

# Betontechnische und konstruktive Maßnahmen gegen Temperaturrisse in massigen Bauteilen

Von Gerd Wischers, Düsseldorf

## Übersicht

*In massigen Bauteilen fließt die bei der Hydratation des Zements frei werdende Wärme nur langsam ab. Dadurch entstehen erhöhte Temperaturen und Spannungen, die zu Rissen führen können. Man unterscheidet Schalenrisse, die von der Oberfläche nur wenige Zentimeter tief reichen und durch Temperaturunterschiede im Bauteil hervorgerufen werden, und Spaltrisse, die durch das ganze Bauteil gehen und von Temperaturunterschieden zwischen Bauteil und Auflager herrühren.*

*Besonders umfangreiche Untersuchungen über betontechnische und konstruktive Maßnahmen gegen Temperaturrisse in massigen Bauteilen hat das US Bureau of Reclamation (Denver/USA) beim Bau von über 100 Betonstaumauern durchgeführt (darunter den Ende der zwanziger Jahre gebauten Boulder Dam, den Grand Coulee Dam und den derzeit im Bau befindlichen Glen Canyon Dam). Die Maßnahmen lassen sich unterteilen in Betontechnologie (Auswahl der Baustoffe und Zusammensetzung des Betons), Aufgliederung in Betonierabschnitte (Ausnutzen der natürlichen Abkühlung kleinerer Bauteile) und künstliches Kühlen (Herabsetzen der Frischbetontemperatur und Kühlen des Betons durch einbetonierte Kühlrohre).*

*In Deutschland werden Betonstaumauern selten gebaut, jedoch treten auch für kleinere Bauwerksabmessungen, wie z. B. an Brückenwiderlagern, Schleusen und Schutzbunkern, ähnliche Fragen auf. Aus wirtschaftlichen Gründen können hierbei nicht alle beim Bau von Betonstaumauern notwendigen Maßnahmen befolgt werden, jedoch genügt eine einzelne Maßnahme, z. B. lediglich Auswahl eines Zements, häufig nicht. An Beispielen wird gezeigt, daß insbesondere ein zweckmäßiges Unterteilen in Betonierabschnitte sehr wirksam ist.*

## 1. Einleitung

Das Erhärten des Betons, das durch die Hydratation des Zements (Umsetzung mit dem Anmachwasser) bewirkt wird, ist ein exothermer Vorgang; gleichzeitig mit dem Erhärten wird also Wärme frei. Da Beton ein relativ schlechter Wärmeleiter ist, fließt die Hydratationswärme in massiven Bauteilen nur langsam ab und ruft Temperaturerhöhungen, Volumenänderungen und Spann-

gen hervor, die zu Rissen führen können. Bei den Betonstau-  
 mauern mit ihren großen Abmessungen sind daher betontechnische und konstruktive Maßnahmen gegen solche Temperaturrisse nötig. In Deutschland werden zwar große Betonstau-  
 mauern selten gebaut; ähnliche Fragen treten jedoch bei mittleren Bau-  
 werksabmessungen, wie z. B. bei Stützmauern, Brückenwider-  
 lagern, Schleusen und Schutzbunkern, ebenfalls auf und sind  
 auch im Schrittm schon häufiger behandelt worden [1, 2, 3, 4, 5,  
 6, 7, 8, 9 u. a.].

Auf einer Studienreise durch die USA bot sich dem Verfasser  
 Gelegenheit, die dort vor allem vom U. S. Bureau of Reclamation  
 (USBR), Denver, in über 50 Jahren an über 100 Betonstau-  
 mauern – darunter z. B. dem Boulder Dam (seit 1949 Hoover Dam  
 genannt) und dem Grand Coulee Dam – entwickelten und erprob-  
 ten Maßnahmen gegen Temperaturrisse kennenzulernen. Hier-  
 auf soll im Anschluß an Ausführungen über das Entstehen der  
 Eigen- und Zwängspannungen und der dadurch möglichen Schalen-  
 und Spaltrisse eingegangen werden. Abschließend wird an  
 einigen, in Deutschland in den letzten Jahren ausgeführten Be-  
 tonbauwerken mit mittleren Abmessungen gezeigt, welche der  
 an großen Betonstau mauern entwickelten Maßnahmen auch bei  
 kleineren Abmessungen erforderlich und zweckmäßig sind.

## 2. Folgen der Erwärmung

### 2.1 Eigenspannungen und Schalenrisse

In Bild 1 ist ein Betonbauteil von etwa 4 m Dicke in einer Holz-  
 schalung dargestellt. Links ist über dem Querschnitt die Frisch-  
 betontemperatur aufgetragen; sie ist über dem gesamten Quer-  
 schnitt gleich groß und möge hier beispielsweise  $10^{\circ}\text{C}$  betragen.  
 Beginnt nun die Hydratation des Zements und die mit jedem Ze-  
 ment verbundene Wärmeentwicklung, so steigt die Temperatur  
 in diesem Bauteil an. Sobald die Betontemperatur höher als die

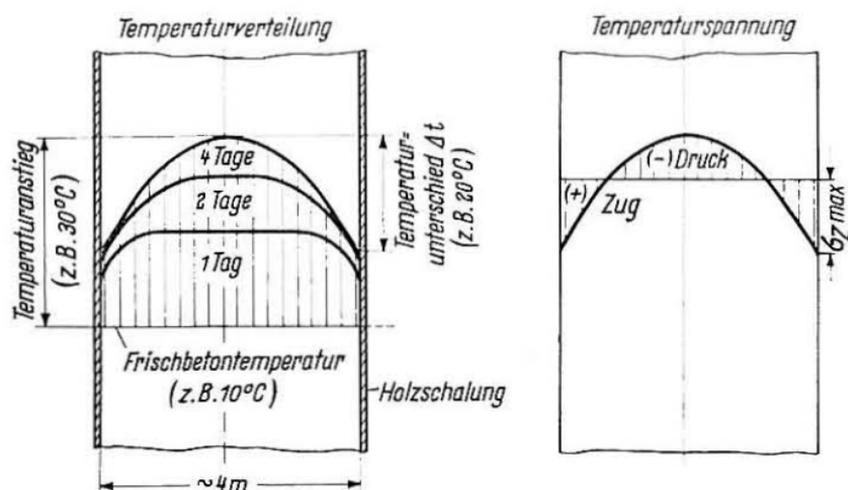


Bild 1 Entstehen von Eigenspannungen in einer 4 m dicken Wand. Links: Temperaturverteilung in den ersten 4 Tagen; rechts: Spannungsverlauf bei größtem Temperaturunterschied am 4. Tag

der umgebenden Luft ist, beginnt die Wärme zum Rand hin abzufließen. Dadurch steigt an den Außenflächen die Temperatur nicht so stark an wie in der Mitte des Bauteils. Nach etwa 4 Tagen möge die Temperatur ihr Maximum erreicht haben und so verlaufen wie im Bild links angegeben; sie ist in der Mitte um 30 °C angestiegen, am Rande nur um 10 °C. Der Temperaturunterschied zwischen Kern und Rand beträgt also 20 °C. Dabei erstarrt der Beton und erhärtet auch zügig weiter.

Wie alle Stoffe dehnt sich Beton bei einer Temperaturerhöhung aus. Da der Beton sich im vorliegenden Falle im Kern mehr erwärmt, will er sich dort auch mehr ausdehnen als am Rande, was aber nur mit unterschiedlich großen Formänderungen möglich wäre. Es entstehen Spannungen, die im rechten Teil des Bildes dargestellt sind, und zwar im Kern Druckspannungen und in der Randzone Zugspannungen. Da es sich um Eigenspannungen ohne äußere Kräfte handelt, muß die Summe aller Kräfte in einer Ebene gleich Null sein. Sofern die Stoffeigenschaften des Betons in diesem jungen Alter hinreichend bekannt sind, können mit der obigen Annahme die größten Zugspannungen in der äußeren Randzone nach der Gleichung berechnet werden:

$$\max \sigma_{\text{Zug}} = k_D \cdot \Delta t \cdot \alpha_t \cdot \frac{E}{1 + \varphi} \quad [\text{kp/cm}^2] \quad (1)$$

Hierbei sind:

$k_D$  = Einfluß der Dicke des Bauteils

(sehr dünne Bauteile:  $k_D \rightarrow 0,5$ ;

sehr dicke Bauteile:  $k_D \rightarrow 1,0$ )

$\Delta t$  = Temperaturunterschied zwischen Kern und Außenfläche

$\alpha_t$  = Wärmeausdehnungszahl des Betons ( $\sim 10^{-5}/^\circ\text{C}$ )

$E$  = Elastizitätsmodul des Betons ( $0,5$  bis  $5 \cdot 10^5$  kp/cm<sup>2</sup>)

$\varphi$  = Kriechzahl, zeitabhängig (0 bis 10)

Der Faktor  $k_D$  hängt von der Temperaturverteilung über dem Querschnitt ab. Wäre der Temperaturanstieg zur Mitte hin eine Gerade, dann wären die Zug- und Druckspannungen gleich groß und  $k_D$  infolgedessen gleich  $1/2$ . In Wirklichkeit steigt die Temperatur vor allem zu Anfang vom Rande her zunächst stark, dann weniger stark an. Dadurch wird  $k_D$  bei der Berechnung der Zugspannungen größer als  $1/2$ , im Höchstfall 1,0. Das hängt im wesentlichen von der Dicke des Bauteils ab, und zwar ist  $k_D$  – und damit auch die Zugspannung – um so größer, je dicker das Bauteil ist.

Zur Bestimmung der Kriechzahl  $\varphi$  eines jungen auf Zug beanspruchten Betons sind bisher nur wenige Untersuchungen durchgeführt worden [10]. Für kurzfristige Beanspruchung ist  $\varphi$  annähernd Null. Daß die Kriechverformungen vor allem bei jungem Beton das Mehrfache der elastischen Verformung ausmachen können, ist bekannt. Bei der nachfolgenden Überschlagsrechnung wurde  $\varphi$  zu 1,0 geschätzt.

Wohl liegen über den Druckelastizitätsmodul jungen Betons Feststellungen vor [11], jedoch sind keine Untersuchungen über den Zugelastizitätsmodul bekannt. Es ist jedoch zu erwarten, daß bei Zugbeanspruchung der abstützende Einfluß des Zuschlagstoffs wesentlich kleiner ist, so daß im jungen Alter Zug-E-Mo-

duln bis hinab zu  $0,5 \cdot 10^5 \text{ kp/cm}^2$  denkbar sind. Bei der nachfolgenden Übersichtsrechnung wurde  $E$  für Druck und Zug auf  $2 \cdot 10^5 \text{ kp/cm}^2$  geschätzt.

Ein besonders großer Temperaturunterschied zwischen Kern und Randzone und damit die Gefahr einer Rißbildung kann bei jedem Bauwerk zu zwei verschiedenen Zeitpunkten auftreten, und zwar in den ersten Tagen während der Erwärmung, wenn das Bauteil noch in der Schalung steht, und später, wenn bei kalten Lufttemperaturen die Schalung frühzeitig entfernt wird und damit die Außenflächen plötzlich abgekühlt werden. Sofern das Bauwerk ausreichend lange in Schalung steht, sind nur die ersten Tage kritisch. Die Zugfestigkeit des Betons wird dann noch klein sein und kaum mehr als  $10 \text{ kp/cm}^2$  betragen. Hiermit läßt sich ein kritischer Temperaturunterschied zwischen Kern und Randzone aus Gleichung (1) berechnen, unterhalb dessen Risse nur selten zu erwarten sind. Er liegt bei einer 1 m dicken Wand mit  $k_D = 0,5$  bei etwa  $20^\circ\text{C}$  und bei einer 5 m dicken Wand mit  $k_D = 0,7$  bei etwa  $15^\circ\text{C}$ . Ist der Temperaturunterschied größer, so muß man demnach mit Rissen rechnen. Diese Risse gehen nicht durch den ganzen Querschnitt, sondern treten nur im Bereich der hohen Zugspannungen auf. Sie sind nur einige Zentimeter tief und werden daher Schalenrisse [1] oder Oberflächenrisse [8] genannt. Solche Risse schließen sich wieder, wenn der Kern abkühlt; sie sind jedoch eine geschwächte Stelle, und sie können bei anderen Beanspruchungen infolge ihrer Kerbwirkung der Ausgangspunkt für durchgehende Risse sein.

## 2.2 Zwängspannungen und Spaltrisse

Die Wärme fließt in einem Bauteil nach allen Begrenzungsflächen ab. Dadurch ergibt sich ein sogenanntes Temperaturfeld, das in Bild 2 perspektivisch dargestellt ist. Die Temperatur ist im Kern etwa  $\frac{1}{3}$  über der Gründung am größten; sie nimmt dann

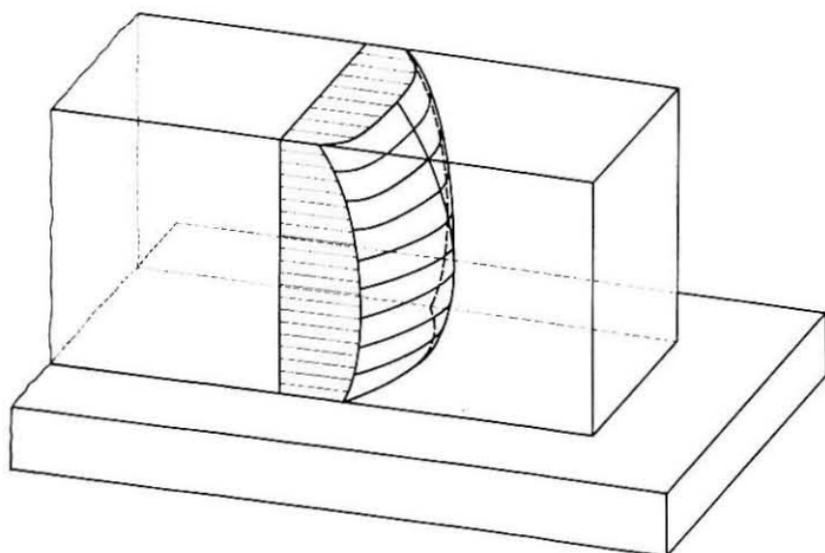


Bild 2 Temperaturfeld in einer Betonmauer durch die Hydratationswärme des Zements

nach den Seiten hin ab, außerdem nach oben und nach unten, und zwar nach oben zur ungeschützten Fläche hin mehr als nach unten, wo der Beton des Fundamentes wärmedämmend wirkt. Die niedrigsten Temperaturen sind in den Ecken oben, weil dort die Wärme nach oben und zur Seite abfließt.

Die *mittlere* Temperatur wird im allgemeinen höher als die des jeweiligen Auflagers sein. Kühlt das Bauteil dann auf die Temperatur des Auflagers ab, so will es sich zusammenziehen, und es entstehen bei behinderter Verformung Zwängspannungen, wie in Bild 3 näher erläutert. Im oberen Teil des Bildes ist eine sehr lange Betonmauer nicht direkt auf das Fundament betoniert, sondern auf Rollen zwischen Fundament und Mauer. Das Fundament habe die Temperatur  $t_1$  und die Mauer eine mittlere Temperatur  $t_4$ , die sich aus der Frischbetontemperatur  $t_2$  und der Temperaturerhöhung aus der Hydratationswärme  $t_3$  ergibt. Wenn die Mauer von der Temperatur  $t_4$  auf  $t_1$  abkühlt, zieht sie sich zusammen, und zwar in Längsrichtung sehr viel, in der Höhe und Breite dagegen nur sehr wenig. Da die Mauer sich frei bewegen kann, treten keine Spannungen auf.

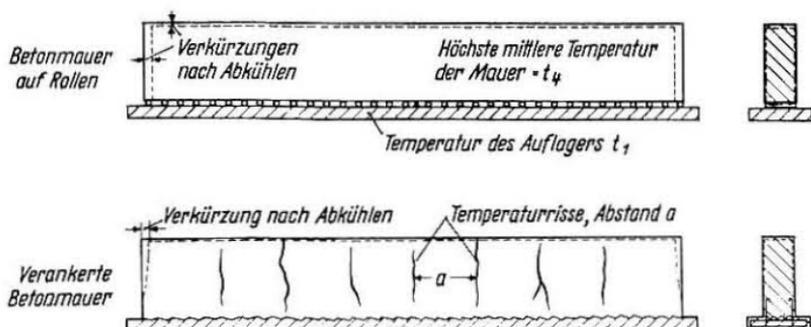


Bild 3 Zugspannungen und Temperaturrisse durch einen Temperaturunterschied zwischen Gründung und aufgehendem Betonbauteil

Wie im unteren Teil des Bildes 3 dargestellt, wird eine solche Mauer im allgemeinen direkt auf das Fundament aufbetoniert. Der Verbund zwischen Mauer und Fundament wird häufig durch Bewehrungsstäbe noch verbessert. Die Mauer kann sich dadurch an ihrer Sohle praktisch nicht und an ihrer Krone nur in gewissen Grenzen verkürzen. Es entstehen deshalb in der Mauer in Längsrichtung Zugspannungen und im Fundament Druckspannungen. Überschreiten die Zugspannungen die Zugfestigkeit, so reißt die Mauer senkrecht zur Längsachse. Diese Risse beginnen im allgemeinen etwas oberhalb der Fuge Mauer-Fundament, weil der Beton in der Mauer längs der Fuge ein wenig kühler ist (siehe Bild 2) und weil die Sohle der Mauer wegen des starren Verbundes zum Fundament gleichmäßig gedehnt wird und dort vielleicht sehr viele kurze, nicht sichtbare Mikrorisse entstehen. Die Risse reichen häufig nicht bis zur Krone der Mauer, sondern verlaufen sich in etwa  $\frac{2}{3}$  der Höhe. Das liegt in erster Linie daran, daß sich die Krone weniger erwärmt (siehe Bild 2) und daß sich die obere Zone in Grenzen frei verkürzen kann. In starkem Maße hängt dies jedoch auch von den Ab-

messungen der Mauer ab. Will sich die Krone der Mauer gegenüber der Sohle verkürzen, so werden hierdurch Schubspannungen hervorgerufen, die bei Überschreiten bestimmter Werte zu Rissen führen. Je höher die Mauer ist (d. h. je größer der Abstand zwischen Krone und Sohle ist), desto kleiner sind die Schubspannungen, die bei einer bestimmten Verkürzung der oberen Zone gegenüber der Zone längs der Sohle auftreten. So findet man daher bei höheren Stützmauern oder Brückenwiderlagern bis zur Krone durchgehende Risse seltener als bei niedrigen Sockeln, Brüstungen und dgl., die fast immer ganz durchreißen. Risse, die bis zur Krone reichen, sind meist besonders breit und öffnen sich nach oben; auch setzen sie sich oft nach unten ins Fundament fort, weil sich gerade über dem durchgehenden Riß eine negative Momentenspitze im Fundament ausbildet. Im Gegensatz zu den unter 2.1 beschriebenen Schalenrissen gehen diese Risse durch die ganze Dicke der Mauer wie ein Spalt hindurch und werden daher Spaltrisse [1] genannt.

Die Zugspannungen in der Mauer lassen sich nach der Gleichung

$$\sigma_{zug} = k \cdot (t_4 - t_1) \cdot \alpha_t \cdot \frac{E}{1 + \varphi} \quad [\text{kp/cm}^2] \quad (2)$$

berechnen, die in ihrem Aufbau Gleichung (1) entspricht.  $t_4$  ist die höchste mittlere Temperatur der Mauer bei ihrer Erwärmung und  $t_1$  die mittlere Temperatur des Fundaments. Der Faktor  $k$  wird von der Gleitfähigkeit zwischen Mauer und Fundament (bei Rollen wäre  $k = 0$ ) und von dem Querschnittsverhältnis Auflager zu Mauer sowie den E-Moduln dieser Bauteile bestimmt. Bei Felsen wird  $k$  nahezu gleich 1,0, und im allgemeinen dürfte  $k$  größer 0,80 sein. Da die Zugspannungen erst während des Auskühlens der Mauer entstehen, dürfte die Betonzugfestigkeit bis dahin meist auf etwa 20  $\text{kp/cm}^2$  angewachsen sein. Den Rißvorgang bei Überschreiten der Zugfestigkeit kann man sich wie folgt erklären: Am Ende der Mauer ist die Zugspannung parallel zur Mauerachse gleich Null; die Zugspannung steigt dann in Richtung der Mauerachse an, bis die Zugfestigkeit erreicht ist und dort ein spannungsentlastender Riß senkrecht zur Mauerachse entsteht. Das wiederholt sich, und daraus erklärt sich auch der meist regelmäßige Abstand solcher Risse in einer langen Mauer.

Gleichung (2) gibt nur einen Anhalt, ob Spaltrisse zu befürchten sind, jedoch keine Aussagen über den gegebenenfalls zu erwartenden Abstand der Risse. Wenn man eine Annahme über die Rißbreite trifft, die wohl kaum unter 0,1 mm und selten über 5 mm liegt, ergibt sich der zu erwartende Rißabstand nach der Gleichung

$$a = \frac{\delta}{10^3 (\sigma_z - \beta_z) \frac{1 + \varphi}{E}} \quad [\text{m}] \quad (3)$$

Hierbei sind:

$a$  = Rißabstand in m

$\delta$  = Rißbreite in mm (0,1 bis 5 mm)

$\sigma_z$  = Zugspannung in  $\text{kp/cm}^2$  nach Gleichung (2)

$\beta_z$  = Zugfestigkeit in  $\text{kp/cm}^2$  (10 bis 25  $\text{kp/cm}^2$ )

$\varphi$  = Kriechzahl, zeitabhängig (0 bis 10)

$E$  = Elastizitätsmodul des Betons (0,5 bis 5 · 10<sup>5</sup>  $\text{kp/cm}^2$ )

Der Rißabstand ist um so kleiner, je mehr die errechnete Zugspannung über die Zugfestigkeit hinausgeht. Mit der Annahme, daß die Rißbreite 1 mm ist, sind in Tafel 1 nach dieser Formel errechnete Rißabstände zusammengestellt. Die Temperatur des Fundaments  $t_1$  wurde zu  $+ 15^\circ\text{C}$  angenommen. Die Frischbetontemperatur  $t_2$  möge im Beispiel der oberen Hälfte der Tafel  $+ 10^\circ\text{C}$ , in der unteren  $+ 20^\circ\text{C}$  betragen. Durch die Hydratation soll sich der Beton im Mittel um 20, 25 usw. bis  $40^\circ\text{C}$  erwärmen. Damit ergibt sich die maximale mittlere Betontemperatur  $t_4$  und daraus der Unterschied  $\Delta t$  zur Auflagertemperatur. Solange die Zugspannungen unter der Zugfestigkeit bleiben, besteht keine Rißgefahr; das trifft bei  $+ 10^\circ\text{C}$  Frischbetontemperatur für Erwärmungen bis zu  $25^\circ\text{C}$  zu. Bei  $30^\circ\text{C}$  Temperaturerhöhung ist die Zugspannung kritisch, darüber treten sicher Risse auf, bei  $35^\circ\text{C}$  im Abstand von 20 m und bei  $40^\circ\text{C}$  im Abstand von 10 m. Bei einer Frischbetontemperatur von  $+ 20^\circ\text{C}$ , die im Sommer häufig vorkommt, besteht selbst bei einer Erwärmung von nur  $20^\circ\text{C}$  schon Rißgefahr; der errechnete Rißabstand ergibt sich bei einer mittleren Temperaturerhöhung um  $40^\circ\text{C}$  zu 5,5 m. Aus dieser Zusammenstellung kann man ersehen, welchen großen Einfluß bei sonst gleichen Bedingungen die Frischbetontemperatur hat, und zum anderen wird hierdurch auf eine konstruktive Maßnahme gegen Risse, nämlich die Anordnung von Fugen im Abstand  $a$ , hingewiesen.

Die Bedeutung der Frischbetontemperatur konnte man auch beim Neubau mehrerer U-Bahn-Tunnelröhren feststellen. Da die Tunnelröhren von außen wasserdicht isoliert und nur als Ringquerschnitt zu bemessen waren, konnten Risse senkrecht zur Tunnelachse hingenommen werden. Aus diesem Grunde und wegen der relativ teuren Fugenkonstruktionen waren die Tunnelabschnitte auf gerader Strecke 40 bis 50 m lang. Zunächst wurde bei der Herstellung die 60 oder mehr cm dicke Sohle betoniert, dann nach dem Abkühlen der Sohle die Seitenwände (meist in zwei waagerechten Abschnitten, zunächst ein etwa 1,50 m hoher Sockel mit Voute) und die Decke. Beim Betonieren im Spätherbst und Winter mit relativ niedrigen Frischbetontemperaturen entstanden meistens bei den 40 m langen Abschnitten ein Riß und bei den 50 m langen Abschnitten zwei Risse; ihr Abstand  $a$  betrug also 17 bis 20 m. Im Frühjahr und vor allem im Sommer stieg bei der gleichen Konstruktion und mit dem gleichen Zement und Beton, jedoch mit höheren Frischbetontemperaturen, die Anzahl der Risse je Abschnitt beträchtlich an. Der Rißabstand sank im Hochsommer mit Frischbetontemperaturen über  $+ 25^\circ\text{C}$  (und etwa gleichgebliebener Fundamenttemperatur) manchmal auf 3 bis 4 m. Kennzeichnend war, daß Risse, die im vorbetonierten, nur 1,50 m hohen Sockel entstanden, häufig in voller Höhe und am Kopf klaffend auftraten, während die Risse in den rd. 6 m hohen Seitenwänden meistens im oberen Drittel ausliefen (z. T. war dies auch konstruktiv bedingt).

### 3. Betonzusammensetzung

Da die Temperaturerhöhung im Beton und ihre Folgen von der Hydratationswärme des Zements herrühren, sollte man als einfachste und meist wirtschaftlichste Lösung alle betontechnischen

Tafel 1 Einfluß der Frischbetontemperatur und der Temperaturerhöhung durch die Hydratation des Zements auf die Rißgefahr und den Rißabstand einer langen Betonmauer

(Errechnete Werte nach Gleichungen (2) und (3); Annahmen:  $k = 0,85$ ;  $\alpha_t = 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$ ;  $E = 2 \cdot 10^5 \text{ kp/cm}^2$ ;  $\varphi = 1,0$ ;  $\delta = 1 \text{ mm}$ )

Auflager- temperatur $t_1$	Frischbeton- temperatur $t_2$	Temperatur- erhöhung (Hydratation) $t_3$	Maximale Beton- temperatur $t_4 = t_2 + t_3$	Temperatur- unterschied Beton/Auflager $\Delta t = t_4 - t_1$	Temperatur- Zugspannung im Beton $\sigma_z$	Beton- zugfestigkeit $\beta_z$	Spannung größer als Festigkeit $\Delta\sigma_z = \sigma_z - \beta_z$	Rißgefahr	Rißabstand
$^{\circ}\text{C}$	$^{\circ}\text{C}$	$^{\circ}\text{C}$	$^{\circ}\text{C}$	$^{\circ}\text{C}$	$\text{kp/cm}^2$	$\text{kp/cm}^2$	$\text{kp/cm}^2$		m
15	10	20	30	15	13	20	—	nein	—
15	10	25	35	20	17	20	—	nein	—
15	10	30	40	25	21	20	1	(ja)	(100)
15	10	35	45	30	25	20	5	ja	20
15	10	40	50	35	30	20	10	ja	10
15	20	20	40	25	21	20	1	(ja)	(100)
15	20	25	45	30	25	20	5	ja	20
15	20	30	50	35	30	20	10	ja	10
15	20	35	55	40	34	20	14	ja	7
15	20	40	60	45	38	20	18	ja	5,5

Möglichkeiten ausnutzen, um die freiwerdende Hydratationswärme je m<sup>3</sup> Beton herabzusetzen. Keineswegs sollte man sich dabei nur auf die Auswahl des Bindemittels beschränken, wie auch aus den nachfolgenden Überlegungen hervorgeht.

Unter adiabatischen Verhältnissen, d.h. wenn ein Körper so isoliert ist, daß keine Wärme abfließen kann, erwärmt sich der Beton gemäß Gleichung (4).

$$\Delta t_n = \frac{Z \cdot H_n}{c_B \cdot \rho_B} \text{ [}^\circ\text{C]} \quad (4)$$

Hierbei sind:

$\Delta t_n$  = Temperaturerhöhung des Betons n Tage nach Versuchsbeginn in  $^\circ\text{C}$

Z = Zementgehalt in  $\text{kg/m}^3$

$H_n$  = Hydratationswärme des Zements in n Tagen unter adiabatischen Verhältnissen in  $\text{kcal/kg}$

$c_B$  = Spezifische Wärme des Betons in  $\text{kcal/kg } ^\circ\text{C}$

$\rho_B$  = Rohdichte des Betons in  $\text{kg/m}^3$

Die Temperaturerhöhung nimmt also zu mit dem Zementgehalt und mit der Hydratationswärme, die der betreffende Zement je Gewichtseinheit entwickelt. Sie hängt weiterhin ab von der spezifischen Wärme des Betons und von seiner Rohdichte; abgesehen vom Schwerbeton für den Strahlenschutz, bei dem die Rohdichte günstigerweise sehr hoch liegt, ist das Produkt aus spezifischer Wärme und Rohdichte im Nenner der Gleichung (4) praktisch für alle üblichen Scherbetone gleich und beträgt etwa  $550 \text{ kcal/m}^3 \text{ } ^\circ\text{C}$ . Somit hängt die Erwärmung des Betons praktisch nur vom Zementgehalt und von der Hydratationswärme ab. Alle Maßnahmen der Betontechnologie hinsichtlich Wärmeentwicklung im Massenbeton zielen deshalb darauf ab, den erforderlichen Zementgehalt herabzudrücken und einen Zement auszuwählen, der neben den sonstigen Anforderungen wenig Hydratationswärme liefert.

### 3.1 Zementgehalt

Der erforderliche Zementgehalt hängt von der zur Verarbeitung nötigen Zementleimmenge und dem höchstzulässigen Wasserzementwert ab. Je geringer der Zementleimanspruch des Betons ist, desto geringer ist auch der Zementgehalt. Um den Zementleimanspruch herabzusetzen, sollte ein steifer Rüttelbeton gewählt und die Kornzusammensetzung, vor allem des Sandes, besonders günstig (oberflächen- und hohlraumarm) gewählt werden.

#### 3.1.1 Größtkorn des Zuschlagstoffes

Sind diese Bedingungen erfüllt, dann bestimmt bei gut aufgebauter Kornzusammensetzung nur noch das Größtkorn des Zuschlags den Zementleimanspruch. Im Ingenieurbau beträgt das Größtkorn meist 30 mm, im Massenbeton kann es größer sein. Das USBR begrenzt andererseits heute aus mehreren Gründen das Größtkorn auf etwa 150 mm, obschon früher Zuschlagstoffe bis 230 mm Korngröße verwendet worden sind. Wenn vergleichsweise ein bestimmter Beton bei 30 mm Größtkorn rd.  $270 \text{ kg/m}^3$

Zement erfordert, dann sinkt für einen Beton gleicher Güte und Verarbeitbarkeit der erforderliche Zementgehalt [12]

bei 50 mm Größtkorn auf etwa  $240 \text{ kg/m}^3$ ,  
bei 70 mm Größtkorn auf etwa  $220 \text{ kg/m}^3$ ,  
bei 150 mm Größtkorn auf etwa  $175 \text{ kg/m}^3$ .

### 3.1.2 Wasserzementwert

Liegt für einen Beton der Wasseranspruch durch die Zuschlagstoffe und das Größtkorn fest, dann ist die erforderliche Zementmenge um so geringer, je höher der zulässige Wasserzementwert ist. Der Wasserzementwert wird durch die Anforderungen an den Beton bestimmt, z. B. im Wasserbau, bei dem die Festigkeit häufig nicht maßgebend ist, durch die Witterungsbeständigkeit und die Wasserdurchlässigkeit oder z. B. bei Schutzbunkern durch die geforderte Festigkeit des Betons. Für Massenbeton begrenzt das USBR heute den Wasserzementwert im Kern der Talsperren auf 0,70, in der 1,5 bis 3 m dicken äußeren Vorsatzschicht auf 0,60<sup>1)</sup>. Bei sehr gut aufgebauter Kornzusammensetzung, einem Größtkorn von 150 mm und einem zulässigen Wasserzementwert im Innern des Massenbetons von 0,70 beträgt der erforderliche Zementgehalt nur noch  $140 \text{ kg/m}^3$ . Diese Zementmenge ist auch die untere Grenze in den Ausschreibungen des USBR [13, 14].

Bei massigen Bauten hoher Betongüte, z. B. B 450 bei Schutzraumbauten, hängt der höchstzulässige Wasserzementwert von der Normenfestigkeit des Zements ab [15]. Für die gleiche Betongüte darf der Wasserzementwert um so höher sein, je höher die Zementnormenfestigkeit ist, d. h. es ist um so weniger Zement für eine bestimmte Betongüte erforderlich. Ein Zement mit mittlerer Normenfestigkeit und mittlerer Hydratationswärme kann unter diesen Umständen so günstig sein wie ein Zement mit niedriger Hydratationswärme, aber gleichzeitig niedriger Normenfestigkeit, weil dann der Wasserzementwert kleiner und der Zementgehalt größer sein müßte.

## 3.2 Hydratationswärme des Zements

Wichtig für die Beurteilung ist daher die Beziehung von Hydratationswärme zu Festigkeit. In Bild 4 ist die zugehörige Hydratationswärme über der Zementnormenfestigkeit nach 3, 7 und 28 Tagen aufgetragen, und zwar von Portland- und Hüttenzementen [16]. Die Hydratationswärme wurde lösungskalorimetrisch bestimmt. Sie steigt mit der Normenfestigkeit an. Zu einer bestimmten Normenfestigkeit gehört jeweils ein Bereich der Hydratationswärme, z. B. bei  $N = 400 \text{ kp/cm}^2$  etwa 70 bis 85 kcal/kg. Aus diesem Bild wird allgemein ersichtlich, daß es einen Zement mit sehr hoher Festigkeit und sehr niedriger Hydratationswärme nicht gibt. Im einzelnen sind Zemente unter der nach

<sup>1)</sup> Außerdem soll dem Beton ein luftporenbildendes Zusatzmittel zugegeben werden, um den Vorsatzbeton frostbeständig zu machen und um die Verarbeitbarkeit zu verbessern. Der empfohlene Luftporengehalt richtet sich nach dem Größtkorn des Zuschlagstoffes und soll bei 30 mm Größtkorn  $5 \pm 1 \text{ Raum-}\%$ , bei 75 mm Größtkorn  $4 \pm 1 \text{ Raum-}\%$  und bei 150 mm Größtkorn  $3,5 \pm 1 \text{ Raum-}\%$  betragen.

Augenschein eingetragenen Linie günstiger als diejenigen oberhalb dieser Linie. Unterhalb werden im allgemeinen die Hochofenzemente, vor allem mit höherem Hüttensandgehalt, die Portlandzemente mit niedrigem  $C_3A$ - und  $C_3S$ -Gehalt<sup>2)</sup>, Mischungen aus diesen Komponenten und der Traßzement liegen [16, 17].

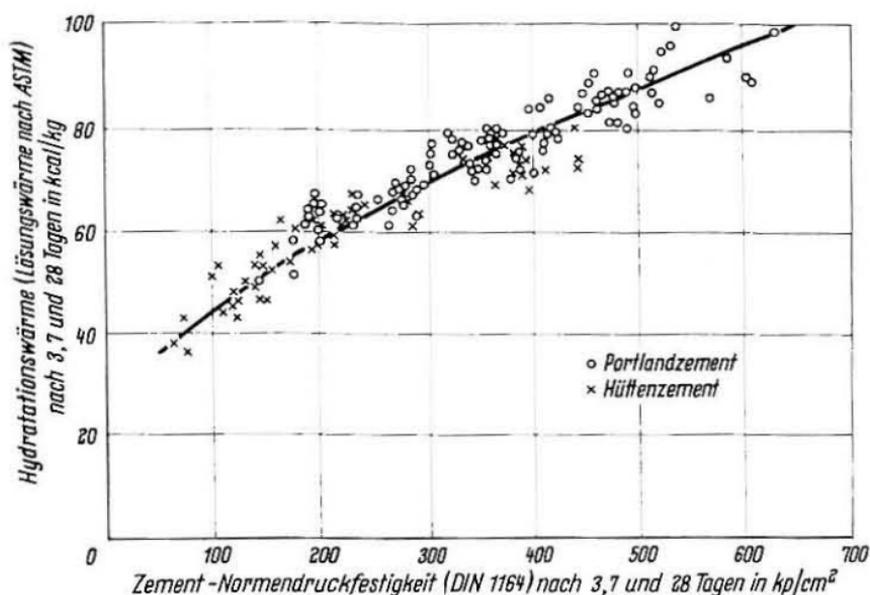


Bild 4 Normdruckfestigkeit und Hydrationswärme von Portland- und Hüttenzementen nach E. Spohn [16]

In den USA unterscheidet man nach ASTM 5 Typen Portlandzement. Typ II ist ein Zement mit ermäßigter Hydrationswärme. Typ IV ist ein Zement mit niedrigerer Hydrationswärme, der sogenannte low-heat cement; er muß mehr als 40 %  $C_2S$  und weniger als 35 %  $C_3S$  sowie weniger als 7 %  $C_3A$  haben<sup>2)</sup>. Obwohl dieser low-heat cement ursprünglich für den Massenbetonbau entwickelt wurde, wird er dort wenig eingesetzt, meistens nur für die ersten Schichten auf dem Untergrund, weil dort die Gefahr von Spalttrissen besonders groß ist. Als Grund für die relativ geringe Verwendung wird der etwas höhere Preis des low-heat cement angegeben. Überwiegend wird vom USBR und auch von den Tennessey Valley Authorities ein Gemisch aus Portlandzement Typ II und im allgemeinen 30 % Puzzolan oder Flugasche vorgeschrieben. Der Grund für diese Verwendung von Puzzolanen ist weniger technischer als vielmehr wirtschaftlicher Natur. Die sehr ins Detail gehenden Anforderungen an die Puzzolane sollen daher vor allem gewisse Eigenschaften des Bindemittelgemisches gewährleisten. Dabei sind weniger die chemischen als vielmehr die physikalischen Anforderungen wichtig, wie

<sup>2)</sup>  $C_3A$ ,  $C_3S$  und  $C_2S$  sind in der Zementchemie gebräuchliche Abkürzungen für Tricalciumaluminat, Tricalciumsilicat und Dicalciumsilicat; diese Grenzwerte beziehen sich auf Rechenwerte aus der Zementanalyse.

daß die 28 Tage-Festigkeit des Gemisches wenigstens 85 % der des reinen Portlandzements beträgt,

daß die Hydratationswärme des Puzzolans im Gemisch nur rd. 50 % der des reinen Zements ausmacht, so daß mit 30 % Zusatz auch nur 85 % der Wärme entstehen,

daß Betone aus diesem Gemisch frostbeständig sind und

daß das Schwinden nur geringfügig ansteigt.

Neben der Wirtschaftlichkeit werden für die Puzzolangelmische noch folgende technische Vorteile genannt: erhöhte Widerstandsfähigkeit gegen die in den USA mit ungünstigen Zuschlagstoffen vorkommende Alkalireaktion, niedere Hydratationswärme insgesamt und langsamere Entwicklung der Wärme.

Für den Massenbeton ist nämlich nicht nur wichtig, wieviel Wärme insgesamt, sondern auch in welcher Zeit diese Wärme entsteht. Die Entwicklung der Hydratationswärme und das Abfließen der Wärme aus dem Bauteil sind Vorgänge, die sich je nach Bindemittel in verschieden langer Zeit abspielen. Da der Beton ein verhältnismäßig schlechter Wärmeleiter ist, fließt die Wärme nur langsam ab. Bei schnell erhärtenden Zementen, die damit auch den größten Teil ihrer Hydratationswärme schnell freisetzen, kann in dieser kurzen Zeit nur wenig Wärme aus dem Beton abfließen. Die Temperatur steigt dadurch besonders hoch an. Günstiger sind daher Bindemittel, die ihre Wärme über längere Zeit entwickeln. Wird allerdings schichtweise betoniert (siehe weiter unten, Abschnitt 4), dann können Bindemittel, die allzu langsam hydratisieren, ebenfalls nachteilig sein.

Wenn man Bindemittel hinsichtlich ihrer Hydratationswärme vereinfacht vergleichen will, dann eignet sich dazu die Lösungskalorimetrie, bei der Prüfkörper bestimmter Zusammensetzung ebenso wie bei der Normenfestigkeitsprüfung bei 20 °C lagern. Aus der so ermittelten Hydratationswärme kann man jedoch nicht auf die Wärmeentwicklung im Bauwerk schließen, weil die Geschwindigkeit der Hydratation mit der Erhöhung der Temperatur zunimmt. Die tatsächlichen Verhältnisse werden im adiabatischen Kalorimeter nachgeahmt, das im Hauptlabor des USBR zum Messen der Wärmeentwicklung des Betons ausschließlich verwendet wird. Es werden dort relativ große Prüfkörper benutzt, die jeder für sich sehr stark wärmeisoliert sind und in einem Raum lagern, dessen Temperatur stets auf der Temperatur im Probekörper gehalten wird. Über ein einfaches und zuverlässiges adiabatisches Kalorimeter, das in Deutschland erhältlich ist, wurde vor einiger Zeit berichtet [18]. Die für verschiedene Frischbetontemperaturen gewonnenen adiabatischen Temperaturkurven werden dem Entwurf und den Maßnahmen bei der Herstellung der großen Betonstau Mauern zugrunde gelegt.

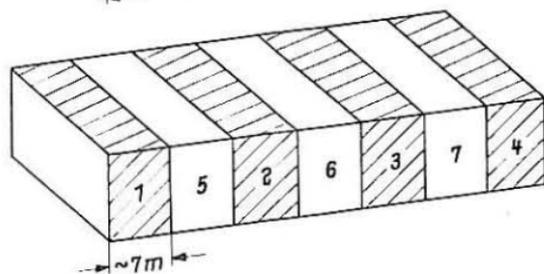
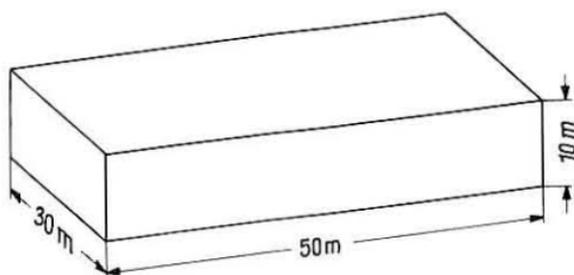
#### **4. Unterteilen in Betonierabschnitte**

Die Ursache für die Wärmestauung und die damit verbundene Temperaturerhöhung ist die geringe Wärmeleitfähigkeit des Betons  $\lambda_B$ , die nur 1,2 bis 3,2 kcal/mh °C beträgt (Stahl vergleichsweise je nach Legierung und Gefüge 40 bis 50 kcal/mh °C). Die Wärmeleitfähigkeit verschiedener Betone kann sich mithin um

den Faktor 3 unterscheiden (1,2 bis 3,2 kcal/mh °C); sie wird in erster Linie durch die Gesteinsart des Zuschlags bestimmt. Eine für Massenbeton günstige, hohe Wärmeleitung haben u. a. einige Quarzite, ferner bestimmte Dolomite und Kalksteine. Im allgemeinen kann man die Zuschlagstoffe jedoch hinsichtlich der Wärmeleitung nicht auswählen.

Ob und wie schnell die Wärme nach außen abfließt, hängt neben der Leitfähigkeit und dem Temperaturgradienten auch von dem Weg ab, den die Wärme zurücklegen muß; bei dicken Bauteilen dauert dies erheblich länger. Daher ist das Unterteilen in Betonierabschnitte eine besonders geeignete Maßnahme zum schnellen Abführen der Wärme.

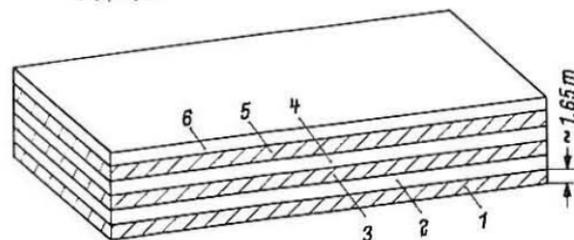
In Bild 5 sind schematisch die beiden Möglichkeiten einer Unterteilung dargestellt. Bei senkrechten Fugen betoniert man zunächst jeden zweiten Abschnitt und dann die Zwischenräume. Bis in Bild 5 oben der Abschnitt 5 betoniert wird, sind die benachbarten Abschnitte 1 und 2 schon weitgehend abgekühlt. Der Abschnitt 5 wird sich jedoch beim Abkühlen zusammenziehen, und deshalb öffnen sich die senkrechten Fugen; sie müssen bei wasserdichten oder kraftschlüssigen Bauwerken später ausgepreßt werden. Diese Schwierigkeiten hat man beim Betonieren



#### Senkrechte Fugen

*Vorteil:*  
Ständiges Betonieren möglich

*Nachteil:*  
Fugen öffnen sich  
Viel Schalung



#### Waagerechte Fugen

*Vorteil:*  
Geschlossene Fugen  
Wenig Schalung

*Nachteil:*  
Betonierpausen erforderlich

Bild 5 Schematische Darstellung für die Unterteilung eines großen Bauteils in Betonierabschnitte

in waagerechten Schichten nicht, aber dann sind Betonierpausen zum natürlichen Abkühlen nötig. Da das Auspressen der Fugen bei waagerechten Schichten entfällt, ist ein waagerechtes Unterteilen bei Bauwerken mit mittleren Abmessungen oft vorteilhafter. Weil man die Länge und die Breite von waagerechten Schichten nicht beliebig groß machen kann, ergeben sich auch Kombinationen mit waagerechten und senkrechten Fugen.

Beim Betonieren in waagerechten Schichten ist zu klären, wie hoch die Schicht werden kann und wie lange man bis zum Weiterbetonieren der nächsten Schicht warten muß. In Bild 6 ist der Temperaturanstieg von drei verschiedenen hohen Schichten aus dem gleichen Beton über der Zeit aufgetragen, und zwar der Temperaturanstieg in der Mitte der Platte [19]. Er betrug in diesem Fall bei der 3 m hohen Schicht rd. 23 °C, bei 1,5 m rd. 16 °C und bei 0,75 m nur rd. 9 °C.

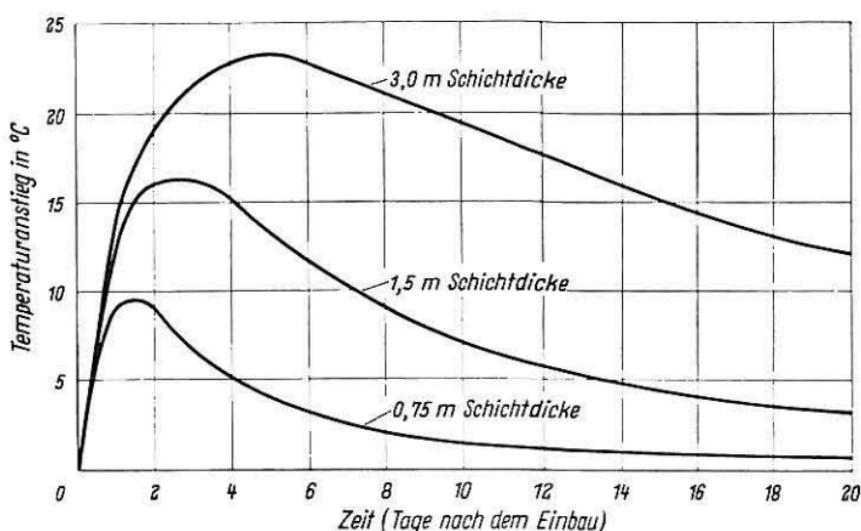


Bild 6 Einfluß der Schichtdicke auf den Temperaturanstieg im Kern der Schicht, nach [19]

Die 0,75 m hohe Schicht kühlt nicht wieder ab, wenn man nach 2 Tagen die nächste Schicht aufbetoniert; dies geht aus Bild 7 hervor. Der insgesamt 3 m hohe Bauteil wurde im linken Teil in einer Schicht betoniert, im rechten Teil in 4 Schichten von je 0,75 m im Abstand von 2 Tagen. Die 3 m hohe Schicht erreichte nach etwas mehr als 4 Tagen ihren höchsten Temperaturanstieg mit rd. 23 °C. Nach 2 Tagen hatte die erste 0,75 m hohe Schicht einen Anstieg von etwa 9 °C, nach 4 Tagen die 2. Schicht von etwa 12 °C und nach 8 Tagen die 4. Schicht von etwa 13 °C. Zu diesem Zeitpunkt war die Temperatur im gesamten Schichtenpaket sehr gleichmäßig um 11 bis 13 °C angestiegen. Das schichtweise Betonieren brachte damit eine Temperaturverminderung in Plattenmitte von rd. 10 °C, es kostete jedoch erheblich Zeit. Eine gewisse Veränderung erfahren diese Verhältnisse, wenn das Bauteil nicht 3 m, sondern wesentlich höher ist, beispielsweise 30 m. In der gleichen Bauzeit kann alle 8 Tage eine 3 m hohe Schicht oder alle 2 Tage eine 0,75 m hohe Schicht betoniert

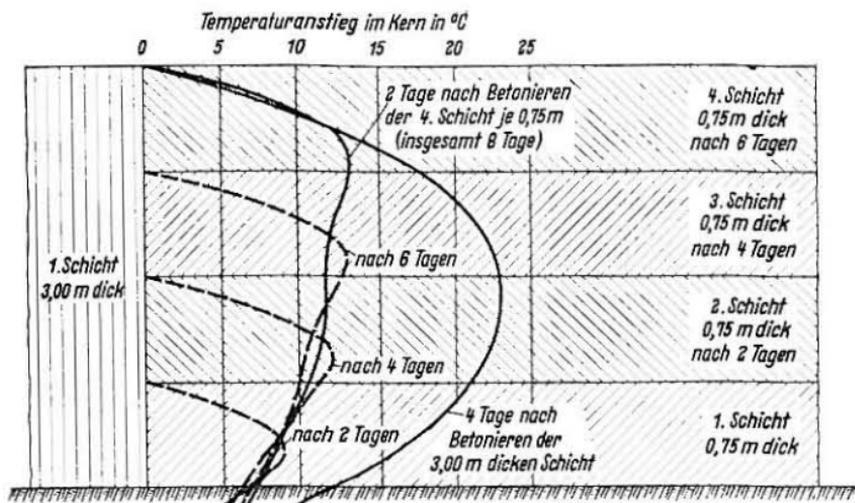


Bild 7 Temperaturverlauf beim Betonieren in Schichten oder in einem Zug, nach [19]

werden. Nach drei 3 m-Schichten oder zwölf 0,75 m-Schichten wäre die sich einstellende Temperatur etwa gleich hoch. Maßgebend ist in solchen Fällen die auf einen Tag bezogene Betonierhöhe. Nach C. Rawhouser wäre die technisch günstigste Betoniergeschwindigkeit 15 bis 30 cm/Tag, sie sollte jedoch 50 cm/Tag nicht überschreiten [20].

Das USBR gestattete bis vor kurzem in Staumauern nur Schichthöhen von 1,5 m und ist jetzt bei intensiver Rohrrinnenkühlung auf 2,25 m hohe Schichten übergegangen; der Zeitgewinn rechtfertigt die zusätzlichen Kosten durch verstärkte Kühlung. Die Zeit, nach der die nächste Schicht aufgebracht werden darf, beträgt wenigstens 3, in der Praxis meist 4 oder 5 Tage.

Wie bereits angedeutet, kann man eine 1,5 m hohe Schicht nicht beliebig lang und breit machen. Man unterteilt z. B. die Staumauern zusätzlich noch in Blöcke, wie dies in Bild 8 dargestellt ist [21]. Die Blöcke sind etwa 20 m breit und bis 73 m lang.

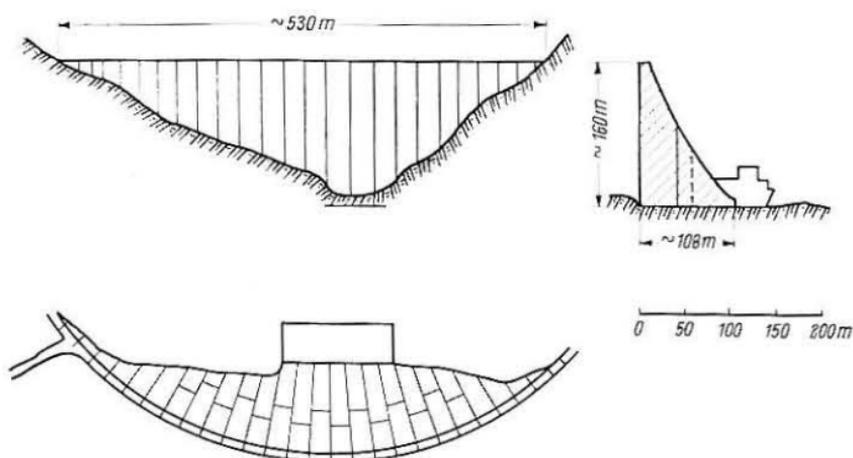


Bild 8 Aufteilung einer Bogenstaumauer in Bauabschnitte (Hungry Horse Dam), nach [21]

Tafel 2 Zulässiger Unterschied zwischen maximaler Betontemperatur und „Verpreßtemperatur“ bei Bogenstaumauern, nach [21]

Länge des Bauabschnitts L	Zulässiger Unterschied zwischen maximaler Betontemperatur und „Verpreßtemperatur“ bei einer Betonierhöhe über der Gründung von		
	kleiner 0,2mal Länge des Bauabschnitts	0,2- bis 0,5mal Länge des Bauabschnitts	über 0,5mal Länge des Bauabschnitts
m	°C	°C	°C
bis 18	28	keine Beschränkung	keine Beschränkung
18 bis 27	25	keine Beschränkung	keine Beschränkung
27 bis 37	22	25	keine Beschränkung
37 bis 55	19	22	25
55 bis 73	16	19	22
über 73	Bauabschnitt in Längsrichtung unterteilen ( $L \leq 55$ m)		

Ist die Staumauer am Fuße mehr als 73 m dick – hier in Bild 8 rd. 108 m –, so werden die Blöcke auch in ihrer Längsrichtung in versetzter Anordnung unterteilt. Die Fugen zwischen den Blöcken werden nach dem Abkühlen ausgepreßt. Innerhalb der Blöcke wird schichtweise betoniert, wie zuvor beschrieben.

Die Spaltrißgefahr innerhalb eines Blocks wächst mit seiner Länge. Daher hat das USBR aufgrund seiner Erfahrung festgelegt, wie groß bei einer bestimmten Blocklänge der Unterschied zwischen maximaler Betontemperatur während des Erhärtens (über dem Querschnitt gemittelt) und der Betontemperatur nach dem Abkühlen zum Zeitpunkt des Verpressens sein darf (das ist etwa 1 bis 3 °C unter der späteren Jahresmitteltemperatur im Kern; siehe auch Abschnitt 5). In Tafel 2 sind diese Erfahrungswerte zusammengestellt [21]. Unmittelbar auf der Gründung ist die Gefahr von Spaltrissen am größten ( $k$  in Gleichung (2) gleich 1,0), im oberen Teil der Staumauern nimmt  $k$  und damit die Spaltrißgefahr ab. Daher gibt es 3 Bereiche für den höchstzulässigen Temperaturunterschied, die ihrerseits wiederum von der Länge des Bauteils abhängen: der untere Bereich bis 0,2mal Länge des Bauteils (z. B. bei einem 20 m langen Bauteil bis  $0,2 \cdot 20 = 4$  m Höhe), der mittlere Bereich zwischen 0,2- und 0,5mal Länge des Bauteils und der am wenigsten gefährdete, obere Bereich über 0,5mal Länge des Bauteils. Für Bauteile mit mittleren Abmessungen dürfte im allgemeinen stets der untere Bereich maßgebend sein, auf den sich die nachfolgenden Erläuterungen beschränken. Unmittelbar über der Gründung darf der Temperaturunterschied bei einer Länge bis zu 18 m rd. 28 °C betragen. Je länger der Block ist, desto niedriger ist der zulässige Temperaturunterschied; z. B. beträgt er bei 73 m Länge nur noch 16 °C. Allgemein muß nach den Richtlinien des USBR der höchstzulässige Temperaturunterschied kleiner als 28 °C sein; damit darf das Bauteil nicht länger als 18 m sein. In Bild 9 sind die Werte der Tafel 2 in einem Diagramm aufgetragen, auf der Abszisse der Temperatur-

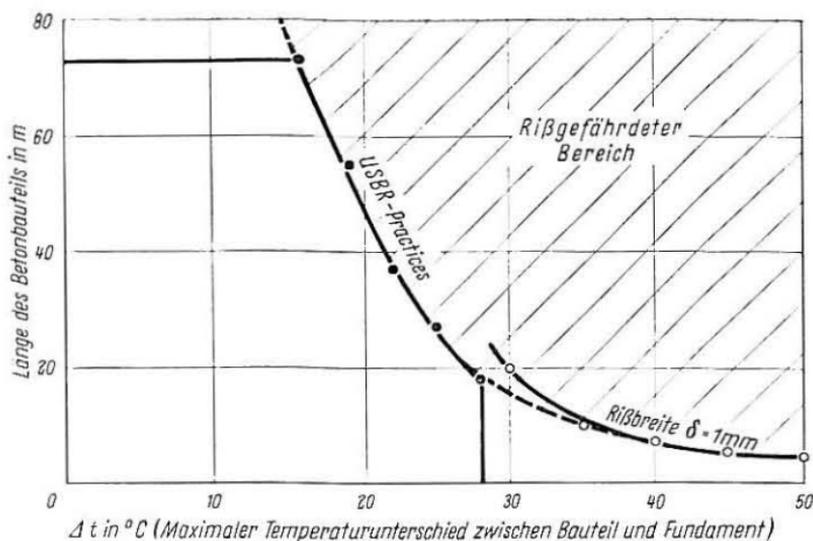


Bild 9 Zulässige Länge eines Betonbauteils in Abhängigkeit vom Temperaturunterschied zwischen Bauteil und Fundament

unterschied, auf der Ordinate die Länge des Bauteils. Als Anschluß ist im rechten Teil dieses Diagramms die Kurve des Rißabstandes  $a$  eingetragen, wie er sich bei einer Rißbreite von 1 mm nach Gleichung (3) errechnet (siehe auch Tafel 1); diese theoretische Kurve schließt sich befriedigend an die empirisch ermittelte Kurve des USBR an. Bei einem Temperaturunterschied von 40 °C, wie er bei Bauwerken mittlerer Abmessungen häufig vorkommt, dürfte die Länge des Bauteils 7 m nicht überschreiten (höchstzulässiger Fugenabstand).

Wird bei einem sehr großen Bauwerk der Temperaturverlauf des Betons bereits während des Entwurfs in einem adiabatischen Kalorimeter ermittelt, so kann diese Kurve dem Entwurf zugrundegelegt werden; bei Bauwerken mit mittleren Abmessungen wird man jedoch meist auf Annahmen zurückgreifen müssen. Eine Abschätzung des zu erwartenden Temperaturanstiegs im Kern von Betonbauteilen unterschiedlicher Dicke ermöglichen die von R. Vinkeloe [7] und von A. Basalla [8] aufgestellten Diagramme, die hier als Bild 10 wiedergegeben sind; sie gelten für einen Zementgehalt von 300 kg/m<sup>3</sup> der jeweils angegebenen Zementart, zu deren näherer Kennzeichnung die Zementnormendruckfestigkeit im Alter von 28 Tagen zusätzlich angegeben ist. Für die Spalt-rißgefahr ist gemäß den Ausführungen unter 2.2 jedoch nicht der höchste, in Bild 10 angegebene, sondern der *mittlere* Temperaturanstieg des Bauteils maßgebend, der im Durchschnitt etwa das 0,8fache des höchsten Anstiegs beträgt.

Zur Erläuterung, was hiernach beim Entwurf zu beachten ist, sei ein Beispiel angeführt. Gebaut werden soll ein Brückenwiderlager von 2 m Dicke, 6 m Höhe und mehr als 40 m Länge. Die Mauer steht auf einem Streifenfundament von 4 m Breite und 1,5 m Dicke, das mehrere Wochen vor dem Betonieren der Mauer fertiggestellt worden ist. Verwendet werden sollen 300 kg/m<sup>3</sup> HOZ 275 mit rd. 50% Schlackengehalt. Die Bauzeit fällt

in die Monate April/Mai. Die Mauer soll in einem Zuge hochbetoniert werden. Zu klären ist, ob in Längsrichtung der Mauer zur Vermeidung von Spaltrissen Fugen notwendig sind und gegebenenfalls in welchen Abständen.

Die Temperatur des Fundaments wird in dieser Jahreszeit auf  $+ 8^{\circ}\text{C}$ , die des Frischbetons auf  $+ 15^{\circ}\text{C}$  geschätzt. Nach Bild 10 ist im Kern der 2 m dicken Wand ein Temperaturanstieg von  $30^{\circ}\text{C}$  zu erwarten, d. h. ein *mittlerer* Anstieg von  $0,8 \cdot 30 = 24^{\circ}\text{C}$  und eine mittlere Temperatur der Mauer von  $15 + 24 = + 39^{\circ}\text{C}$  (Temperaturspitze im Kern  $15 + 30 = + 45^{\circ}\text{C}$ ). Der Temperaturunterschied zwischen Fundament und Mauer beträgt daher  $39 - 8 = 31^{\circ}\text{C}$ . Nach Bild 9 besteht Reißgefahr, wenn die Abschnitte der Mauer 14 m überschreiten. Aus Sicherheitsgründen (Schrumpfen, Schwinden) wird man in diesem Fall Fugen im Abstand von höchstens 10 bis 12 m wählen.

Aus Bild 10 kann auch abgelesen werden, in welcher Zeit ein Betonkörper abkühlt. Um Schalenrisse zu vermeiden, sollte erst entschalt werden, wenn der Unterschied zwischen Betontemperatur und mittlerer Tagestemperatur  $15^{\circ}\text{C}$  oder weniger beträgt.

## 5. Künstliche Kühlung

Muß man ein großes Bauwerk ohne Fugen errichten, z. B. einen Schutzbunker mit rd. 30 m Seitenlänge, dann kann man aus Bild 9 entnehmen, daß der Temperaturunterschied zwischen Fundament und Bunkerwand  $24^{\circ}\text{C}$  nicht überschreiten sollte. Im allgemeinen kann man diese Bedingungen wegen der bei Schutzbunkern erforderlichen hohen Betongüte und der Begrenzung des Größtkorns durch die dichte Bewehrung nicht allein durch Wahl eines Bindemittels mit niedriger Hydratationswärme erfüllen, es sei denn, daß sehr niedrige Frischbetontemperaturen möglich sind. Die Forderung nach einer reißfreien, 3 m dicken und 30 m langen Wand aus B 450 läßt sich zuverlässig nur durch Kühlen des Betons erfüllen; das ist möglich entweder durch Kühlen der Ausgangsstoffe (Senken der Frischbetontemperatur) oder des Betons durch Rohrkühlung oder durch beide Maßnahmen.

Die Überlegungen, die diesen Maßnahmen zugrunde liegen, lassen sich am Temperaturverlauf in einer Betonstauwand mit Rohrkühlung, Bild 11, veranschaulichen [21]. Auf der Abszisse ist die Zeit (ohne Maßstab) und auf der Ordinate die Betontemperatur aufgetragen. Bekannt sei aus Klimadaten des Ortes diejenige Betontemperatur, die sich im Kern nach der Abkühlung einstellt; sie entspricht etwa der Jahresmitteltemperatur und schwankt etwas mit den Jahreszeiten. Der Beton muß vor dem Verpressen der Fugen zwischen den einzelnen Blöcken der Stauwand bis auf wenigstens  $1^{\circ}\text{C}$  unterhalb der tiefsten Temperatur im Kern durch die Rohrkühlung abgekühlt werden. (Daraus ergibt sich die höchstzulässige Kühlwassertemperatur.) Wenn die Fugen dann verpreßt werden, bleiben sie immer dicht, da sie bei höheren Temperaturen zusammengepreßt werden und tiefere Temperaturen nicht auftreten. Aus der höchsten Temperatur bei der Erhärtung und der „Verpreßtemperatur“ ergibt sich die „gesamte Temperatursenkung“, die je nach Länge des Blocks

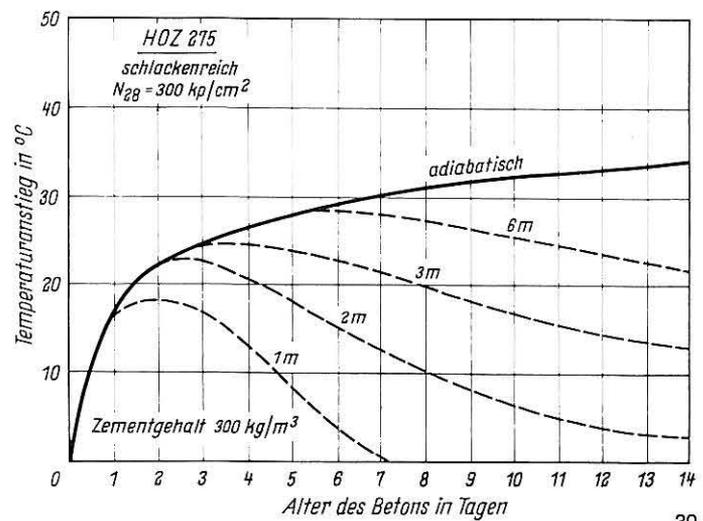
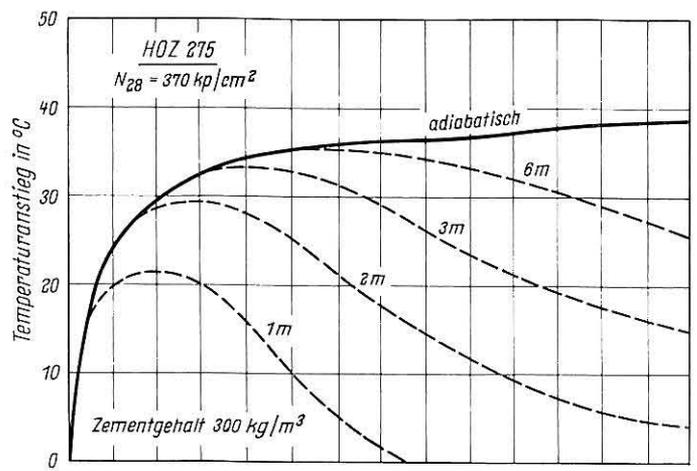
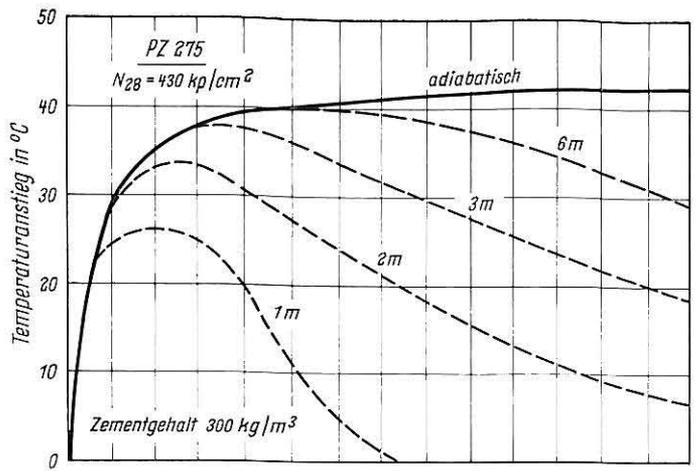


Bild 10 Verlauf des Temperaturanstiegs im Kern von Betonbauteilen unterschiedlicher Dicke, nach [8]

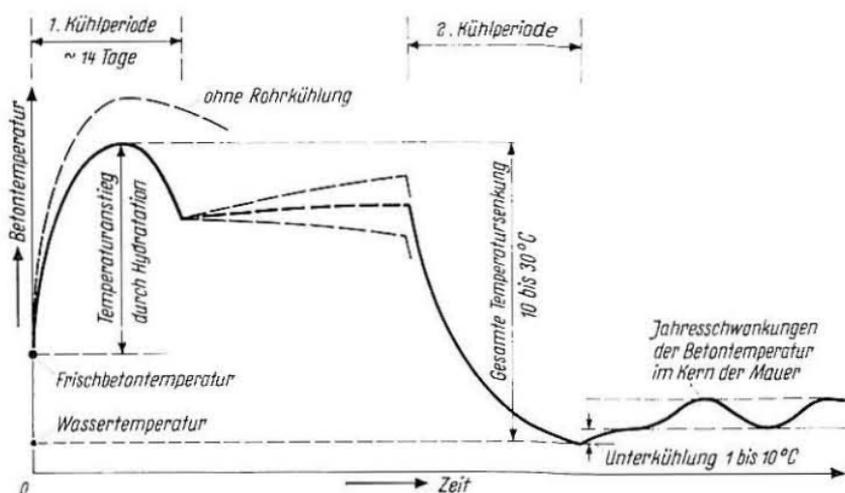


Bild 11 Temperaturverlauf in einer Betonlauwmauer mit Rohrinnenkühlung, nach [21]

nicht größer als in Tafel 2 angegeben sein darf. Wenn nun die Temperatur eines bestimmten Betons mit gegebener Frischbetontemperatur ohne Rohrkühlung so ansteigt, wie in Bild 11 gestrichelt dargestellt, dann muß die Höchsttemperatur entweder durch sofort mit dem Betonieren beginnende Rohrkühlung (1. Kühlperiode) oder durch Senken der Frischbetontemperatur so weit gesenkt werden, daß die „gesamte Temperatursenkung“ in den Grenzen nach Tafel 2 bleibt. Im Sommer ist oft beides nötig. Die Frischbetontemperatur soll nach Auffassung des USBR auch bei Bauwerken mit mittleren Abmessungen im Sommer + 15 °C nicht übersteigen.

Bei Bauwerken mittlerer Abmessung entspricht die „Verpreßtemperatur“ in etwa der Fundament- oder Auflagertemperatur zum Zeitpunkt des Betonierens.

## 5.1 Senken der Frischbetontemperatur

Die Frischbetontemperatur ergibt sich aus der Temperatur der einzelnen Betonkomponenten, deren Menge und deren spezifischer Wärme nach der Gleichung

$$t_B = \frac{G \cdot c_G \cdot t_G + Z \cdot c_Z \cdot t_Z + W \cdot c_W \cdot t_W}{G \cdot c_G + Z \cdot c_Z + W \cdot c_W} \text{ [}^\circ\text{C]} \quad (5)$$

Dabei sind:

G = Menge des Zuschlags in kg/m<sup>3</sup>

Z = Menge des Zements in kg/m<sup>3</sup>

W = Menge des Wassers in kg/m<sup>3</sup>

c<sub>G</sub> = Spezifische Wärme des Zuschlags (rd. 0,2 kcal/kg°C)

c<sub>Z</sub> = Spezifische Wärme des Zements (rd. 0,2 kcal/kg°C)

c<sub>W</sub> = Spezifische Wärme des Wassers (1,0 kcal/kg°C)

t<sub>G</sub> = Temperatur des Zuschlags in °C

t<sub>Z</sub> = Temperatur des Zements in °C

t<sub>W</sub> = Temperatur des Wassers in °C

Da die spezifische Wärme des Wassers rd. 5mal so groß ist wie die von Zuschlag und Zement, läßt sich Gleichung (5) vereinfachen zu

$$t_B = \frac{G \cdot t_G + Z \cdot t_Z + 5 \cdot W \cdot t_W}{G + Z + 5 \cdot W} \text{ [}^\circ\text{C]} \quad (6)$$

Aus Gleichung (6) ergibt sich, daß ein Kühlen der Ausgangsstoffe unterschiedlich wirksam ist. Unter durchschnittlichen Verhältnissen wird die Frischbetontemperatur jeweils um 1 °C gesenkt, wenn die Temperatur

des Zements	um 10 °C
oder die des Zuschlags	um 1,6 °C
oder die des Wassers	um 3,6 °C

gesenkt wird [22]. Am wenigsten wirksam ist das Kühlen des Zements. Ein Kühlen von heißem Zement von z. B. 60 °C auf 30 °C bewirkt unter sonst gleichen Bedingungen ein Sinken der Frischbetontemperatur um 3 °C. Am einfachsten läßt sich das Anmachwasser kühlen, jedoch steht hierfür nur das zusätzliche Anmachwasser ohne Eigenfeuchte des Zuschlags zur Verfügung. Am wirkungsvollsten ist das Kühlen des Zuschlags; ein Berie-seln des Kiesel mit kaltem Grundwasser senkt an heißen Sommertagen die Frischbetontemperatur beträchtlich.

Ersetzt man einen Teil des Anmachwassers durch Eis, so kann man neben der tieferen Eistemperatur die Wärme, die das Eis zum Schmelzen verbraucht, zusätzlich nutzen; sie beträgt 80 kcal/kg. Um die Frischbetontemperatur um 1 °C zu senken, muß man etwa 6 kg Wasser durch Eis ersetzen. Es kommt dabei nur Splittereis unter 1 cm Durchmesser oder Eisschnee in Betracht, damit das Eis in der Mischmaschine noch schmilzt; anderenfalls können wassergefüllte Poren entstehen. (Formeln und weitere Einzelheiten siehe [6].)

## 5.2 Rohrrinnenkühlung

Bei der Rohrrinnenkühlung wird ein mehrere hundert Meter langes, vorab verlegtes Rohrnetz einbetoniert, durch das dann Kühlwasser gepumpt wird (im Gebirge oft unter Ausnutzung eines natürlichen Gefälles). Das Kühlwasser führt die Wärme aus dem Innern des Betons ab. Diese Rohrrinnenkühlung wurde vom USBR entwickelt und erstmalig am Boulder Dam Ende der zwanziger Jahre erprobt. Die Leistung einer solchen Rohrrinnenkühlung wird von folgenden Einflüssen bestimmt [23]:

- Abstand der Rohre,
- Durchmesser der Rohre,
- Länge einer Rohrschleife,
- Temperatur des Kühlwassers,
- Geschwindigkeit und Menge des durchfließenden Wassers und
- Temperaturleitzahl der Rohrwand und des Betons.

Den größten Einfluß auf die Kühlleistung hat der Abstand der Rohre, durch den auch die Kühlzone eines Rohres festgelegt

ist, siehe Bild 12. Die Kühlzone wächst mit dem Quadrat des Rohrabstandes; wird der Abstand der Rohre also verdoppelt, dann sinkt die Kühlleistung auf ein Viertel, d. h. man benötigt für eine gleiche Abkühlung das Vierfache an Zeit. Üblicherweise verlegt man die Rohrleitung beim Betonieren von 1,5 oder 2 m

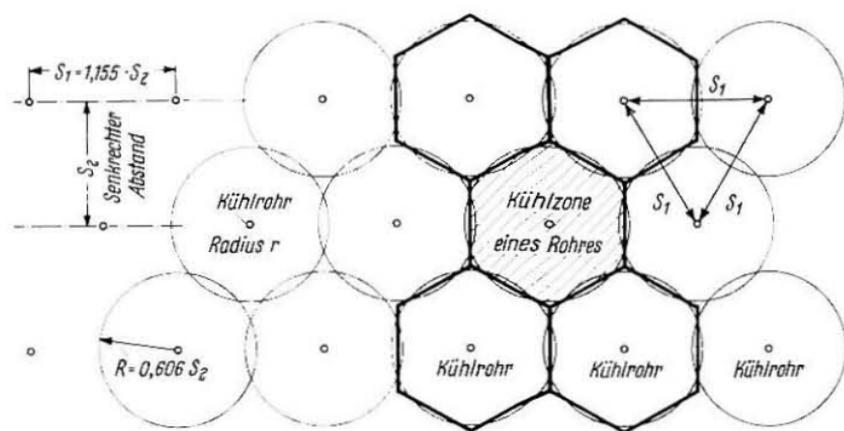


Bild 12 Schema einer Rohrinnenkühlung in Betonstauauern, nach [23]

dicken Schichten in Schleifen auf der Sohlenfläche. Der Beton der frisch betonierten Schicht gibt dann bis zum Aufbringen der nächsten Schicht nach 3 bis 4 Tagen seine Wärme über die freie Oberfläche und an die Kühlrohre ab. Der senkrechte Abstand der Rohre ist durch die Schichthöhe zu 1,50 oder 2 m festgelegt. Die Kühlleistung wird dadurch gesteuert, daß der waagerechte Abstand der Rohre innerhalb der Schleifen verändert wird.

Der Einfluß des Rohrdurchmessers ist nicht groß. Um die Kühlleistung bei sonst gleichen Verhältnissen zu verdoppeln, muß man den Durchmesser etwa verzehnfachen [23]. Der zweckmäßigste Rohrdurchmesser ergibt sich aus hydraulischen Gründen (Leitungswiderstand) und aus wirtschaftlichen Überlegungen (Gewicht und Kosten je lfdm Rohr steigen mit dem Durchmesser erheblich an). In den USA wird heute als wirtschaftliches Optimum ein Rohr von 1" (25,4 mm) Außendurchmesser angesehen. Es dürfen dort nur Metallrohre mit einer Wanddicke von wenigstens 1,5 mm verwendet werden [13].

Beim Durchströmen der Kühlschleifen erwärmt sich das Wasser. Die Kühlleistung sinkt daher mit der Länge der Kühlschleifen. Das USBR begrenzt die Länge auf maximal 400 m; meist wird jedoch eine Länge von etwa 200 m gewählt. Bei großen Rohrnetzen werden daher an mehreren Stellen senkrechte Zuleitungen von 75 mm Durchmesser angeschlossen, die wieder von Hauptleitungen mit bis zu 200 mm Durchmesser gespeist werden. Am Anfang einer Kühlschleife kühlt der Beton wegen des dort kälteren Wassers stärker ab als am Ende. Daher wechselt man täglich die Durchflußrichtung des Kühlwassers. Nach den Ausschreibungen des USBR [13] muß jede einzelne Kühlschleife vor dem Einbetonieren mit rd. 3,5 atü auf Wasserdichtigkeit geprüft werden. Diese Forderung erscheint hoch, da selbst bei star-

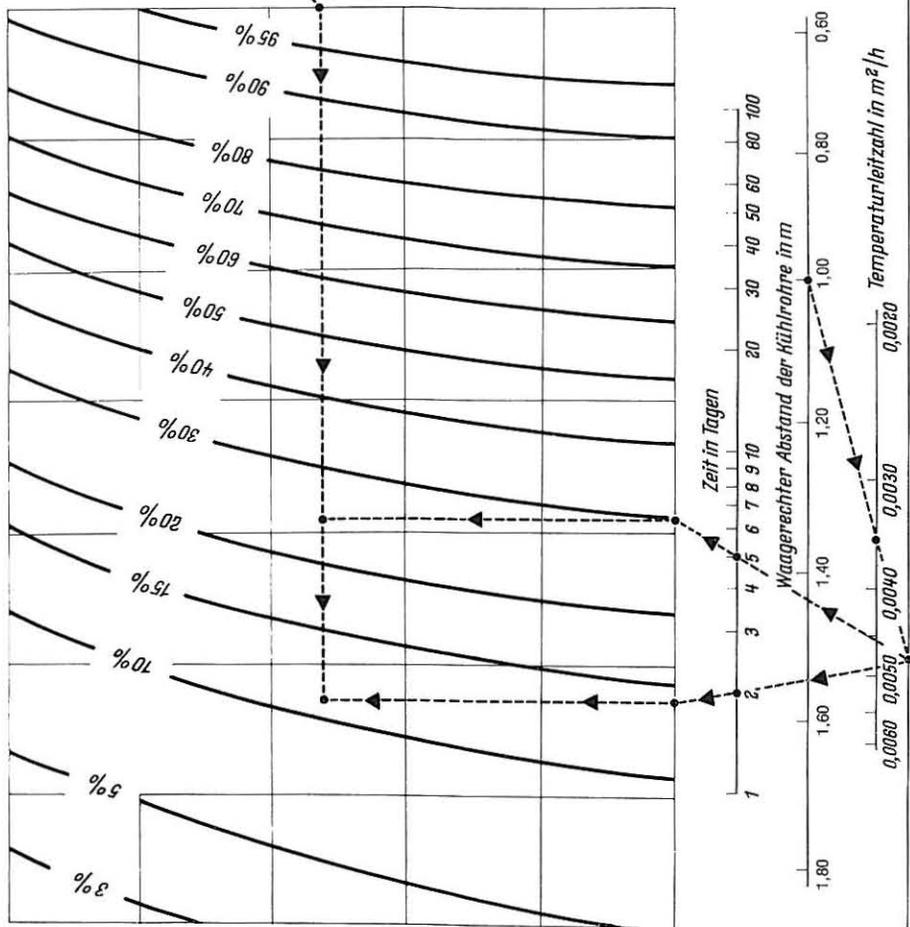
ken Krümmungen weniger als 1 atü für die erforderliche Fließgeschwindigkeit ausreichen würde. Im erhärteten Beton würde zudem eine undichte Stelle nicht stören; sie könnte lediglich im frischen Beton zu Schäden führen.

Von großem Einfluß ist die Temperatur des Kühlwassers. Die Kühlleistung ist direkt proportional dem Unterschied zwischen Beton- und Kühlwassertemperatur. Neben dem Abstand der Rohre übt daher die Temperatur des Kühlwassers den stärksten Einfluß auf die Kühlleistung aus.

Die Geschwindigkeit des Kühlwassers muß so groß sein, daß im Rohr eine turbulente Strömung entsteht, da eine laminare Strömung einen schlechteren Wärmeübergang aufweist und dadurch eine um 25 % kleinere Kühlleistung erbringt. Die Geschwindigkeit muß bei einem Rohr von 25 mm (1") Innendurchmesser wenigstens 12,7 cm/sec und bei einem 50 mm (2")-Rohr wenigstens 6,3 cm/sec betragen. Dem entspricht eine Durchflußmenge beim 25 mm-Rohr von rd. 3,9 l/min und beim 50 mm-Rohr von 7,8 l/min. Mit steigender Durchflußmenge steigt die Kühlleistung an, jedoch nicht linear, sondern in Form einer Parabel, d. h. eine bestimmte Kühlleistung kann auch bei noch so großer Durchflußmenge nicht überschritten werden. Mit der Durchflußmenge steigen die Kosten für das Pumpen, die Installation usw. stark an, so daß auch für die Durchflußmenge ein wirtschaftliches Optimum gesucht werden muß. Das USBR schreibt bei einem Rohr von 1" Außendurchmesser eine Durchflußmenge von wenigstens 15 l/min vor [13, 23], die im allgemeinen in der Praxis nicht wesentlich überschritten wird.

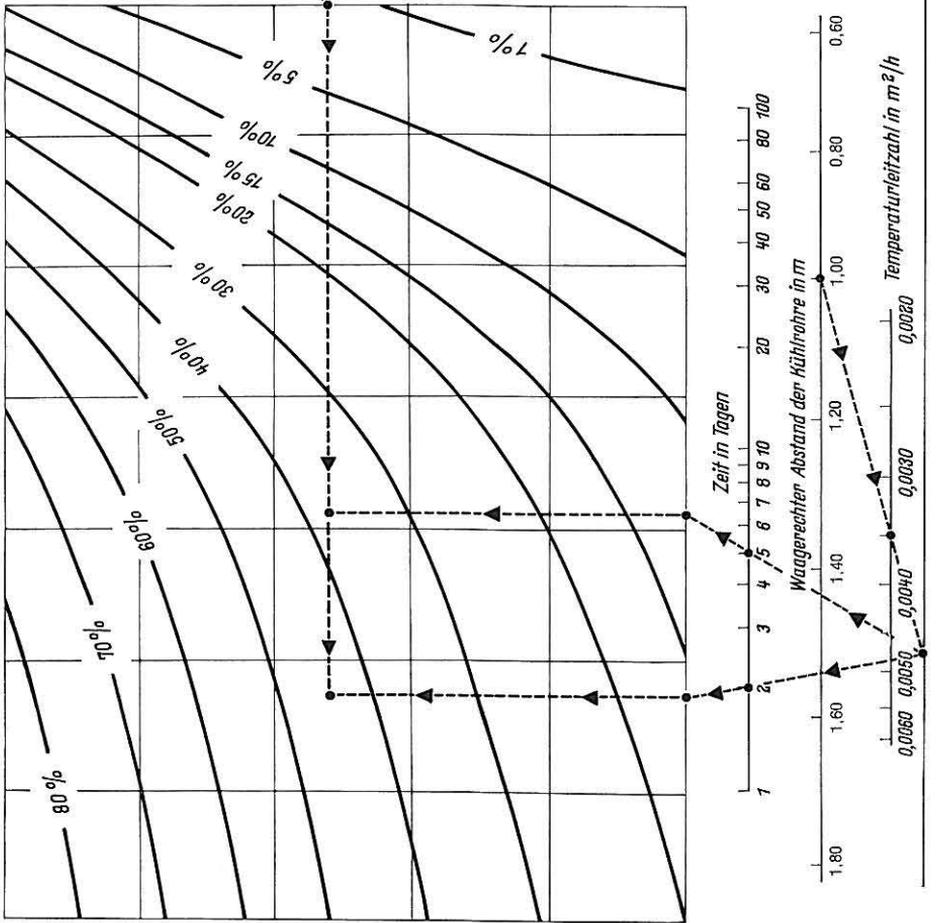
Die Temperaturleitzahl der 1,5 mm dicken Rohrwand beeinflusst die Kühlleistung praktisch nicht, sofern Metallrohre verwendet werden. Kunststoffrohre empfehlen sich wegen ihres größeren Wärmedurchlaßwiderstandes nicht. Die Kühlleistung hängt in starkem Maße von der Wärmeleitung des Betons ab, jedoch ist eine Wahl der Zuschlagstoffe, die für die Wärmeleitung des Betons maßgebend sind, meist nicht möglich (siehe auch Abschnitt 4). Im Mittel beträgt die Temperaturleitzahl des Kiessandbetons  $0,004 \pm 0,0005 \text{ m}^2/\text{h}$ ; sie kann zwischen 0,002 und 0,005  $\text{m}^2/\text{h}$  schwanken.

Für den Entwurf einer Rohrrinnenkühlung mit einem äußeren Rohrdurchmesser von 25 mm und einem senkrechten Abstand der Rohrschlangen von 1,5 m hat C. Rawhouser [20] Diagramme veröffentlicht, die hier als Bild 13 und Bild 14 wiedergegeben sind. Mit Bild 13 kann man die Betonkühlung in Prozent des ursprünglichen Temperaturunterschiedes zwischen Beton und Kühlwasser abschätzen. Eingetragen ist ein Beispiel, bei dem folgende Ausgangswerte gewählt wurden: Wasserdurchfluß 15 l/min, Temperaturleitzahl des Betons  $0,0035 \text{ m}^2/\text{h}$ , Länge der Rohrschlange 200 m, waagerechter Abstand der Kühlrohre 1,00 m; vorgegeben sind ein Rohrdurchmesser von 25 mm und ein senkrechter Abstand von 1,5 m. Gesucht ist die Betonkühlung nach 2 und nach 5 Tagen. Aus dem Diagramm liest man nach 2 Tagen 11 % und nach 5 Tagen 25 % ab. Das bedeutet, daß bei einer Betontemperatur von z. B.  $+ 40 \text{ }^\circ\text{C}$  und einer Wassertemperatur von z. B.  $+ 10 \text{ }^\circ\text{C}$  (Grundwasser) und damit bei einem Unterschied von  $30 \text{ }^\circ\text{C}$  die



Äußerer Rohrdurchmesser 25 mm  
 Senkrechter Rohrabstand 1,50 m

Bild 13 Betonkühlung in Prozent des ursprünglichen Temperaturunterschiedes zwischen Beton und Kühlwasser, nach [20]



Äußerer Rohrdurchmesser 65 mm  
Senkrechter Rohrabstand 1,50 m

Bild 14 Erwärmung des Kühlwassers in Prozent des ursprünglichen Temperaturunterschiedes zwischen Beton und Kühlwasser, nach [20]

Abkühlung nach 2 Tagen 11 % von 30 °C gleich 3,3 °C und nach 5 Tagen 25 % von 30 °C gleich 7,5 °C beträgt. Das Diagramm in Bild 13 bezieht sich auf den Temperaturunterschied zwischen Beton und Wasser. Dieser ändert sich auch bei gleichbleibender Wassertemperatur ständig, da die Betontemperatur zunächst durch die Hydrationswärme ansteigt und dann durch die Kühlung absinkt. Man muß daher schon beim Entwurf den Temperaturunterschied in Stufen (jeweils 1 Tag) festlegen und die Abkühlung mit den Prozentsätzen aus Bild 13 errechnen. Bekannt sein müssen hierfür die Kühlwassertemperatur, die angestrebte Frischbetontemperatur und der Temperaturanstieg infolge Hydratation, der nach Bild 10 abgeschätzt werden kann. Ähnlich einfach zu handhabende Diagramme haben auch A. Stucky und M. H. Derron [24] ausgearbeitet; veränderlich sind in ihren Diagrammen der Rohrabstand (1,5 bis 5 m) und der Rohrdurchmesser ( $\frac{3}{4}$ " bis 2"), die anderen Einflußgrößen sind vorgegeben. Ebenso wie von W. Mandry [6] werden noch weitere Formeln und Diagramme angegeben, mit denen praktisch jede Einflußgröße für sich erfaßt werden kann.

Mit Bild 14 kann man die Erwärmung des Kühlwassers in Prozent des ursprünglichen Temperaturunterschiedes zwischen Beton und Kühlwasser ermitteln. Damit hat man Werte zur Überwachung auf einwandfreies Arbeiten der Kühls Schleifen. Soll das Wasser im Umlauf verwendet werden, so erlaubt dieses Diagramm auch eine erste Abschätzung der erforderlichen Kühlanlage, obschon hierfür in [6, 23 und 24] genauere Angaben vorliegen.

Im obigen Beispiel betrug die Abkühlung nach 2 Tagen nur 3,3 und nach 5 Tagen nur 7,5 °C. Das ist, verglichen mit dem nach Bild 10 zu erwartenden Temperaturanstieg von 25 bis 40 °C, sehr wenig. Aus wirtschaftlichen Gründen ist es nicht möglich, die Rohrkühlung so zu bemessen, daß sie die in den ersten Tagen freiwerdende Hydrationswärme ganz oder zum größten Teil abführt. Die meisten der bisher verwendeten Rohrkühlungen senkten die Betontemperatur im Mittel um etwas weniger als 1 °C/Tag, eine Steigerung auf etwa 2 °C/Tag ist möglich. Man kann jedoch schon damit die zu erwartende Temperaturspitze beachtlich erniedrigen, vor allem wenn man ein Bindemittel verwendet, das seine Hydrationswärme nur sehr langsam entwickelt; auch erstarrungsverzögernde Zusatzmittel können dann angezeigt sein. Bei Bauwerken mit mittleren Abmessungen und hoher Betongüte dürfte es im Sommer nicht möglich sein, durch Rohrkühlung allein die Temperatur in den erlaubten Grenzen zu halten. Wirkungsvoller sind eine starke Senkung der Frischbetontemperatur und ein Unterteilen in Betonierabschnitte.

Da der die Rohre umgebende Beton bei höheren Temperaturen erhärtet, werden durch die Rohrkühlung innere Zugspannungen ausgelöst. Um ein möglichst kleines Temperaturgefälle zu schaffen, soll die Abkühlung 1 °C/Tag nicht wesentlich überschreiten [21]. Mit der Kühlung sollte schon während des Einbringens des Betons begonnen werden; das ist kühltechnisch wirksam und verhindert größere radiale Zugspannungen um das Rohr [6, 23].

Anfang der dreißiger Jahre kostete die Kühlung des Betons für den Boulder Dam  $1,15 \text{ DM/m}^3$ . Davon entfielen  $0,31 \text{ DM/m}^3$  auf das Verlegen der Rohrleitungen (Material- und Lohnkosten); den größeren Anteil nahm die Errichtung der Kühlanlage in Anspruch [23]. Jetzt wurden (Mitte 1963) vom USBR die Kosten der Kühlung für die derzeit im Bau befindlichen Staumauern mit etwas über  $4 \text{ DM/m}^3$  angegeben. Statt der früher üblichen Stahlrohre werden z. Z. in den USA nahezu ausschließlich Aluminiumrohre oder -schläuche verwendet. Auch in Deutschland sind seit kurzem relativ preiswerte längsnahtgeschweißte Aluminiumrohre erhältlich, die bei einem Durchmesser von 1" nur rd.  $300 \text{ g/m}$  wiegen und als endlose Rohre zu Ringen aufgerollt geliefert werden, so daß die vielen arbeitsaufwendigen Verbindungen entfallen. Aluminium hat zwar einen anderen Wärmeausdehnungskoeffizienten als Beton und korrodiert auch im Beton, aber das ist für diese Aufgabe nicht von Bedeutung. Preislich interessant dürften auch unverzinkte Rohre mit Schnellkupplungen sein, wie sie in der Landwirtschaft in einer verzinkten Ausführung zur Beregnung verwendet werden.

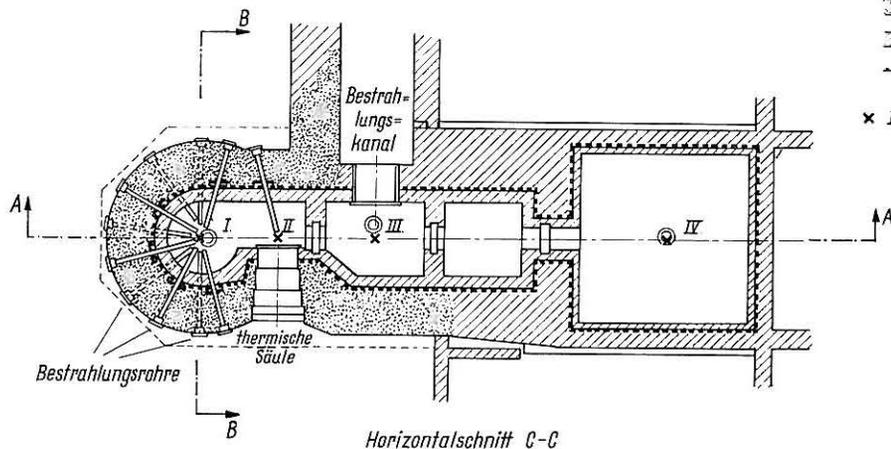
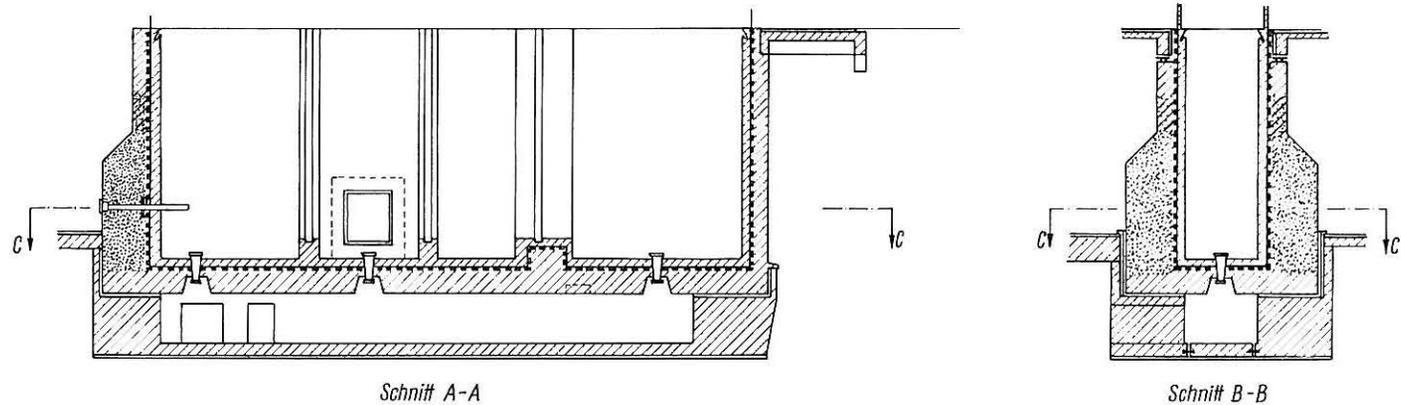
## 6. Maßnahmen bei Bauwerken mit mittleren Abmessungen

Das Kühlen der Ausgangsstoffe oder des Betons ist zwar technisch sicher, jedoch auch finanziell verhältnismäßig aufwendig; das gilt vor allem bei Bauwerken mit mittleren Abmessungen, bei denen die Betonmenge im Vergleich zu der bei Staumauern klein ist. Man wird daher bestrebt sein, solche Bauwerke in kleinere Abschnitte zu unterteilen, um dann deren natürliche Auskühlung zu nutzen. Eine größere Anzahl Fugen muß dabei in Kauf genommen werden. Bei sachgemäßem Vorgehen lassen sich waagerechte Arbeitsfugen jedoch einwandfrei und wasserdicht ausführen [25]. Als Beispiel soll an drei in den letzten Jahren errichteten Bauwerken gezeigt werden, wie man in solchen Fällen verfahren kann.

### 6.1 Forschungsreaktor Geesthacht [26]

Der Forschungsreaktor Geesthacht ist ein sogenannter „Schwimmbadreaktor“, bei dem die Strahlungsquelle an einem Gestänge in einem mit destilliertem Wasser gefüllten Becken hängt. Die Länge dieses Reaktorbeckens beträgt von Außenrand zu Außenrand  $27,2 \text{ m}$ , seine Breite schwankt zwischen  $6,5 \text{ m}$  und  $9 \text{ m}$  (Bild 15), und die Höhe mißt  $10,8 \text{ m}$ . Die Dicke der Wände liegt zwischen  $1,0$  und  $2,4 \text{ m}$ . Zur Sicherung wurde zwar in die Reaktorwand wegen der unregelmäßigen Form des Beckens ein  $5 \text{ mm}$  dickes Stahlblech eingebaut; der Beckenbeton sollte jedoch wegen des Strahlungsschutzes auch rißfrei bleiben.

Verlangt wurde ein B 225 mit einer Rohdichte von  $3,30 \text{ kg/dm}^3$ . (Die für den Strahlungsschutz geforderte hohe Rohdichte senkt die durch die Hydratation des Zements entstehende Temperatur, vgl. Gleichung (4).) Verwendet wurden  $270 \text{ kg/m}^3$  HOZ 275 mit rd.  $40\%$  Hüttensandanteil. Die Bauarbeiten fielen in den Winter. Nach dem Fundament wurden zunächst im Oktober in einem Zuge der  $1,4 \text{ m}$  dicke Beckenboden betoniert, dann nach 6 Wo-



-  Barytбетон
-  Kiessandбетон
-  Stahlblechmantel mit Ausgussmörtel
- x I - IV. Reaktorstellungen

Bild 15 Forschungsreaktor Geesthacht; Schnitte durch das Reaktorbecken, nach [26]

chen jeweils im Abstand von mehreren Tagen waagerechte 1 m dicke Schichten der Beckenwand (praktisch in sich geschlossene Ringe, bei denen mit 2 Betonierkolonnen an einer Stelle in entgegengesetzter Richtung begonnen wurde). Die Unterteilung im Schnitt B – B und die Anordnung der Temperaturmeßstellen gibt Bild 16 wieder (Beckenboden, Meßstelle I; Beckenwand, Meßstellen II und III). Die mittlere Temperatur des Beckenbodens betrug  $+ 6^{\circ}\text{C}$ . Um den Temperaturunterschied zwischen dem kalten Beckenboden und den aufgehenden Wänden zu vermindern, wurde die Platte des Beckenbodens 10 Tage vor Betonierbeginn der Wände durch Ölöfen in den Kammern des Fundaments unter dem Boden langsam von  $+ 6$  auf  $+ 14^{\circ}\text{C}$  aufgeheizt.

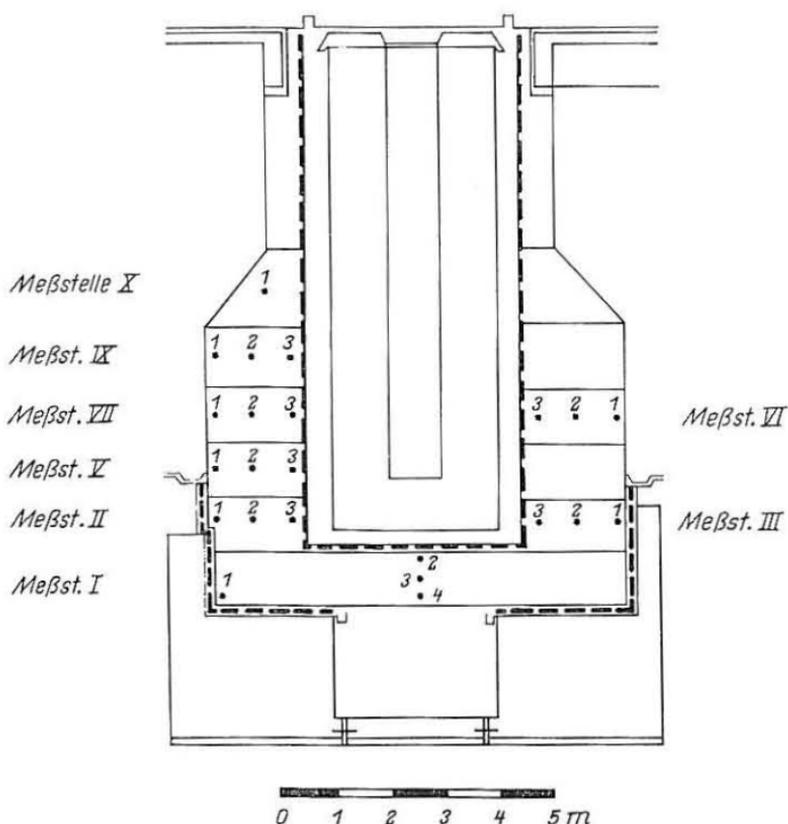


Bild 16 Aufteilung des Reaktorbeckens in waagerechte Betonierabschnitte und Lage der Temperaturmeßstellen (Thermoelemente), nach [26]

Die Temperaturentwicklung der aufeinanderfolgenden, waagerechten Betonierschichten geht aus Bild 17 hervor. Die Frischbetontemperatur der 1. Schicht betrug  $+ 9^{\circ}\text{C}$ , nach 2 Tagen war sie auf  $+ 20^{\circ}\text{C}$  angestiegen. Nach 3 Tagen wurde die 2. Schicht mit einer Frischbetontemperatur von  $+ 6^{\circ}\text{C}$  aufgebracht, nach weiteren 4 Tagen die 3. Schicht mit  $+ 9^{\circ}\text{C}$  Frischbetontemperatur. Drei Tage nach dem Betonieren der 3. Schicht lagen alle Kerntemperaturen der bereits über 3 m hohen Wand zwischen

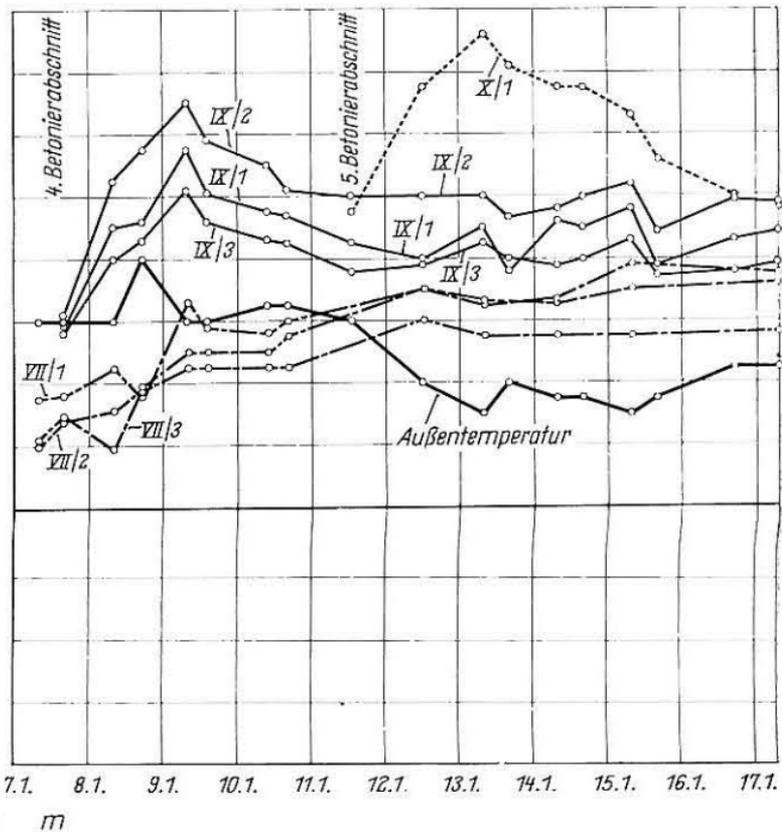
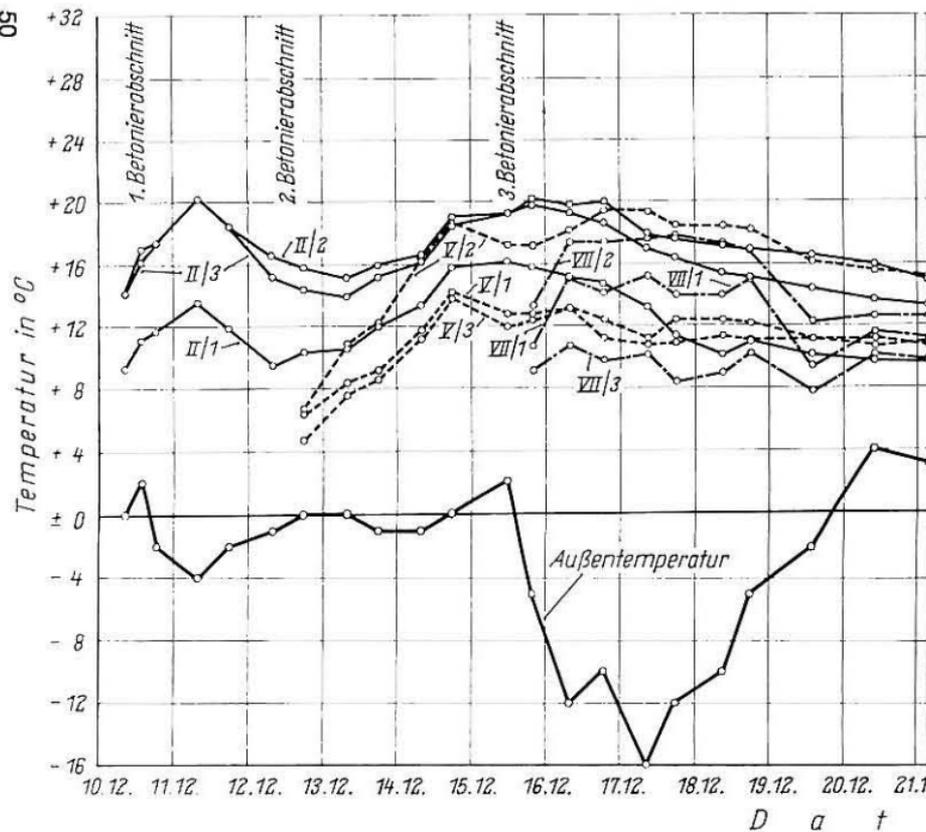


Bild 17 Temperatur in den einzelnen Betonierschichten (Bezeichnung und Lage der Meßstellen siehe Bild 16), nach [26]

+ 17 und + 19 °C. Durch das schichtweise Betonieren konnte also zuverlässig erreicht werden, daß die Temperatur der wachsenden Wand fortlaufend in engen Grenzen blieb. Wesentlich war dabei, daß die nachfolgende Schicht immer erst aufgebracht wurde, nachdem die Temperatur der vorangegangenen Schicht schon wieder abzuklingen begann, und daß die Frischbetontemperatur unter dieser Temperatur lag. Das war bei der 5. Schicht mit einer Frischbetontemperatur von + 18 °C nicht der Fall; dieser Übergangsbeton enthielt auch weniger Baryt und hatte nur eine Rohdichte von 3,00 kg/dm<sup>3</sup>, so daß die Temperatur bis auf + 30 °C anstieg. Dies wirkte sich hier nicht negativ aus, da die oberen Teile einer Wand stets weniger empfindlich gegen Spalt- risse sind (vergl. auch die Einteilung in Tafel 2). Bei diesem Vorgehen entstand das Becken rißfrei; weitere Einzelheiten siehe [26].

## 6.2 Rendsburger Tunnel [6, 27]

Beim Rendsburger Tunnel wurde das Mittelstück in einem Dock fertiggestellt und dann eingeschwommen. Das Mittelstück wurde in Längsrichtung durch Fugen in Abschnitte von 20 m unterteilt; den Querschnitt des Mittelstücks gibt Bild 18 wieder. Die Betongüte war B 300; dazu wurden rd. 290 kg/m<sup>3</sup> C<sub>3</sub>A-freier PZ 275 verwendet. Die Bauzeit lag im Sommer.

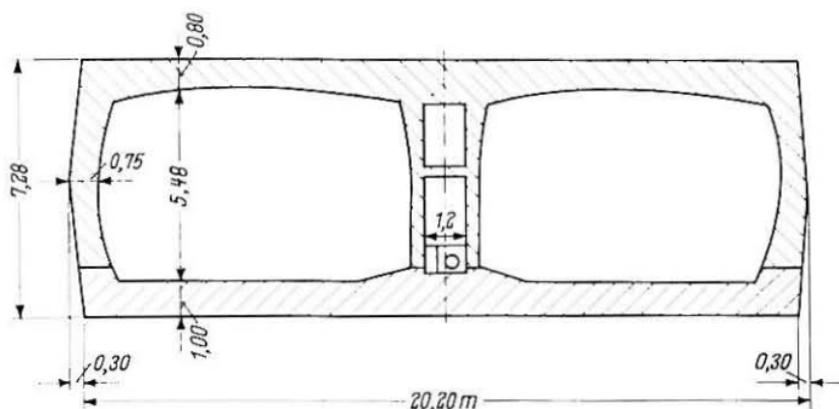


Bild 18 Querschnitt des Straßentunnels Rendsburg unter dem Nord-Ostsee-Kanal, nach [27]

Zunächst wurde in jedem Abschnitt die Bodenplatte betoniert und dann, nach deren Abkühlen, die Seitenwände und die Decke in einem Zug. Um Spaltrisse in den Wänden sicher zu vermeiden, ordnete der Bauherr an, daß die Frischbetontemperatur der Seitenwände und Decke 5 °C unter der der Bodenplatte liegen sollte. Dazu wurde der Zuschlag über 7 mm mit Grundwasser von + 10 bis + 13 °C berieselt, das Anmachwasser auf + 1 °C gekühlt und teilweise durch Eisschnee (20 bis 30 kg/m<sup>3</sup>) ersetzt und der Zement von + 55 bis + 60 auf + 27 °C gekühlt. Zeitweise wurde auch die Pumpleitung auf einer Länge von 30 bis 50 m mit Blockeis gekühlt. Durch diese Maßnahmen konnte man die Frischbeton-

temperatur von + 20 auf + 11 °C senken. In Bild 19 ist oben der Temperaturverlauf mit und ohne Kühlung aufgetragen, unten die Längsspannung in der Wand, wie sie W. Mandry errechnet hat [6]. Mit Vorkühlung betrug die Zugspannung 7,3 kp/cm<sup>2</sup>, ohne Vorkühlung hätte sie 19,5 kp/cm<sup>2</sup> betragen und wahrscheinlich zu Rissen geführt.

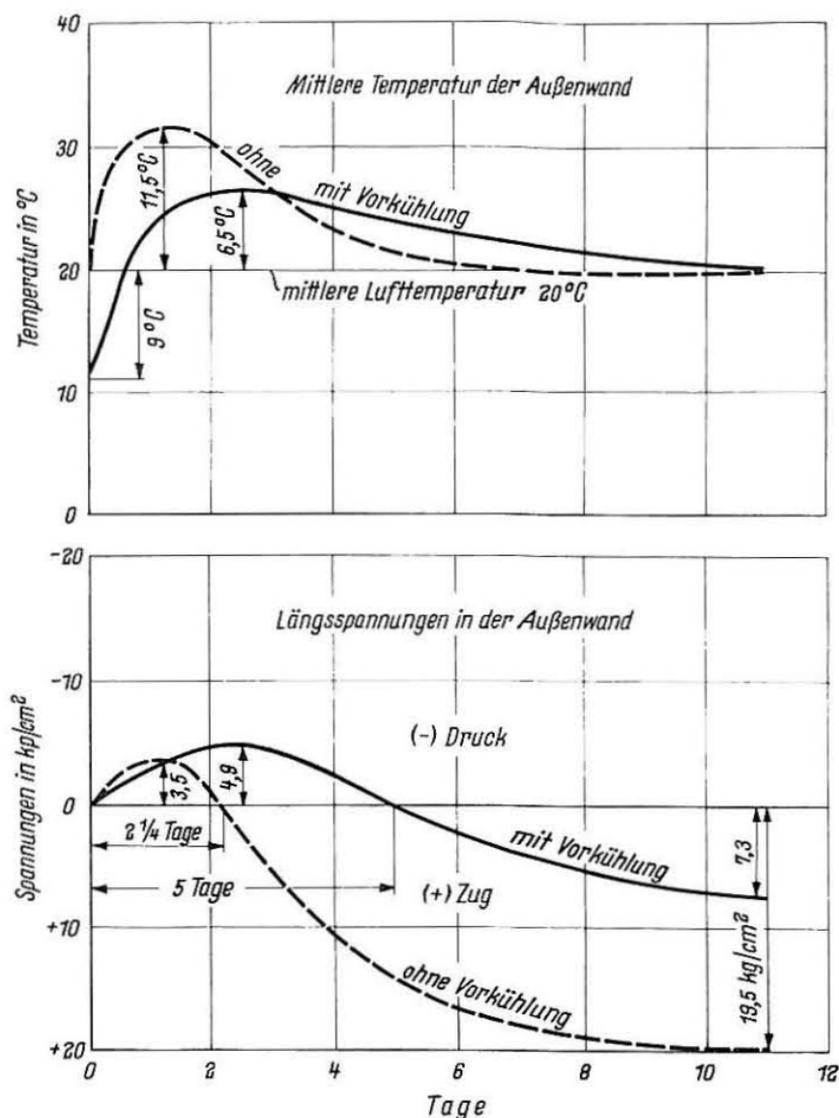


Bild 19 Temperatur und Temperaturspannungen in einer Tunnelwand mit und ohne Vorkühlung des Betons, nach [6]

### 6.3 Rheinbrücke Kleve – Emmerich

Über den Rhein wird bei Kleve–Emmerich zur Zeit eine Hängebrücke gebaut. Das Kabel wird an beiden Rheinufern in sehr massigen Betonkörpern von rd. 40 m Länge, rd. 28 m Breite und einschließlich der Caissongründung rd. 26 m Höhe verankert, siehe Bild 20. Die Betongüte des Verankerungskörpers (ohne

Gründung) beträgt B 300. Der Beton enthält  $300 \text{ kg/m}^3$  HOZ 275 mit 50 % Hüttensandanteil und  $40 \text{ kg/m}^3$  Trass. Der Beton hatte eine plastische Konsistenz, da er – ebenso wie beim Rendsburger Tunnel – über eine größere Strecke gepumpt wurde. Die Bauzeit lag im Sommer.

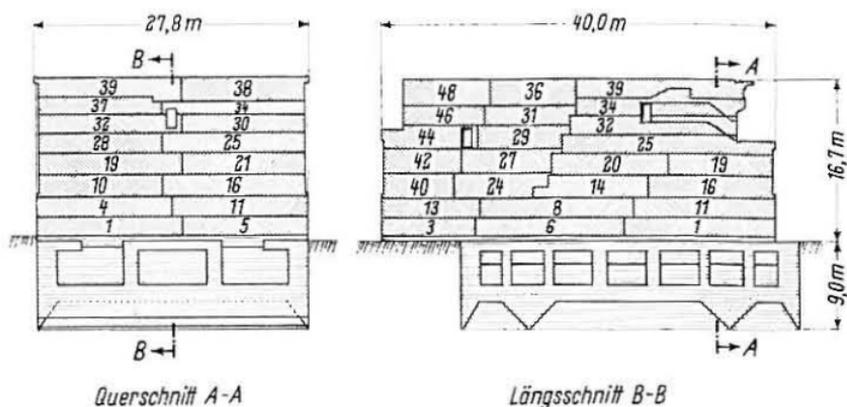


Bild 20 Aufteilung des Verankerungskörpers einer Hängebrücke in Betonierabschnitte

Wie aus Bild 20 ersichtlich, wurde der Verankerungskörper in waagerechte Schichten von etwa 2 m Höhe und senkrecht in Längs- und Querrichtung in Abschnitte von maximal 15 m Länge unterteilt. Die senkrechten Fugen waren jeweils um wenigstens 1 m versetzt. Bild 21 zeigt die Betonierfolge in einer perspektivischen Darstellung. Die Abschnitte 1, 2 und 3 wurden an aufeinanderfolgenden Tagen betoniert (1 Abschnitt je Tag). Nach einem Tag Pause wurde dann zunächst Abschnitt 4 auf Abschnitt 1 betoniert und an den folgenden Tagen die Abschnitte 5 bis 7 usw.

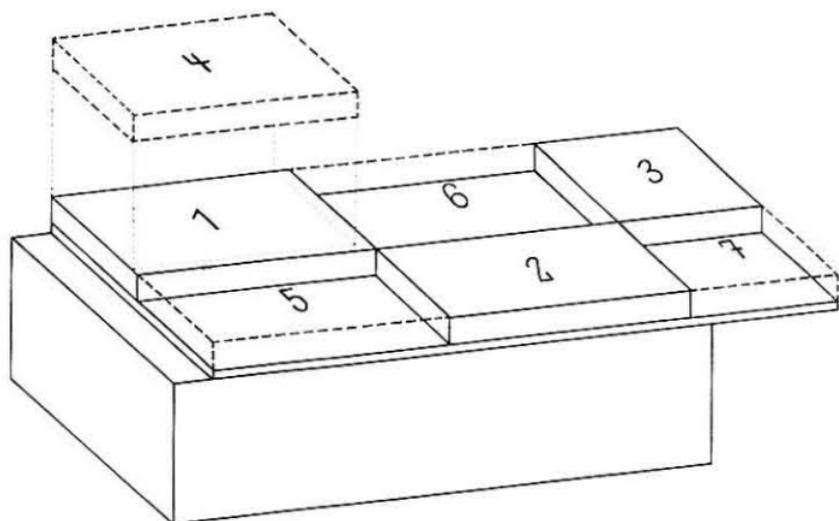


Bild 21 Betonierfolge der einzelnen Abschnitte des Verankerungskörpers

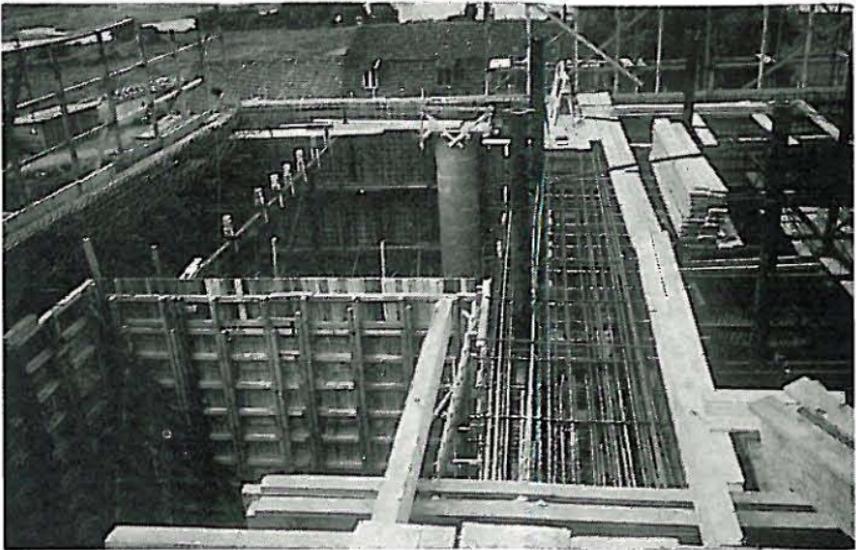


Bild 22 Unterteilen des Verankerungskörpers in der Schalung durch Rippenstreckmetall

Hierdurch gelang es, das Bauwerk von Spaltrissen frei zu halten. Wie zu erwarten war, öffneten sich die senkrechten Fugen geringfügig, was im vorliegenden Fall jedoch ohne Bedeutung war. Bild 22 zeigt die Unterteilung in die einzelnen Abschnitte durch Rippenstreckmetall.

## 7. Zusammenfassung

Da die bei der Hydratation des Zements frei werdende Wärme nur langsam abfließt, entstehen erhöhte Temperaturen, Volumenänderungen und Spannungen, die zu Rissen führen können. Es sind daher bei großen Betonstaumauern, jedoch auch bei Bauwerken mit mittleren Abmessungen, wie z. B. Stützmauern, Schleusen und Schutzbunkern, betontechnische und konstruktive Maßnahmen nötig, um Temperaturrisse zu vermeiden.

7.1 Da bereits während des Erwärmens ein Teil der Wärme abfließt, steigt die Temperatur im Kern mehr an als am Rand. Das führt zu Eigenspannungen, und zwar im Kern zu Druck- und am Rand zu Zugspannungen. Überschreiten die Zugspannungen die Zugfestigkeit, so treten sogenannte Schalenrisse auf, die jedoch nur wenige cm tief reichen. Überschlagsrechnungen ergeben, daß hiermit bei dickeren Bauteilen gerechnet werden muß, wenn der Temperaturunterschied zwischen Kern und Außenfläche  $15\text{ }^{\circ}\text{C}$  überschreitet.

7.2 Wird auf einen bereits erkalteten Bauteil, z. B. ein Fundament, ein anderer massiver Bauteil aufbetoniert, so erhärtet letzterer bei wesentlich höheren Temperaturen, als sie das Fundament aufweist. Kühlt der zuletzt betonierte Teil ab, so will er sich verkürzen, und es entstehen Zwängspannungen in ihm, die zu durchgehenden Spaltrissen führen können. Bei hohen Bauteilen reichen diese Spaltrisse im allgemeinen bis zu  $\frac{2}{3}$  der

Höhe, bei niedrigen Bauteilen gehen sie bis zum oberen Rand durch. Ob Spaltrisse zu befürchten sind, richtet sich nach dem größten Temperaturunterschied zwischen Fundament und Bauteil und der Länge des Bauteils. Kritisch sind bei einer Länge von 40 m rd. 20 °C Temperaturunterschied, bei einer Länge von 20 m rd. 25 °C Temperaturunterschied. (Bei diesen und größeren Temperaturunterschieden sind zur Vermeidung von Spaltrissen Fugen angezeigt, siehe 7.5.)

7.3 Die Temperaturerhöhung des Betons hängt praktisch von dem Produkt aus Zementgehalt und Hydratationswärme des betreffenden Zements ab. Um den Zementgehalt möglichst niedrig zu halten, sind eine günstige Kornzusammensetzung des Zuschlags und ein möglichst großes Größtkorn zu wählen. Bei gleicher Güte und Verarbeitbarkeit sinkt der erforderliche Zementgehalt z. B. bei Verwendung eines Größtkorns von 70 statt 30 mm von 270 auf 220 kg/m<sup>3</sup>. Der Wasserzementwert sollte im Kern massiger Bauten 0,70 und in der äußeren Zone 0,60 nicht überschreiten. Bei massigen Bauteilen mit hoher Betongüte ist bei einem Zement mit höherer Normenfestigkeit ein geringerer Zementgehalt möglich. Der für die Verarbeitbarkeit und Dichtigkeit des Betons erforderliche Mehlkorngehalt ist dann u. U. durch Zusatz feinen Gesteinsmehls zu gewährleisten.

7.4 Hinsichtlich des Verhältnisses Zementnormenfestigkeit zu Hydratationswärme verhalten sich im allgemeinen Hochofenzemente mit hohem Hüttensandgehalt, Portlandzemente mit niedrigem C<sub>3</sub>A- und C<sub>3</sub>S-Gehalt und Mischungen aus diesen günstig. In den USA werden beim Bau der Betonstauwauern, vorwiegend aus wirtschaftlichen Gründen, 30 % des Portlandzements durch Puzzolan ersetzt, wenn von dem Beton aus diesem Bindemittelgemisch alle technologischen Forderungen erfüllt werden. Meist verhalten sich Bindemittel, die ihre Hydratationswärme langsam entwickeln, günstiger; bei schichtweisem Betonieren trifft dies nur in Grenzen zu. Zuverlässigen Aufschluß über den im Beton zu erwartenden Temperaturanstieg gibt die Untersuchung im adiabatischen Kalorimeter.

7.5 Durch Unterteilen in kleinere Betonierabschnitte wird durch die raschere Wärmeabführung die Höchsttemperatur gesenkt. Unterteilen durch senkrechte Fugen erlaubt ein fortwährendes Betonieren, jedoch öffnen sich diese Fugen; sie müssen für wasserdichte Bauwerke verpreßt oder anders gedichtet werden. Waagerechte Fugen bleiben dicht, verlangen jedoch Betonierpausen und sorgfältiges Anbinden. Die Schichtdicke sollte 1,50 m nicht wesentlich übersteigen. Die Pausen sind so groß zu wählen, daß die mittlere Betoniergeschwindigkeit zwischen 30 und 40 cm/Tag liegt. Die waagerechten Schichten sind in ihrer Länge je nach dem zu erwartenden Temperaturanstieg zu begrenzen; maßgebend ist dafür der Temperaturunterschied zwischen Auflager und Bauteil. Beträgt der Unterschied rd. 25 °C, so sollte die Länge kleiner als 20 m sein, bei 35 °C Unterschied sollte sie kleiner als 10 m sein. Die Gefahr von Spaltrissen ist in den unteren Schichten am größten.

7.6 Eine der wirksamsten Maßnahmen ist das Senken der Frischbetontemperatur, das im Sommer bei Bauwerken mit mittleren Abmessungen und höherer Betongüte unerlässlich ist, wenn man das Bauwerk nicht in sehr kleine Abschnitte unterteilt und dadurch Risse vermeidet. Am wirksamsten ist das Kühlen des Zuschlags, am einfachsten das des Wassers. Die Frischbetontemperatur wird jeweils um rd.  $1^{\circ}\text{C}$  gesenkt, wenn entweder der Zuschlag um  $1,6^{\circ}\text{C}$  oder das Wasser um  $3,6^{\circ}\text{C}$  oder der Zement um  $10^{\circ}\text{C}$  gesenkt wird oder wenn  $6\text{ kg/m}^3$  Anmachwasser durch Eis ersetzt werden.

7.7 Bei der Rohrinnenkühlung werden bei Stauauer-Blöcken Metallrohre mit meist 1" Durchmesser im senkrechten Abstand von etwa 1,5 m (Schichtdicke) und im waagerechten Abstand von 1 bis 2 m in Kühlschleifen von rd. 200 m Länge einbetoniert, durch die dann rd. 15 l/min Kühlwasser gepumpt werden. Je nach Rohrabstand und Kühlwassertemperatur kann und soll man die mittlere Betontemperatur um 1, höchstens  $2^{\circ}\text{C}/\text{Tag}$  senken; die Rohrinnenkühlung kann daher die in den ersten Tagen frei werdende Hydratationswärme nur begrenzt abführen. Bei den Stauauern in den USA kostet diese Kühlung zur Zeit etwas über  $4\text{ DM/m}^3$ .

7.8 Das Becken des Forschungsreaktors Geesthacht mit Wanddicken zwischen 1,0 und 2,4 m konnte durch Betonieren in 1 m dicken Schichten rißfrei erstellt werden. — Beim Rendsburger Tunnel konnte die Temperatur der Seitenwände und Decken durch Kühlen von Zement, Zuschlag und Anmachwasser sowie durch teilweises Ersetzen des Anmachwassers durch Eisschnee gesenkt und damit die Zugspannung in der Wand erniedrigt werden. — Die rd. 40 m langen, rd. 28 m breiten und rd. 17 m hohen Verankerungskörper einer Hängebrücke wurden durch Arbeitsfugen in 48 Abschnitte von etwa 2 m Höhe und maximal 15 m Länge und Breite durch Rippenstreckmetall unterteilt. Durch schachbrettartiges Betonieren konnten die Temperaturentwicklung unter Kontrolle gehalten und Spaltrisse vermieden werden.

7.9 Es stehen heute Erkenntnisse und Hilfsmittel zur Verfügung, die von Fall zu Fall die Gefahr einer Rißbildung durch die Temperaturentwicklung des Betons in massigen Bauten abzuschätzen erlauben und mit denen auch die notwendigen Maßnahmen zur Vermeidung von Rissen angeordnet werden können.

## SCHRIFTTUM:

- [1] Hampe, B.: Temperaturschäden im Beton, im besonderen im Massenbeton, und Maßnahmen zu ihrer Verhütung. 2. Aufl. Verlag von Wilh. Ernst & Sohn, Berlin 1944.
- [2] Hirschfeld, K.: Die Temperaturverteilung im Beton. Springer-Verlag, Berlin/Göttingen/Heidelberg 1948.
- [3] Hampe, B.: Temperaturschäden im Beton und Maßnahmen zu ihrer Verhütung. Der Bauingenieur 33 (1958) H. 1, S. 6/10.
- [4] Temperatureffecten in zware betonconstructies tengevolge van de hydrateringswarmte van cement. Commissie voor Uitvoering van Research, Rapport 19, Den Haag 1961.
- [5] Eisenmann, O.: Zur Vermeidung von Temperaturrissen im Massenbeton; Temperaturmessungen im Beton der Staustufe Lehmen. Die Bauwirtschaft 14 (1960) H. 23, S. 523/527, und H. 24, S. 546/549.
- [6] Mandry, W.: Über das Kühlen von Beton. Springer-Verlag, Berlin/Göttingen/Heidelberg 1961.
- [7] Engler, H., und R. Winkeloe: Vorteil geringer Betontemperaturen. beton 12 (1962) H. 12, S. 496/500.
- [8] Basalla, A.: Wärmeentwicklung im Beton. Zement-Taschenbuch 1964/65. Bauverlag, Wiesbaden 1963, S. 275/304.
- [9] Symposium on mass concrete. Amer. Concr. Inst. Spec. Publ. SP-6, Detroit 1963.
- [10] Ohno, K., und T. Shibata: On extensibility of fresh concrete under slowly increasing tensile loads. RILEM-Bulletin, New Series No. 4, Oktober 1959, S. 24/31.
- [11] Thomas, T. W.: Modulus of elasticity of concrete at early ages. Proc. Amer. Concr. Inst. 57 (1960/61) S. 854/856; Referat von K. Walz: Der Elastizitätsmodul von Beton in frühem Alter. Betontechnische Berichte 1961. Beton-Verlag, Düsseldorf 1962, S. 175/176.
- [12] United States Department of the Interior, Bureau of Reclamation: Concrete Manual. 6. Aufl. Denver/Col. 1955.
- [13] USBR: Flaming Gorge Dam and Powerplant. Specifications No. DC-5045, Volume 1 and 2. Denver/Col. 1958.
- [14] Price, W. H., L. P. Witte und L. C. Porter: Concrete and concrete materials for Glen Canyon Dam. Proc. Amer. Concr. Inst. 57 (1960/61) S. 629/648; Referat von K. Walz: Beton und Betonbaustoffe für die Glen Canyon-Staumauer in USA. Betontechnische Berichte 1961. Beton-Verlag, Düsseldorf 1962, S. 89/90.
- [15] Walz, K.: Anleitung für die Zusammensetzung und Herstellung von Beton mit bestimmten Eigenschaften. 2. Aufl. Verlag von Wilh. Ernst & Sohn, Berlin/München 1963.
- [16] Spohn, E.: Zemente für Massenbeton. Heidelberger Portländer (Werkszeitschrift der Portland-Zementwerke Heidelberg AG) 1963, H. 3, S. 25/29.
- [17] Keil, F.: Zement und Zementindustrie, Abschnitt Hydratationswärme. Zement-Taschenbuch 1964/65. Bauverlag, Wiesbaden 1963, S. 75/81.

- [18] Basalla, A.: Ein adiabatisches Kalorimeter zur Bestimmung der Wärmeentwicklung im Beton. Zement-Kalk-Gips 15 (1962) H. 3, S. 136/140.
- [19] Carlson, R. W.: Temperatures and stresses in mass concrete. Proc. Amer. Concr. Inst. 34 (1937/38) S. 497/515.
- [20] Rawhouser, C.: Cracking and temperature control of mass concrete. Proc. Amer. Concr. Inst. 41 (1944/45) S. 305/346.
- [21] Townsend, C. L.: USBR practices for control of cracking in arch dams. Journ. of the Power Division, Proc. Amer. Soc. Civ. Eng. 85 (1959), paper 2130.
- [22] Bonzel, J.: Über den Einfluß erhöhter Zement- und Betontemperaturen. Betontechnische Berichte 1961. Beton-Verlag, Düsseldorf 1962, S. 129/135.
- [23] US Bureau of Reclamation: Boulder Canyon Project, Final Reports, Part VII, Bulletin 3: Cooling of concrete dams. Denver 1949.
- [24] Stucky, A., und M. H. Derron: Problèmes thermiques posés par la construction des barrages-réservoirs. Ecole Polytechnique de l'Université de Lausanne, Publication No. 38, Lausanne 1957.
- [25] Walz, K.: Rüttelbeton. 3. Aufl. Verlag von Wilh. Ernst & Sohn, Berlin 1960, S. 66 und S. 142.
- [26] Walz, K., und G. Wischers: Beton als Strahlenschutz für Kernreaktoren. Betontechnische Berichte 1961. Beton-Verlag, Düsseldorf 1962, S. 91/127.
- [27] Strumpf, K., und W. Sievers: Straßentunnel Rendsburg; Aufschwimmen, Einschwimmen, Absenken und Auflagern des Tunnelmittelstückes. Die Bautechnik 37 (1960) H. 8, S. 293/303.