zugfestigkeit ungefähr 10 % der Zylinderdruckfestigkeit [19]:

$$\beta_Z = 0,10 \cdot \beta_C; \beta_C \leq 15 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Gl (5)}$$

mit β_Z : Zentrische Zugfestigkeit in N/mm²
 β_C : Zylinderdruckfestigkeit in N/mm²

Aus den Gleichungen (3), (4) und (5) ergibt sich für die zulässige Randzugspannung in Abhängigkeit von der Zylinderdruckfestigkeit die Gleichung (6):

$$\sigma_{\text{zul}} = 0,0373 \cdot (1 + 7,5 \cdot d^{0,7}) / (7,5 \cdot d^{0,7}) \cdot \beta_C \quad \text{Gl (6)}$$

mit σ_{zul} : Zulässige Randzugspannung in N/mm²
d: Schalendicke in m
 β_C : Zylinderdruckfestigkeit in N/mm²

Der Schnittpunkt von zulässiger Randzugspannung mit auftretender Randzugspannung ergibt die mindestens erforderliche Zylinderdruckfestigkeit, ab der der Innenschalenbeton die Beanspruchung infolge Eigengewicht im Firstbereich mit ausreichender Sicherheit tragen kann. Daraus läßt sich in Abhängigkeit von dem Steifemodul der Bettung für verschiedene Schalendicken die beim Ausschalen mindestens erforderliche Zylinderdruckfestigkeit auftragen (Bild 8, links). Die Möglichkeit der Lastumlagerung durch Relaxation, die in der elastischen Rechnung nicht berücksichtigt

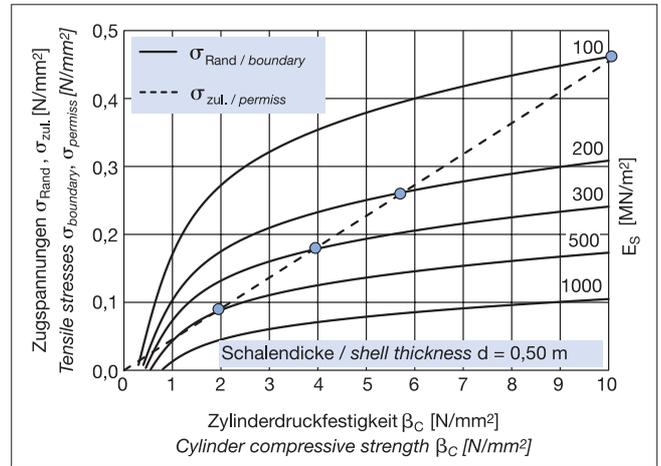


Bild 7: Randzugspannung und zulässige Randspannung in Abhängigkeit von der Zylinderdruckfestigkeit für eine Schalendicke von 0,50 m und verschiedene Steifemodule E_s (Bettung) (2gleisiger DB-Tunnel)

Fig. 7: Boundary tensile stress and permissible boundary stress as a function of the cylinder compressive strength for a shell thickness of 0.50 m and different coefficients of compressibility E_s (bedding course) (double track railway tunnel)

$$E_b = 9930 \cdot \beta_C^{2,675} / (1 + 1,370 \cdot \beta_C^{2,204}) \quad (2)$$

with E_b : modulus of elasticity of the concrete in MN/m²
 β_C : cylinder compressive strength in N/mm²

This makes it possible to plot the calculated boundary tensile stress as a function of the cylinder compressive strength achieved (Fig. 7). Also shown in the diagram is the permissible boundary tensile stress obtained in the following way. Assuming a fatigue strength of 80 %, a 5 % fractile value of 70 % of the average value and a global safety coefficient of 1.5 in the construction phase this gives the following expression for the permissible boundary tensile stress as a function of the average value of the short-term flexural tensile strength:

$$\sigma_{\text{permissible}} = 0,373 \cdot \beta_{\text{BZ}(d)} \quad (3)$$

with $\sigma_{\text{permissible}}$: permissible boundary stress in N/mm²
0,373: 0,80 · 0,70 / 1,5
 $\beta_{\text{BZ}(d)}$: thickness-dependent flexural tensile strength in N/mm²

The following relationship is given in the CEB/FIP Model Code 1990 [18] for the dependence of the flexural tensile strength on the thickness:

$$\beta_{\text{BZ}(d)} = (1 + 7,5 \cdot d^{0,7}) / (7,5 \cdot d^{0,7}) \cdot \beta_Z \quad (4)$$

with $\beta_{\text{BZ}(d)}$: thickness-dependent flexural tensile strength in N/mm²
d: shell thickness in m
 β_Z : centric tensile strength in N/mm²

In the range of low compressive strengths the centric tensile strength is approximately 10% of the cylinder compressive strength [19]:

$$\beta_Z = 0,10 \cdot \beta_C; \beta_C \leq 15 \text{ N/mm}^2 \quad (5)$$

with β_Z : centric tensile strength in N/mm²
 β_C : cylinder compressive strength in N/mm²

Equation (6) for the permissible boundary tensile stress as a function of the cylinder compressive strength is obtained from Equations (3), (4) and (5):

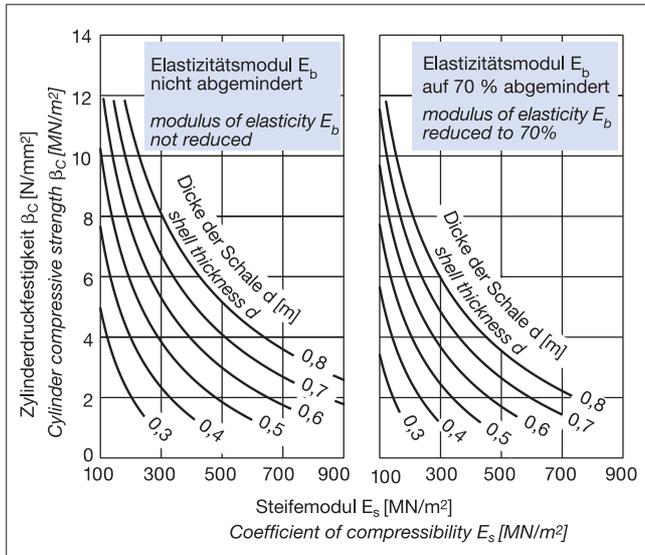


Bild 8: Erforderliche Zylinderdruckfestigkeit in Abhängigkeit vom Steifemodul für verschiedene Schalendicken bei vollem Ansatz des rechnerischen Elastizitätsmoduls und bei abgemindertem Elastizitätsmodul (zweigleisiger DB-Tunnel)

Fig. 8: Required cylinder compressive strength as a function of the coefficient of compressibility for different shell thicknesses using non-reduced and reduced values for the elastic modulus (double track railway tunnel)

wurde, kann ggf. durch Abminderung des Elastizitätsmoduls auf z.B. 70 % erfaßt werden. Damit ergibt sich die Darstellung im Bild 8, rechts. Die erforderliche Ausschalfestigkeit hängt also im wesentlichen ab von der tatsächlichen Schalendicke, die im Regelfall größer ist als die Nennstärke, und von der Bettung.

Zu beachten ist, daß hierbei die zum gleichen Zeitpunkt überlagerten Eigenspannungszustände infolge ungleichmäßiger Temperaturverteilung nicht berücksichtigt sind. Ebenso sind Lasten nicht berücksichtigt, die sich durch Haftkräfte der Schalung am Betongewölbe ergeben können.

Bei der Festlegung des erforderlichen Niveaus der Ausschalfestigkeit sollte weiterhin bedacht werden, daß der junge Beton im Bereich geringer Druckfestigkeiten von 1 N/mm² bis 3 N/mm² das Minimum seiner Zugverformungsfähigkeit aufweist (Bild 9). In diesem Festigkeitsbereich sollte man also eine Zugbeanspruchung

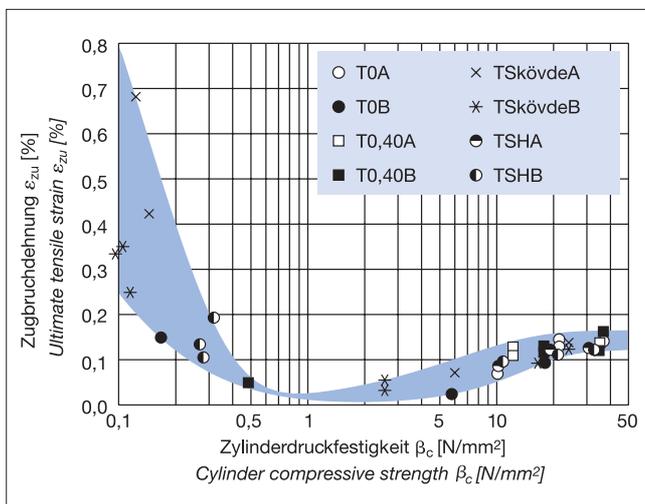


Bild 9: Zugbruchdehnung in Abhängigkeit von der Zylinderdruckfestigkeit in den Versuchen von Byfors [17] für Betone mit Wasserzementwerten zwischen 0,40 und 0,58

Fig. 9: Ultimate tensile strain as a function of the cylinder compressive strength in the investigations by Byfors [21] for concretes with water/cement ratios between 0,40 and 0,58

$$\sigma_{\text{permissible}} = 0.0373 \cdot (1 + 7.5 \cdot d^{0.7}) / (7.5 \cdot d^{0.7}) \cdot \beta_C \quad (6)$$

with $\sigma_{\text{permissible}}$: permissible boundary tensile stress in N/mm²
 d : shell thickness in m
 β_C : cylinder compressive strength in N/mm²

The point of intersection of the permissible boundary tensile stress with the actual boundary tensile stress gives the minimum requisite cylinder compressive strength above which the inner shell concrete can withstand the stress from the dead weight in the ridge region with adequate confidence. From this it is possible to plot the minimum cylinder compressive strength required when stripping the formwork as a function of the coefficient of compressibility of the bedding course for different shell thicknesses (Fig. 8, left). The possibility of load repositioning due to relaxation, which was not taken into account in the elastic calculation, can if necessary be covered by reducing the modulus of elasticity to, for example, 70 %. This results in the diagram on the right-hand side of Fig. 8. The required stripping strength therefore depends essentially on the actual shell thickness, which as a rule is larger than the nominal thickness, and on the bedding course.

It should be borne in mind that this does not take account of the internal stress states superimposed at the same time as a result of uneven temperature distribution. Nor are loads considered which can arise through adhesion forces between the formwork and the concrete arch.

When deciding the required level of stripping strength it should also be borne in mind that the young concrete has its lowest tensile plasticity in the range of low compressive strengths of 1 N/mm² to 3 N/mm² (Fig. 9). This means that tensile stressing of the concrete should be avoided in this strength range. From this it can be seen that it is advisable to reach a cylinder compressive strength of the ridge concrete of at least 4 N/mm² to avoid ridge cracks when stripping the formwork.

5 Factors affecting the compressive strength development

Almost all the properties of hardened concrete – with the exception of the thermal properties – are governed to a great extent by the void volume of the hardened cement paste [20]. A list of the factors affecting the void volume of the hardened cement paste can be found in [20, p. 213]. Important influencing variables are firstly the water/cement ratio and secondly the degree of hydration of the cement [21]. A higher water/cement ratio leads not only to a lower strength at 28 days but also to slower strength development [22, 23]. Under otherwise identical conditions the degree of hydration is determined by the nature and composition of the cement, the temperature response curve during hardening, and the age of the concrete. Various “strength development functions” have been worked out to take account of the effect of temperature on the initial strength development, see e.g. [24].

The behaviour with time of the temperature rise and compressive strength development of a rapid hardening concrete and a slow hardening concrete are compared in Fig. 10. The use of the slow hardening concrete with a CEM III/A 32,5 blastfurnace cement leads to an appreciable reduction in the temperature rise in the component. The temperature rise could be reduced even further by choosing an even slower hardening cement, e.g. a low-heat cement, and lowering the cement content. This would be associated with a significant reduction in the probability of cracks caused by temperature restraint.

The associated strength developments are plotted in the right-hand part of the diagram. It is clear that in spite of the favourable low water/cement ratio and the relatively high fresh concrete temperature the slow hardening concrete does not nearly fulfil the requirements for a 24-hour cycle with a requisite compressive strength of a few N/mm² after about 12 hours. The use of such cements in tunnel inner shells is, however, advantageous with longer cycle times, e.g. a 48-hour cycle. Blastfurnace cements, for example, have proved very successful under these conditions in the construction of underground railway and road tunnels in North Rhine-Westphalia.

des Betons vermeiden. Man erkennt hieraus, daß es zur Vermeidung von Fistrissen zweckmäßig ist, eine Zylinderdruckfestigkeit des Firstbetons beim Ausschalen von mindestens 4 N/mm² zu erreichen.

5 Einflüsse auf die Druckfestigkeitsentwicklung

Fast alle Festbetoneigenschaften – mit Ausnahme der thermischen Eigenschaften – werden maßgebend vom Zementsteinporenraum bestimmt [20]. Eine Zusammenstellung der Einflüsse auf den Zementsteinporenraum findet sich in [20, S. 213]. Wesentliche Einflußgrößen sind erstens der Wasserzementwert und zweitens der Hydratationsgrad des Zements [21]. Ein höherer Wasserzementwert führt nicht nur zu einer geringeren Festigkeit im Alter von 28 Tagen, sondern auch zu einer langsameren Festigkeitsentwicklung [22, 23]. Der Hydratationsgrad wird unter sonst gleichen Bedingungen durch die Art und Zusammensetzung des Zements, den Temperaturgang während der Erhärtung und das Betonalter bestimmt. Für die Berücksichtigung des Temperatureinflusses auf die anfängliche Festigkeitsentwicklung wurden verschiedene „Reifefunktionen“ entwickelt, siehe z.B. [24].

Im Bild 10 werden die zeitlichen Verläufe der Erwärmung und der Druckfestigkeitsentwicklung eines schnell und eines langsam erhärtenden Betons verglichen. Der Einsatz des langsam erhärtenden Betons mit einem Hochofenzement CEM III/A 32,5 führt zu einer nennenswerten Verminderung der Bauteilerwärmung. Durch Wahl eines noch langsamer erhärtenden Zements, z.B. eines NW-Zementes, und eine Absenkung des Zementgehalts könnte die Erwärmung noch weiter reduziert werden. Damit wäre eine deutliche Verminderung der Wahrscheinlichkeit von Rissen infolge Temperaturzwang verbunden.

Im rechten Teil des Bildes sind die zugehörigen Festigkeitsentwicklungen aufgetragen. Es ist offensichtlich, daß der langsam erhärtende Beton die Anforderungen eines 24-Stunden-Takts mit einer erforderlichen Druckfestigkeit von einigen N/mm² nach rd. 12 Stunden trotz des günstigen niedrigen Wasserzementwerts und der relativ hohen Frischbetontemperatur nicht annähernd erfüllen kann. Der Einsatz solcher Zemente in Tunnelinnenschalen ist hingegen bei längeren Taktzeiten, z.B. 48-Stunden-Takt, vorteilhaft. Unter diesen Bedingungen haben sich z.B. Hochofenzemente in Nordrhein-Westfalen im U-Bahn- und Straßentunnelbau sehr bewährt.

Höhere Frischbetontemperaturen als 20 °C beschleunigen die Festigkeitsentwicklung erheblich (Bild 11). In den Beispielen wird die Festigkeit im Alter von 12 Stunden bei einer Frischbetontemperatur von 25 °C im Vergleich zu einer Frischbetontemperatur von 20 °C fast verdoppelt bzw. eine Festigkeit von z.B. 4 N/mm² 2 bis 3 Stunden früher erreicht. Bei einer niedrigen Frischbetontemperatur von z.B. 15 °C oder gar nur 10 °C wird die Festigkeitsentwicklung deutlich verzögert, und zwar um ca. 3 Stunden je 5 Grad. Der Beton im Bild 11 (links) mit einem durchschnittlich schnell erhärtenden Portlandzement der Festigkeitsklasse 32,5 R und einem relativ niedrigen Wasserzementwert von 0,50 braucht mindestens eine Frischbetontemperatur von etwa 15 °C, um die durch einen 24-Stunden-Takt bedingten Festigkeitsanforderungen nach rd. 14 Stunden erfüllen zu können. Bei noch niedrigeren Frischbetontemperaturen müßte entweder der Wasserzementwert nennenswert gesenkt werden oder ein deutlich schneller erhärtender Zement eingesetzt werden. Dabei kann im Winter durchaus auch ein Zement einer höheren Festigkeitsklasse in Betracht kommen.

Der Beton im Bild 11 (rechts) mit demselben Portlandzement, aber einem Zementaustausch durch Flugasche von 60 kg/m³ wäre nur bei sehr hohen Frischbetontemperaturen von 25 °C und mehr für den 24-Stunden-Takt geeignet. In dieser Betonzusammensetzung müßte also im Regelfall ein deutlich schneller erhärtender Zement eingesetzt werden.

Die Bandbreite der jahreszeitlichen Schwankung der Frischbetontemperatur sollte soweit wie technisch und wirtschaftlich möglich eingegrenzt werden. Dazu gehört im Sommer eine Begrenzung nach oben auf z.B. 25 °C. Im Winter sollte auch eine Begrenzung nach unten erfolgen. Eine große Spannweite der Frischbetontemperatur ist hinsichtlich einer optimalen Abstimmung der Festigkeitsentwicklung und der Vermeidung von Rissen ungünstig.

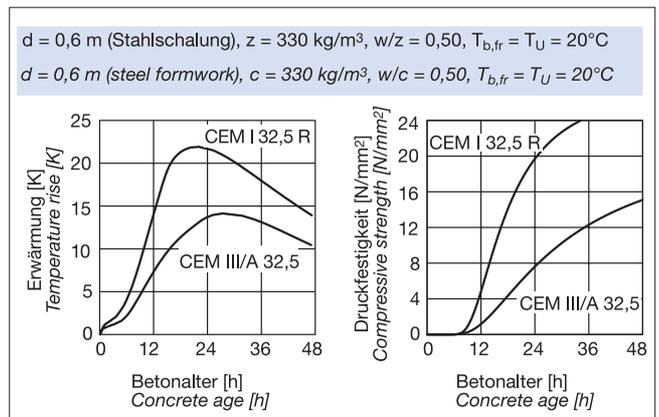


Bild 10: Vergleich der Erwärmung und der Druckfestigkeitsentwicklung von zwei Betonen mit einem Portlandzement (CEM I 32,5 R) und einem Hochofenzement (CEM III/A 32,5)

Fig. 10: Comparison of the temperature rise and compressive strength development for two concretes with a Portland cement (CEM I 32,5 R) and a blastfurnace slag cement (CEM III/A 32,5)

Fresh concrete temperatures higher than 20 °C greatly accelerate the strength development (Fig. 11). In the examples the strength at 12 hours for a fresh concrete temperature of 25 °C is almost double that for a fresh concrete temperature of 20 °C (or a strength of, for example, 4 N/mm² is reached two to three hours earlier). With a low fresh concrete temperature of, for example, 15 °C or even only 10 °C, the strength development is significantly retarded, in fact by about three hours per five degrees. The concrete in Fig. 11 (left) with an average rapid hardening Portland cement of the 32,5 R strength class and a relatively low water/cement ratio of 0.50 requires a fresh concrete temperature of at least about 15 °C in order to fulfil the strength requirements for a 24-hour cycle after about 14 hours. With even lower fresh concrete temperatures either the water/cement ratio would have to be lowered appreciably or a cement which hardens significantly more rapidly would have to be used. During winter it is also definitely possible to consider a cement of a higher strength class.

The concrete in Fig. 11 (right) with the same Portland cement, but with 60 kg/m³ of the cement replaced by fly ash, would only be suitable for the 24-hour cycle with very high fresh concrete temperatures of 25 °C or more. As a rule a significantly faster hardening cement would therefore have to be used in this concrete composition.

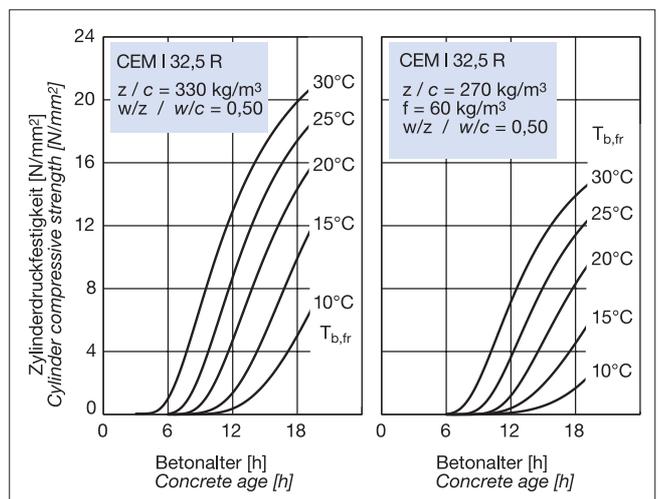


Bild 11: Zeitliche Entwicklung der Zylinderdruckfestigkeit in Abhängigkeit von der Frischbetontemperatur für zwei verschiedene Betone in einem Bauteil mit 0,60 m Dicke in Stahlschalung

Fig. 11: Development of the cylinder compressive strength as a function of fresh concrete temperature T_{b,fr} for two different concretes in a component with a thickness of 0,60 m in steel formwork

Für die Bewertung des Einflusses der jahreszeitlichen Schwankung der Frischbetontemperatur auf die Festigkeitsentwicklung ist noch zu beachten, daß in ähnlicher Weise jahreszeitlich bedingt die Lufttemperatur im Tunnel schwankt, bei längeren Tunneln in etwa zwischen 8 °C und 18 °C. Der Einfluß der Jahreszeit auf die Festigkeitsentwicklung wird dadurch noch verstärkt. In welchem Maße dies der Fall ist, hängt von individuellen Faktoren, beispielsweise Dicke der Tunnelschale, Belüftung des Schalwagens während des Erhärtens etc. ab.

Hinsichtlich einer sinnvollen Zementauswahl für den 24-Stunden-Takt sei darauf hingewiesen, daß die für die Zemente 32,5 R geltenden Zusammenhänge für die anfängliche Festigkeitsentwicklung in ähnlicher Weise auch für Zemente 42,5 zutreffen. Dies haben sowohl orientierende Laborversuche als auch insbesondere die praktischen Erfahrungen im Tunnelbau mit Hochofenzementen der Festigkeitsklasse 42,5 gezeigt.

Aus den bisherigen Darstellungen wird ersichtlich, daß die Betonzusammensetzung und die Wahl des Zements an den Bautakt und an die Jahreszeit angepaßt werden müssen. Dabei handelt es sich um eine Optimierungsaufgabe, da in der Praxis die Ausschlagfestigkeit unter Ausführungsbedingungen einen Mindestwert erreichen muß, zusätzlich jedoch nach oben begrenzt ist, um eine unnötig große Temperaturerhöhung zu vermeiden. Die Begrenzung nach unten dient der Vermeidung von Rissen im First; die Begrenzung nach oben dient der Vermeidung von Rissen im Ulmenbereich, siehe Bild 3.

6 Bestimmung der Wärmefreisetzung und Druckfestigkeitsentwicklung

Für die Messung des zeitlichen Verlaufs der Wärmefreisetzung eines Betons eignen sich insbesondere teiladiabatische Meßsysteme, wie sie z.B. ein handelsübliches Thermosgefäß darstellt [25] (vgl. Bild 12).

Die Temperatur der direkt nach dem Mischen eingebrachten Betonprobe wird mittig mit einem PT 100 gemessen. Die freigesetzte Hydrationswärme teilt sich in drei Anteile auf, nämlich den Anteil, der zur Temperaturerhöhung der Betonprobe führt, den Anteil, der entsprechend den Dämmeigenschaften des Gefäßes in die Umgebung abfließt, und den Anteil, der zum Aufwärmen des Kalorimeters (Gefäß + Dose) erforderlich ist (scheinbare Wärme-

The range of seasonal fluctuations in fresh concrete temperature should be restricted as far as is technically and economically feasible. In summer, for example, the top limit should be 25 °C, and there should also be a lower limit in winter. A large fresh concrete temperature range is unfavourable with respect to optimum adjustment of the strength development and avoidance of cracks.

When evaluating the influence of the seasonal fluctuation of the fresh concrete temperature on the strength development it should also be borne in mind that the air temperature in the tunnel fluctuates in a similar way during the year, between about 8 °C and 18 °C in fairly long tunnels. This reinforces the effect of the time of the year on the strength development. The extent to which this occurs depends on individual factors such as the thickness of the tunnel shell, ventilation of the formwork transport wagon during hardening, etc.

With respect to an appropriate choice of cement for a 24-hour cycle it should be pointed out that the relationships for the initial strength development which apply to 32,5 R cements also affect 42,5 cements in a similar way. This has been found both in preliminary investigative laboratory trials and also, in particular, in practical experience in tunnel construction with blastfurnace cements of the 42,5 strength classes.

From the above comments it is clear that the concrete composition and the choice of cement must be adapted to suit the construction cycle and the season of the year. This is an optimization problem, as in practice the stripping strength under construction conditions must reach a minimum value, but also has an upper limit to avoid an unnecessarily high temperature rise. The lower limit serves to avoid cracks in the ridge, while the upper limit serves to avoid cracks in the side walls, see Fig. 3.

6 Measuring liberation of heat and compressive strength development

Semi-adiabatic measuring systems, such as a normal commercial thermos vessel [25] (cf. Fig. 12), are particularly suitable for measuring the behaviour with time of the liberation of heat from a concrete.

The temperature in the middle of the concrete sample introduced directly after mixing is measured with a PT 100 thermocouple. The heat of hydration liberated is divided into three fractions,

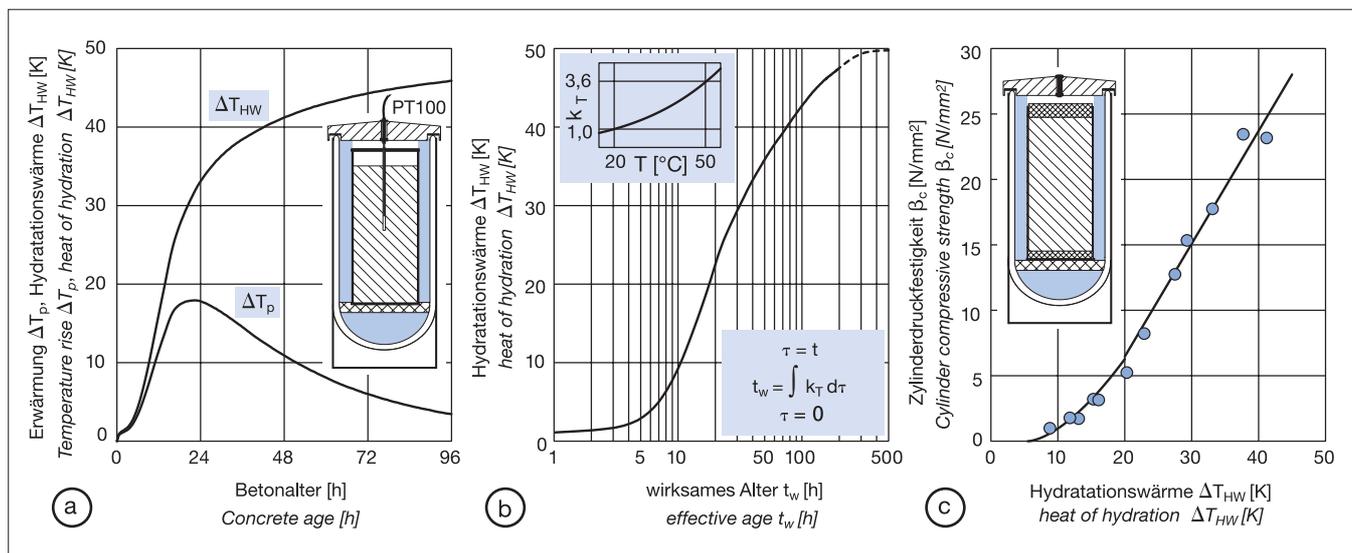


Bild 12: Ergebnisse der Messungen der Wärmefreisetzung und der Druckfestigkeitsentwicklung in einem Thermosflaschenversuch
a) Zeitliche Entwicklung der Erwärmung ΔT_p und der Hydrationswärmefreisetzung ΔT_{HW} (ausgedrückt als rechnerische Temperaturänderung des Betons) in einem Thermosflaschenversuch
b) Hydrationswärmefreisetzung in Abhängigkeit vom wirksamen Alter (bezogen auf 20 °C)
c) Zylinderdruckfestigkeit nach Lagerung im Thermosgefäß in Abhängigkeit von der jeweils freigesetzten Hydrationswärme

Fig. 12: Result of the measured heat release and compressive strength development in a thermos vessel trial
a) Development of temperature rise ΔT_p and release of heat of hydration ΔT_{HW} (expressed as theoretical temperature change of the concrete) in a thermos vessel trial
b) Release of heat of hydration as a function of effective age (referred to 20 °C)
c) Cylinder compressive strength after storage in a thermos vessel as a function of the heat of hydration released

kapazität des Kalorimeters). Führt man eine möglichst präzise Energiebilanzierung durch, so läßt sich aus der gemessenen Erwärmungskurve ΔT_p der Betonprobe die zugrunde liegende Hydrationswärmefreisetzung als Temperaturänderung des Betons berechnen [25, 26]. Diese „Hydrationswärme“ ist im Bild 12a als ΔT_{HW} bezeichnet.

Zu beachten ist, daß dieser Hydrationswärme-Zeit-Verlauf unmittelbar nur für den Temperaturgang der Messung gilt, da die Geschwindigkeit der Hydratation temperaturabhängig ist. Diese Abhängigkeit kann z.B. durch die Arrheniusfunktion bei Ansatz eines zutreffenden Wertes für die Aktivierungsenergie oder andere ähnliche Funktionen berücksichtigt werden [24]. Damit läßt sich der bei einem beliebigen Temperaturgang bestimmte Hydrationswärme-Zeit-Verlauf durch Bezug auf ein wirksames Alter normieren (Bild 12b). 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.

In dem gleichen Gefäß, das für die Wärmemessung eingesetzt wird, lassen sich auch zylindrische Prüfkörper für die Festigkeitsbestimmung lagern (Bild 12c). Dazu wird lediglich der PT 100-Temperaturfühler entfernt und die Öffnung im Deckel durch einen Kunststoffstift geschlossen. Ebene Druckflächen des Prüfkörpers werden durch eingelegte Kunststoffscheiben aus PVC-hart oben und unten erzielt. Man erhält dann einen zylinderförmigen Prüfkörper mit einem Durchmesser von rd. 100 mm und einer Höhe von rd. 200 mm. Um den Ausschalvorgang zu erleichtern, wird die Dose längs geschlitzt. Der Schlitz wird mit Gewebband verschlossen und die Dose auf halber Höhe durch einen Gewebbandring verstärkt, um ein Ausbauchen zu vermeiden. Nach dem Einbringen und Verdichten des Betons wird die obere Kunststoffscheibe eingedreht und die Dose oben ebenfalls mit Gewebband abgedichtet. Um Feuchtigkeitsverluste zu vermeiden, wird der so vorbereitete Probekörper mit einer Plastiktüte umgeben. Die Wiederholbarkeit dieser Festigkeitsbestimmung hat sich als gut erwiesen. Durch die Wahl unterschiedlicher Temperaturgänge bei Variation der Frischbeton- und Umgebungstemperatur bzw. durch unterschiedliche Prüfmuster lassen sich Festigkeiten in einem weiten Bereich bestimmen und unmittelbar mit der Wärmefreisetzung aus dem zugehörigen Kalorimeterversuch vergleichen (Bild 12c).

Mit der Darstellung Druckfestigkeit über freigesetzter Hydrationswärme erhält man eine weitere Kennlinie des jeweiligen Betons. 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.

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 Portlandzemente und Hochofenzemente (Bilder 13 und 14).

Zum Erreichen einer bestimmten Druckfestigkeit ist bei Einsatz einer bestimmten Sieblinie und Wahl eines bestimmten Leimgehalts die erforderliche Wärmefreisetzung im Bereich von Wasserzementwerten zwischen 0,50 und 0,60 nahezu unabhängig vom eingesetzten Zement.

Weiterhin ist darauf hinzuweisen, daß schon relativ geringe Festigkeiten eine ganz erhebliche Wärmefreisetzung bedingen, wie z.B. rd. 20 Kelvin für eine Druckfestigkeit von lediglich 5 N/mm² bis 7 N/mm². Wie bereits dargestellt, erreichen die Betone diese Wärmefreisetzung in Abhängigkeit z.B. vom Zement, vom Wasserzementwert und von der Frischbetontemperatur in sehr unterschiedlichem Alter. 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 Aufgabenstellung liegt mehr oder weniger ausgeprägt bei vielen Ortbetonbauten bzw. Fertigteilproduktionen vor, mit jeweils unterschiedlichen Randbedingungen für die Temperatur-

namely the fraction which leads to the temperature rise of the concrete sample, the fraction which is dissipated into the surroundings and depends on the insulating properties of the vessel, and the fraction which is needed to heat the calorimeter (vessel + casing) (apparent thermal capacity of the calorimeter). If an energy balance is carried out as precisely as possible then the underlying liberation of heat of hydration can be calculated in the form of a temperature change in the concrete from the measured temperature rise curve ΔT_p of the concrete sample [25, 26]. This "heat of hydration" is shown in Fig. 12a as ΔT_{HW} .

It should be borne in mind that this curve of heat of hydration against time is only directly applicable to the temperature response curve of the measurement, as the rate of hydration is dependent on temperature. This dependence can be taken into account by, for example, the Arrhenius function with insertion of an appropriate value for the activation energy or other similar functions [24]. This allows the hydration heat-time curve determined for any particular temperature response curve to be normalized on an effective age (Fig. 12b). The resulting time curve is then independent of the temperature conditions which prevail during the measurement and therefore represents a unique characteristic for the particular concrete.

Cylindrical test pieces for the strength measurement can also be stored in the same vessel which is used for the thermal measurement (Fig. 12c) just by removing the PT 100 temperature sensor and closing the opening in the lid with a plastic rod. Flat compression surfaces for the test pieces are produced by hard PVC plastic discs inserted at the top and bottom. This produces a cylindrical test piece with a diameter of about 100 mm and a height of about 200 mm. The casing has a lengthways slot to assist the de-moulding process. The slot is closed with fabric tape and the casing is strengthened halfway up by a ring of fabric tape to avoid bulging. After the concrete has been placed and compacted the upper plastic disc is screwed into place and the casing is also sealed at the top with woven tape. In order to avoid moisture losses the test piece prepared in this way is wrapped in a plastic bag. This strength determination has proved to have good repeatability. By choosing different temperature response curves when varying the temperature of the fresh concrete and the ambient temperature or by using different test ages it is possible to measure strengths over a wide range and compare them directly with the liberation of heat from the associated calorimeter test (Fig. 12c).

A further characteristic curve is obtained for the particular concrete by plotting compressive strength against liberation of heat of hydration. Ultimately this is a relationship between strength and degree of hydration tested under realistic conditions. This plot of compressive strength against liberation of heat of hydration represents an objective criterion for comparing different concretes with respect to optimization of heat liberation and strength development.

Numerous trials were carried out in the Research Institute of the Cement Industry to investigate the extent to which optimization is possible between these two variables. Portland cements and blast-furnace cements were used in these investigations (Figs. 13 and 14).

In the range of water/cement ratios between 0.50 and 0.60 the liberation of heat required to achieve a certain compressive strength when using a given grading curve and choosing a given paste content is virtually independent of the cement used.

It should also be pointed out that even relatively low strengths require very considerable liberation of heat, e.g. about 20 K for a compressive strength of only 5 N/mm² to 7 N/mm². As already indicated, the concretes reach this liberation of heat at very different ages depending, for example, on the cement, the water/cement ratio and the fresh concrete temperature. The options for optimization therefore lie in designing concretes which suit the prevailing conditions, such as season of the year, component thickness, specified time in formwork, and which achieve the required strength development but do not substantially exceed it so that, where necessary, the liberation of heat is limited.

This situation occurs to a greater or lesser extent with many in-situ concrete structures and precast concrete element production systems, each with different constraints for temperature develop-

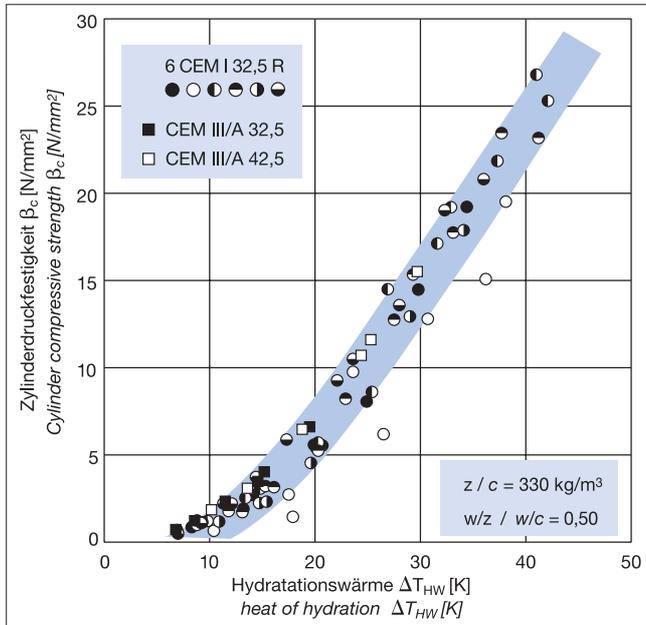


Bild 13: Zylinderdruckfestigkeit nach Lagerung im Thermosgefäß in Abhängigkeit von der jeweils freigesetzten Hydratationswärme für verschiedene Zemente in Betonen mit einem Zementgehalt von 330 kg/m³ und einem Wasserzementwert von 0,50 (Zuschlag: Rheinkiesand, Sieblinie AB 16 gem. DIN 1045)

Fig. 13: Cylinder compressive strength after storage in a thermos vessel as a function of heat of hydration released for different cements in concretes with a cement content of 330 kg/m³ and a water/cement ratio of 0,50 (aggregate: Rhine gravel and sand, grading curve AB 16 acc. to DIN 1045)

entwicklung und unterschiedlichen Anforderungen an die Druckfestigkeitsentwicklung. Diese Optimierungsaufgabe läßt sich durch entsprechende Eignungsprüfungen ggf. in Kombination mit Modellrechnungen lösen [26]. Die beiden dafür maßgeblichen Werkstoffkennwerte, nämlich Wärmefreisetzung und zugehörige Druckfestigkeitsentwicklung lassen sich durch die vorgestellten Prüfverfahren vergleichsweise einfach bestimmen (Bild 12).

Hinweise für die Lösung dieser Aufgabe bei Tunnelinnenschalen in Ortbeton sind in [27] zusammengestellt. Bei Einsatz der für Tunnelinnenschalen üblichen Betonzusammensetzungen kann dabei auf eine Wärmemessung im Regelfall verzichtet werden.

7 Zusammenfassung

Die Temperaturerhöhung infolge Freisetzens der Hydratationswärme ist neben Schwindverformungen und Lastbeanspruchungen eine der möglichen Ursachen für Risse in Tunnelinnenschalen. Neben dadurch bedingten Eigenspannungszuständen können zusätzliche zentrische Zwangspannungen zur Rißbildung führen, wenn die Bauteilverformungen behindert werden.

Die Rißbildung in Tunnelinnenschalen hängt in erster Linie von konstruktiven Maßnahmen zur Verringerung der Verformungsbehinderung ab. Die Abtrennung der Ortbetoninnenschale von der Spritzbetonaußenschale ist bei großen Tunneln die wirkungsvollste Maßnahme.

In jedem Fall verbleibt jedoch bei den großen abschnittsweise hergestellten Tunneln eine Verformungsbehinderung im Ulmenbereich durch die vorlaufend betonierte Sohle. Maßnahmen zur Vermeidung dieser Rißbildung zielen auf eine Verringerung der lastunabhängigen Formänderungen durch Wahl eines möglichst niedrigen Zementleimgehalts und einer möglichst langsamen Wärmefreisetzung des Betons.

Eine wirtschaftliche Ortbetonbauweise erfordert jedoch eine ausreichend schnelle Festigkeitsentwicklung unter den am Bauteil herrschenden Bedingungen, damit die erforderliche Ausschaltfestigkeit im First erreicht und hier die Bildung von achsparallelen Rissen vermieden wird. Nach den vorliegenden Berechnungen und

ment and different requirements for the compressive strength development. This optimization problem can be solved by appropriate suitability tests, if necessary in combination with model calculations [26]. The two material characteristic values which are essential for this, namely liberation of heat and associated compressive strength development, can be determined relatively easily by the test methods described (Fig. 12).

Instructions for solving this problem for tunnel inner shells made of in-situ concrete are summarized in [27]. When using the concrete compositions normal for tunnel inner shells it is usually possible to dispense with a heat measurement.

7 Summary

The temperature rise caused by liberation of heat of hydration is, alongside shrinkage movement and load stresses, one of the possible causes of cracks in tunnel inner shells. In addition to the internal stress states which this causes the additional centric restraint stresses can lead to cracking if the movements of the component are restrained.

Cracking in tunnel inner shells depends primarily on the structural measures used to reduce the restraint of movement. In large tunnels the most effective measure is to separate the in-situ concrete inner shell from the sprayed concrete outer shell.

In the large tunnels produced in sections there is, however, always a restraint of movement in the side wall region because the invert has been concreted in advance. Measures to avoid this form of cracking are aimed at reducing the load-independent changes in shape by choosing the lowest possible cement paste content and a concrete which liberates heat as slowly as possible.

However, cost-effective in-situ concrete construction requires a sufficiently rapid strength development under the conditions prevailing in the component to achieve the necessary stripping strength in the ridge and avoid the formation of cracks parallel to

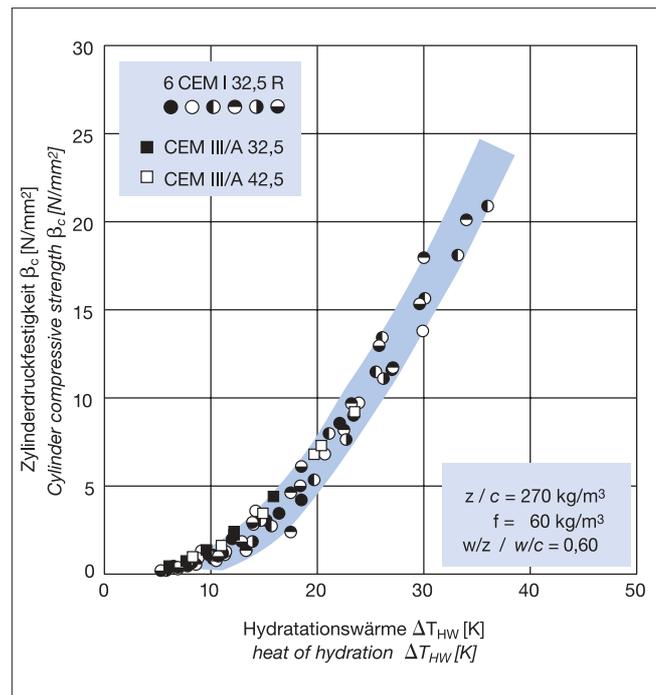


Bild 14: Zylinderdruckfestigkeit nach Lagerung im Thermosgefäß in Abhängigkeit von der jeweils freigesetzten Hydratationswärme für verschiedene Zemente in Betonen mit einem Zementgehalt von 270 kg/m³, einem Flugaschegehalt von 60 kg/m³ und einem Wasserzementwert von 0,60 (Zuschlag: Rheinkiesand, Sieblinie AB 16 gem. DIN 1045)

Fig. 14: Cylinder compressive strength after storage in a thermos vessel as a function of the heat of hydration released for different cements in concretes with a cement content of 270 kg/m³, a fly ash content of 60 kg/m³ and a water/cement ratio of 0,60 (aggregate: Rhine gravel and sand, grading curve AB16 acc. to DIN 1045)

Erfahrungen sollte die Zylinderdruckfestigkeit im First zum Ausschalzeitpunkt nicht unter 3 N/mm² betragen.

Inbesondere abhängig von jahreszeitlichen Schwankungen der Frischbeton- und Umgebungstemperatur sind Zement und Betonzusammensetzung so zu wählen, daß einerseits eine ausreichende Frühfestigkeit sichergestellt wird, andererseits die Wärmefreisetzung und damit die Bauteilerwärmung auf das unumgängliche Maß begrenzt wird.

Zur Lösung dieser Optimierungsaufgabe werden einfache Prüfverfahren zur Beurteilung der Hydratationswärmefreisetzung des Zements im Beton und zur davon abhängigen Festigkeitsentwicklung erläutert. Neben dem unmittelbaren Vergleich verschiedener Betone können auf der Basis der mit ihnen bestimmten Werkstoffgesetze ggf. beliebige Bauteile hinsichtlich Temperatur- und Festigkeitsentwicklung berechnet werden, um verschiedene Parameterkonstellationen zu untersuchen.

Bei Erstellung der Innenschalen im 24-Stunden-Takt ist die Verwendung ausreichend frühhochfester Zemente bzw. Betone unumgänglich. Unter Winterbedingungen eignen sich von den Zementen der Festigkeitsklasse 32,5 diejenigen, die im oberen Bereich der Frühfestigkeitsentwicklung liegen. Im Sommer kann die im Tunnelbau erforderliche Festigkeitsentwicklung sowohl mit normal als auch mit relativ langsam erhärtenden Zementen 32,5 R oder 42,5 erreicht werden, wenn die Betonzusammensetzung hierauf abgestimmt wird. Bei längeren Taktzeiten sind auch langsam erhärtende Zemente der Festigkeitsklasse 32,5 vorteilhaft einsetzbar.

In Erhärtungsprüfungen unter bauteilähnlichen Bedingungen sollten verschiedene Betonzusammensetzungen vorab untersucht werden, damit die verlangte Ausschalfestigkeit am Bauwerk bei der gegebenen Bauteildicke und unter den verschiedenen Temperaturverhältnissen erreicht werden kann. Sie soll jedoch zur Verminderung der Ulmenradialrißbildung nur begrenzt, z.B. um nicht mehr als 5 N/mm², überschritten werden.

Von den bereitgestellten Betonzusammensetzungen wird entsprechend den Ausschalfestigkeiten, die in Abhängigkeit von den Temperaturverhältnissen und den Bauteilabmessungen am Bauwerk erreicht werden müssen, die jeweils günstigste Betonzusammensetzung ausgewählt.

the axis. Present calculations and experience indicate that the cylinder compressive strength in the ridge when the formwork is stripped should not be less than 3 N/mm².

Cements and concrete compositions should be chosen to suit the particular seasonal fluctuations in fresh concrete and ambient temperatures, 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 held to the unavoidable minimum.

To solve this optimization problem there is a description of simple test methods for assessing the liberation of heat of hydration from the cement in the concrete and the associated strength development. In addition to the direct comparison of different concretes the physical laws determined with them can also be used to carry out the calculation for any components with respect to temperature behaviour and strength development in order to investigate different parameter combinations.

The use of cements and concretes with adequate high early strength is unavoidable when producing inner shells on a 24-hour cycle. Those cements of the 32,5 strength class which lie in the upper range of early strength development are suitable under winter conditions. In summer the strength development required for tunnel construction can be achieved both with normal and also relatively slow hardening 32,5 R or 42,5 cements, using appropriately adjusted concrete compositions. Slow hardening cements of the 32,5 strength class can also be used advantageously for longer cycle times.

Various concrete compositions should be investigated in advance in hardening tests under conditions similar to those in the components so that the required stripping strength in the structure can be reached with the given component thickness and under the different temperature conditions. However it should be exceeded by only a limited amount, e.g. not more than 5 N/mm², in order to avoid radial cracking in the side walls.

The most favourable of the concrete compositions prepared is chosen in each case to suit the stripping strength which must be achieved for the temperature conditions and the component dimensions in the structure.

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.: Zwangspannungen und Rißbildung infolge Hydratationswärme. Dissertation TU München, 1989
- [8] Grube, H.: Ursachen des Schwindens von Beton und Auswirkungen auf Betonbauteile. Habilitation, TH Darmstadt, 1990; ebenso Schriftenreihe der Zementindustrie H. 52 (1991)
- [9] Thielen, G.; Grube, H.: Maßnahmen zur Vermeidung von Rissen im Beton. Beton- und Stahlbetonbau 85 (1990) H. 6, S. 161-167
- [10] 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
- [11] Springenschmid, R.; Breitenbücher, R.: Anforderungen an den Beton von Tunnelinnenschalen. Tiefbau-Ingenieurbau-Straßenbau 26 (1984) H. 11, S. 640-649
- [12] Springenschmid, R.; Breitenbücher, R.: Über das Vermeiden von Rissen am Beispiel der Innenschale von Tunneln. Zement und Beton 30 (1985) H. 4, S. 121-128
- [13] Hintzen, W.; Grube, H.: Analyse beobachteter Risse in Tunnelinnenschalen. Beton- und Stahlbetonbau 90 (1995) H. 8, S. 203-206 und H. 9, S. 223-227
- [14] DBV-Sachstandbericht „Stahlbetoninnenschalen im U-Bahn-Bau“, Wiesbaden 1994
- [15] Österreichischer Betonverein: Richtlinie „Innenschalenbeton“, Ausgabe März 1995
- [16] Springenschmid, R.; Planer, 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
- [17] Byfors, J.: Plain Concrete at Early Ages. Swedish Cement and Concrete Research Institute. Fo, 3:80, Stockholm 1980
- [18] CEB-FIP: Model Code for Concrete Structures. Comité Européen du Béton - Fédération Internationale de la Précontrainte, Paris: Eigenverlag, 1990 Bulletin d'Information No. 203
- [19] Weigler, H.; Karl, S.: Junger Beton, Beanspruchung - Festigkeit - Verformung. Betonwerk + Fertigteil-Technik 40 (1974) H. 6, S. 392-401, und H. 7, S. 481-484
- [20] Wesche, K. H.: Baustoffe für tragende Bauteile, Bd. 2. Bauverlag Wiesbaden-Berlin, 1993.
- [21] Fagerlund, G.: Relations Between The Strength And The Degree Of Hydration Or Porosity Of Cement Paste, Cement Mortar And Concrete. Nordisk Betonforbund, Seminar on Hydration Of Cement, 20. Nov. 1987, Copenhagen, S. 1-56
- [22] Meyer, A.: Über den Einfluß des Wasserzementwertes auf die Frühfestigkeit von Beton. Betonstein-Zeitung 29 (1963) H. 8, S. 391-394.
- [23] Wischers, G.: Einfluß der Zusammensetzung des Betons auf seine Frühfestigkeit. Beton 13 (1963) H. 9, S. 247-432
- [24] DAfStb: Prüfung von Beton. Empfehlungen und Hinweise als Ergänzung zu DIN 1048. Beuth Verlag, Berlin. Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (1991), Nr. 422
- [25] 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
- [26] 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)
- [27] BDZ-Merkblatt „Ortbeton für Tunnelinnenschalen“, Ausgabe 04/96, Bundesverband der Zementindustrie e.V., Köln

