

Das Verhalten des Betons bei sehr niedrigen Temperaturen

Von Gerd Wischers und Jürgen Dahms, Düsseldorf

Übersicht

Beton wird bei der unter- oder oberirdischen Lagerung von verflüssigtem Erdgas als Großraumbehälter oder als Auffangbehälter um Stahltanks verwendet. Die Temperatur des bei Normaldruck verflüssigten Gases (Siedepunkt) liegt je nach Zusammensetzung zwischen -150 und -200 °C. Flüssiggasbehälter aus Beton werden bei der ersten Nutzung auf diese sehr niedrigen Temperaturen abgekühlt, bei der sie dann auch längere Zeit verbleiben. Oberirdische Auffangbehälter werden nur im Katastrophenfall schlagartig von der Innenseite her auf diese sehr niedrigen Temperaturen abgekühlt.

Anhand des Schrifttums werden zunächst die Eigenschaften von Beton behandelt, der normal erhärtete und dann vor der Prüfung auf sehr niedrige Temperaturen abgekühlt wurde. Die Festigkeit und der E-Modul des Betons werden durch Abkühlen auf sehr tiefe Temperaturen um das 0,5- bis 3fache erhöht, um so mehr, je stärker der Beton durchfeuchtet war. Die Wärmedehnzahl von Beton ist bei sehr tiefen Temperaturen nur etwa halb so groß, die Wärmeleitzahl hingegen etwa doppelt so groß wie bei normalen Temperaturen. Wegen der günstigen Wärmedämmung kann Leichtbeton für Flüssiggasbehälter Vorteile bieten.

Orientierende Versuche an größeren, bewehrten Betonplatten haben gezeigt, daß keine Abplatzungen, tiefgehende Risse oder andere störende Veränderungen auftreten, wenn Flüssiggas plötzlich einseitig einwirkt, obwohl durch die scharfe einseitige Abkühlung Temperaturgradienten von etwa 100 grd/cm entstehen.

1. Einleitung

Mit der fortschreitenden Erschließung der Erdgasvorkommen und der Verwendung von Erdgas als Energieträger stellt sich in zunehmendem Maße die Frage, wie Erdgas am günstigsten gelagert werden kann. Bei gleichem Druck nimmt die gleiche Masse eines Stoffes im flüssigen Zustand einen wesentlich kleineren Raum ein als im gasförmigen Zustand. Will man Gas bei normalem atmosphärischem Druck verflüssigen, so muß man es unter eine für jedes Gas spezifische, kritische Temperatur (Siedepunkt) abkühlen. Man bezeichnet solches unterkühlte und verflüssigte

Gas, das bei normalen Umweltbedingungen unter Wärmeentzug verdampft, als „Flüssiggas“. Erdgas (im wesentlichen Methan) wird bei $-162\text{ }^{\circ}\text{C}$ und Stickstoff bei $-196\text{ }^{\circ}\text{C}$ flüssig (Siedepunkt). Dabei verkleinert sich das Volumen von Erdgas auf das rd. 0,0017fache und das von Stickstoff auf das rd. 0,0016fache des Volumens, das das betreffende Gas im Normalzustand einnimmt. Allein vom Raumbedarf her ist daher die Einlagerung von Flüssiggas sehr wirtschaftlich. Flüssiggas kann man sowohl in unterirdischen als auch in oberirdischen Tankanlagen einlagern.

Unterirdische Lagerbehälter haben nach G. Kühne [1] den Vorteil geringer Investitions- und Wartungskosten, eine größtmögliche Sicherheit gegen fahrlässige oder vorsätzliche Beschädigung und auch gegen eine Gefährdung der Umgebung. Für unterirdische Tanks hat sich Beton als Baustoff bereits gut bewährt. Bild 1 zeigt als Beispiel einen vorgespannten Betontank zur Lagerung von Flüssiggas. Nach Angaben von B. E. Eakin und C. G. von Fredersdorff [2] ist dieser Tank gegenüber oberirdischen, doppelwandigen Stahl tanks oder Nickelstahl tanks wesentlich wirtschaftlicher. Hierbei dürften die höheren Kosten für die Isolierung der oberirdischen Metallbehälter mit ihrer gegenüber Beton mehrfach höheren Wärmeleitfähigkeit eine besondere Rolle spielen. D. T. Neill, H. T. Hashemi und C. M. Sljepcevic [3] geben Berechnungsbeispiele an, wie bei oberirdischen Metallbehältern mit unterschiedlicher Isolierung die Verdampfungsverluste und Wandtemperaturen berechnet werden können. Demnach wird z. B. erst durch eine 90 cm dicke Isolierung aus Perlite (Wärmeleitfähigkeit $\lambda = 0,36\text{ kcal/m}\cdot\text{h}\cdot\text{grad}$) erreicht, daß bei einer Innentemperatur von $-174\text{ }^{\circ}\text{C}$ die Temperatur an der Außenseite nicht höher als $+22\text{ }^{\circ}\text{C}$ wird.

Für Entwurf, Konstruktion und Berechnung von Betonbehältern für Flüssiggas erhebt sich die Frage, ob und wie sich die Eigenschaften von Beton, der unter normalen Bedingungen erhärtet ist,

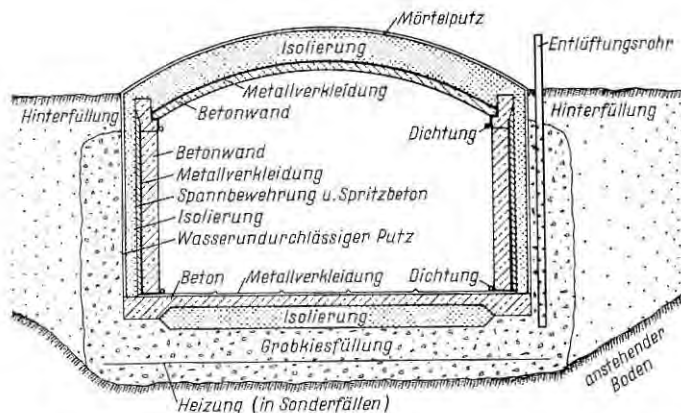


Bild 1 Schematische Darstellung eines im Untergrund eingelassenen Spannbetonbehälters für Flüssiggas [2]



Bild 2 Stahlbetonschutzbehälter um einen Stahlank zur Lagerung von Heizöl während des Baus [4]

durch Abkühlen auf die sehr niedrigen Temperaturen von technisch genutzten Flüssiggasen (z. B. Methan mit einem Siedepunkt von $-162\text{ }^{\circ}\text{C}$) verändern. Wichtig sind vor allem Änderungen der Druck- und Zugfestigkeit, des Elastizitätsmoduls, der Wärme-dehnung bzw. Temperaturkontraktion und der Wärmeleitfähigkeit des zuvor bei etwa $+20\text{ }^{\circ}\text{C}$ ausreichend erhärteten Betons.

Aus Gründen der Sicherheit kann es auch angemessen sein, vor allem bei oberirdischen, aber auch bei unterirdischen Metallbehältern für Flüssiggas, ähnlich wie bei Öltanks einen Auffangbehälter für den Katastrophenfall auszubilden. Hierfür hat sich bei Öltanks eine „Betontasse“ (siehe Bild 2) als der geeignetste und insbesondere auch wirtschaftlichste Auffangbehälter herausgestellt [4]. Im Zusammenhang mit der Planung solcher Bauwerke wurde in jüngster Zeit des öfteren die Frage gestellt, wie sich bewehrte Betonbauteile, die bei normalen Temperaturen lagern, verhalten, wenn sie im Katastrophenfall schlagartig von einer Seite den sehr niedrigen Temperaturen des Flüssiggases ausgesetzt werden.

Bei der Verwendung des Betons als selbständiger Lagerbehälter oder als Schutzbehälter für den Katastrophenfall ergeben sich demnach folgende zwei Fragen:

- a) Wie verändern sich die für die Konstruktion wichtigsten Beton-eigenschaften nach Abkühlen auf Gebrauchstemperaturen unter $-150\text{ }^{\circ}\text{C}$?
- b) Wie verhalten sich bei Normaltemperatur lagernde bewehrte Betonbauteile, wenn einseitig auf ihre Oberfläche eine solch niedrige Temperatur plötzlich einwirkt?

In der vorliegenden Arbeit soll im wesentlichen diesen beiden Fragen nachgegangen werden. Dabei kann die erste Frage über-

wiegend anhand der bereits vorhandenen Literatur beantwortet werden, während zur zweiten Frage im Forschungsinstitut der Zementindustrie in Düsseldorf einige orientierende Versuche durchgeführt worden sind.

2. Eigenschaften des Betons bei sehr niedrigen Temperaturen

Es gibt zahlreiche Untersuchungen, die den Einfluß veränderter Temperaturen auf die Eigenschaften von Beton, der bei normalen Temperaturen (rd. $+20^{\circ}\text{C}$) erhärtete, behandeln. Die meisten Untersuchungen gehen jedoch dem Einfluß hoher oder sehr hoher Temperaturen nach, wie sie für den Feuerungsbau oder im Zusammenhang mit der Feuerwiderstandsfähigkeit von Bedeutung sind. Daneben gibt es noch einige wenige Veröffentlichungen über das Verhalten von Beton im üblichen Frostbereich mit Temperaturen bis herab zu -30°C . Über den hier interessierenden, wesentlich tieferen Temperaturbereich bis zu -150°C sind den Verfassern jedoch insgesamt nur sechs Veröffentlichungen [8, 9, 10, 11, 12 und 13] bekannt geworden. Das mag daran liegen, daß die Eigenschaften des Betons bei Temperaturen unterhalb des normalen Frostbereichs früher in der Praxis des Betonbaus nicht zu beachten waren.

Erwartungsgemäß zeigten alle Versuche, daß dem Feuchtigkeitsgehalt des Betons vor dem Gefrieren ein maßgebender Einfluß auf die Veränderung der Betoneigenschaften bei sehr tiefen Temperaturen zukommt. Das in den Poren des Betons entstehende Eis wirkt sich — abgesehen von der Volumenvergrößerung bei der Eisbildung — günstig auf wesentliche Betoneigenschaften aus. Der Einfluß ist allerdings bei verschiedenen tiefen Temperaturen unterschiedlich groß, weil das Eis selbst mit abnehmenden Temperaturen in verschiedenen Modifikationen vorliegt. Man unterscheidet [5, 6, 7] Eis I (Temperaturbereich von 0 bis -115°C), das eine hexagonale Struktur hat, Eis II (Temperaturbereich — 115 bis -155°C), das eine orthorhombische Struktur aufweist, und Eis III (Temperaturbereich unter -155°C), das tetragonal kristallisiert, dessen weitere Eigenschaften jedoch bis heute wenig erforscht sind. Die mechanischen Eigenschaften des Eises, vor allem auch seine Dichte, ändern sich mit den verschiedenen Modifikationen, in denen es kristallisiert. Allgemein bekannt ist, daß das Wasser beim Gefrieren sein Volumen sprunghaft vergrößert, so daß die Dichte des Eises bei 0°C nur rd. $0,92\text{ g/cm}^3$ beträgt. Dieses Eis hat eine im Vergleich zu den übrigen Betonbestandteilen große lineare Wärmedehnzahl, die mit $\alpha_t = 53 \cdot 10^{-6}$ angegeben wird [5] und die mit sinkender Temperatur geringfügig abnimmt. Im Bereich von -4 bis -16°C (Eis I) steigt die Druckfestigkeit des Eises von rd. 20 auf rd. 60 kp/cm^2 an, die Zugfestigkeit liegt in der Größenordnung von 10 kp/cm^2 , der E-Modul beträgt etwa 10^5 kp/cm^2 und die Querkontraktionszahl μ etwa $0,33$.

Bei der Umwandlung von Eis I in Eis II verkleinert sich das Volumen wiederum sprunghaft, so daß die Dichte von Eis II rd. $1,15\text{ g/cm}^3$ beträgt. Die Wärmeleitzahl von Wasser bei $+20^{\circ}\text{C}$ liegt in der Größenordnung von $0,5\text{ kcal/m} \cdot \text{h} \cdot \text{grad}$. Eis weist bei 0°C eine etwa dreimal und bei -157°C eine nahezu achtmal so

große Wärmeleitzahl auf [11]. Angaben über weitere physikalische Eigenschaften von Eis II und Eis III haben die Verfasser nicht ausfindig machen können.

2.1 Druck- und Zugfestigkeit

J. C. Saemann und G. W. Washa [8] untersuchten Mörtel aus Natursand mit rd. 5 mm Größtkorn und zwei Mischungsverhältnissen mit Wasserzementwerten von 0,48 und 0,84, die bei 21 bis 25 °C zunächst 14 Tage feucht, dann 13 Tage an Luft mit rd. 50 % rel. Feuchte erhärteten. Anschließend wurden sie in Luft mit einer nicht näher angegebenen Geschwindigkeit auf - 18, - 46 und - 57 °C abgekühlt, verblieben zum Temperatur- und Spannungsausgleich rd. 24 Stunden bei diesen Prüftemperaturen und wurden dann auf Druck-, Zug- und Biegefestigkeit geprüft. Die Mörteldruckfestigkeit lag vor der Abkühlung bei knapp 200 kp/cm² (w = 0,84) bzw. knapp 500 kp/cm² (w = 0,48). Sie erhöhte sich durch das Abkühlen beträchtlich, und zwar um so mehr, je tiefer der Mörtel abgekühlt wurde. Bei - 57 °C erreichte die Druckfestigkeit des weniger festen Mörtels praktisch mit knapp 400 kp/cm² das Doppelte und die des festeren Mörtels mit rd. 800 kp/cm² etwa das 1,6fache. Auch die Biegezugfestigkeit erhöhte sich durch das Abkühlen auf - 57 °C um einen ähnlichen Betrag von rd. 40 bzw. knapp 60 kp/cm² auf über 80 kp/cm².

Ähnliche Versuche führten Saemann und Washa auch mit Betonen aus gleichem Zuschlag oder Blähschiefer bis rd. 19 mm Größtkorn durch, die jedoch nur bis - 18 °C abgekühlt wurden. Die Ergebnisse waren ähnlich denen der Mörtelversuche, d. h. die Druckfestigkeit aller Betone wurde durch das Abkühlen von + 20 auf - 18 °C etwa um 150 kp/cm² größer erhalten.

Saemann und Washa führten ihre Untersuchungen mit teilweise ausgetrockneten Probekörpern durch. Sie bestimmten zwar deren Feuchtigkeitsgehalt, der durch das Abkühlen praktisch nicht verändert wurde, jedoch läßt sich anhand dieser Versuche nicht beurteilen, ob und in welchem Maße das in den Poren des Betons gefrierende Wasser an der großen Festigkeitssteigerung beteiligt war.

Über den Einfluß des Feuchtigkeitsgehalts geben die Untersuchungen von G. E. Monfore und A. E. Lentz [9] weitgehend Aufschluß. Sie untersuchten Zylinder von 5 cm Durchmesser und 10 cm Höhe aus drei Kiessandbetonen und einem Leichtbeton mit Blähschiefer (rd. 19 mm Größtkorn). Die Zylinder erhärteten zunächst 28 Tage bei 24 °C in einer Nebelkammer, anschließend mehrere Monate lang in luftdicht verschlossenen Metallbehältern. Ein Teil der Probekörper wurde unmittelbar nach Entnahme aus diesen Behältern auf Temperaturen bis herab zu - 157 °C abgekühlt, ein anderer Teil lagerte zuvor wenigstens einen Monat lang bei 50 % rel. Luftfeuchte, und einige Probekörper wurden vor dem Abkühlen 10 Tage lang bei 105 °C getrocknet. Die Zylinder wurden in Luft bei einem Temperaturabfall von 19 bzw. 28 grad/Stunde abgekühlt. Als Kühlmittel diente flüssiger Stickstoff. Die Probekörper wurden auf Druck- und Spaltzugfestigkeit geprüft, nachdem sich die vorgesehene Temperatur gleichmäßig über den gesamten Querschnitt eingestellt hatte.

Tafel 1 Zusammensetzung und Eigenschaften des frischen Betons [9]

Beton	Zuschlag	Zement- gehalt	Wasser- zement- wert	Konsi- stenz (Setz- maß)	Frisch- beton- Roh- dichte	Luft- poren- gehalt
—	—	kg/m ³	—	cm	kg/dm ³	Vol.-%
1	Kiessand	389	0,39	7,1	2,34	5,3
2	Kiessand	305	0,46	7,9	2,29	7,0
3	Kiessand	222	0,62	12,2	2,26	7,8
4	Blähschiefer	333	0,45	4,1	1,55	6,5

Kennzeichnende Angaben zur Zusammensetzung und zu den Frischbetoneigenschaften enthält Tafel 1. Es handelte sich um plastische bis weiche Betone mit hohen Luftporengehalten, die durch Verwendung eines Portlandzements mit einem LP-Zusatzmittel, Type IA nach ASTM C 175, zustande kamen.

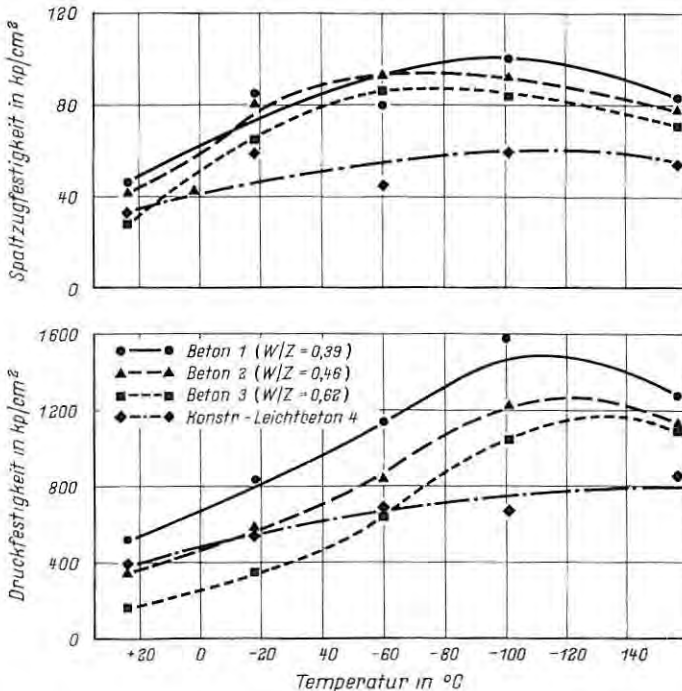


Bild 3 Einfluß sehr niedriger Prüftemperaturen auf die Druck- und Spaltzugfestigkeit von feuchtem Beton [9]

Bild 3 enthält im unteren Diagramm die bei den verschiedenen Temperaturen festgestellte Druckfestigkeit und im oberen Diagramm die Spaltzugfestigkeit der feuchten Betone. Mit abnehmenden Temperaturen nahm die Druck- und Spaltzugfestigkeit bis herab zu Temperaturen von $-100\text{ }^{\circ}\text{C}$ (Druck) bzw. $-60\text{ }^{\circ}\text{C}$ (Spaltzug) stark zu. Bei weiterer Abkühlung blieb die hohe Festigkeit erhalten oder ging wieder etwas zurück. Es ist denkbar, daß die Umwandlung von Eis I in Eis II, die zwischen -100 und $-157\text{ }^{\circ}\text{C}$ stattfindet, die Ursache für das Gleichbleiben bzw. das Zurückgehen der Festigkeit bei einer über $-100\text{ }^{\circ}\text{C}$ hinausgehenden Abkühlung ist.

Beton 2 (Kiessand, $W/Z = 0,46$) wies vor der Abkühlung eine Zylinder-Druckfestigkeit von knapp 400 kp/cm^2 auf. Mit der Abkühlung auf $-100\text{ }^{\circ}\text{C}$ stieg die Festigkeit in erster Annäherung etwa linear auf das Dreifache an, also auf rd. 1200 kp/cm^2 . Bei weiterer Abkühlung blieb diese hohe Festigkeit etwa erhalten. Die Druckfestigkeit bei Raumtemperatur der Betone 1 und 3 war mit knapp 600 bzw. knapp 200 kp/cm^2 etwa $1\frac{1}{2}$ - bzw. $\frac{1}{2}$ mal so groß wie die von Beton 2. Die Festigkeit dieser Betone stieg mit der Abkühlung praktisch um die gleichen Absolutbeträge wie die des Betons 2 an. Die Abkühlung bewirkte somit einen von der Betonzusammensetzung und der Ausgangsfestigkeit unabhängigen Festigkeitszuwachs. Beton 1 erreichte dabei eine Druckfestigkeit von nahezu 1600 kp/cm^2 . Die Druckfestigkeit des auf gleiche Weise geprüften Leichtbetons mit geschlossenem Gefüge (Blähschiefer als Leichtzuschlag) betrug bei Raumtemperatur rd. 400 kp/cm^2 . Sie nahm durch Abkühlen ebenfalls kontinuierlich zu, jedoch in einem wesentlich geringeren Maße. Bei $-100\text{ }^{\circ}\text{C}$ lag sie noch unterhalb 700 kp/cm^2 und bei $-157\text{ }^{\circ}\text{C}$ etwas oberhalb 800 kp/cm^2 . Für den deutlich geringeren Einfluß der Temperatur auf die Druckfestigkeit von Leichtbeton dürfte es im wesentlichen drei Gründe geben. Während bei Normalbeton die Betonfestigkeit in erster Linie durch die Zementsteinfestigkeit bestimmt wird, nimmt bei Leichtbeton auch die geringere Eigenfestigkeit des Leichtzuschlags Einfluß. Wird daher die Festigkeit von feuchtem Zementstein durch Abkühlen wesentlich erhöht, so wirkt sich diese Erhöhung bei Leichtbeton nicht entsprechend aus.

Wie weiter unten (Bild 4) gezeigt wird, ist der Feuchtigkeitsgehalt für den Festigkeitszuwachs des Zementsteins durch Abkühlen maßgebend. Es ist denkbar, daß die beim Betonieren vermutlich nur vorge näßten Leichtzuschläge bei längerem Lagern in den abgeschlossenen Behältern gewisse Mengen Wasser aus dem Zementstein aufgenommen haben, so daß der Zementstein beim Abkühlen nicht mehr wassergesättigt war. Über den Grad der Wassersättigung der Leichtzuschlagkörner, der sicher auch einen Einfluß auf die sich bei tiefer Temperatur einstellende Festigkeit hat, wurden keine Angaben gemacht.

Die Spaltzugfestigkeit von Beton 2 lag bei Raumtemperatur etwas über 40 kp/cm^2 . Sie erreichte nach Abkühlen auf $-20\text{ }^{\circ}\text{C}$ rd. 80 kp/cm^2 und war bei weiterer Abkühlung auf -60 und $-100\text{ }^{\circ}\text{C}$ noch etwas höher (stets unter 100 kp/cm^2), lag bei $-157\text{ }^{\circ}\text{C}$ jedoch wieder unter 80 kp/cm^2 . Dieses Verhalten war bei allen drei Kiessandbetonen praktisch gleich. Der Einfluß einer Abküh-

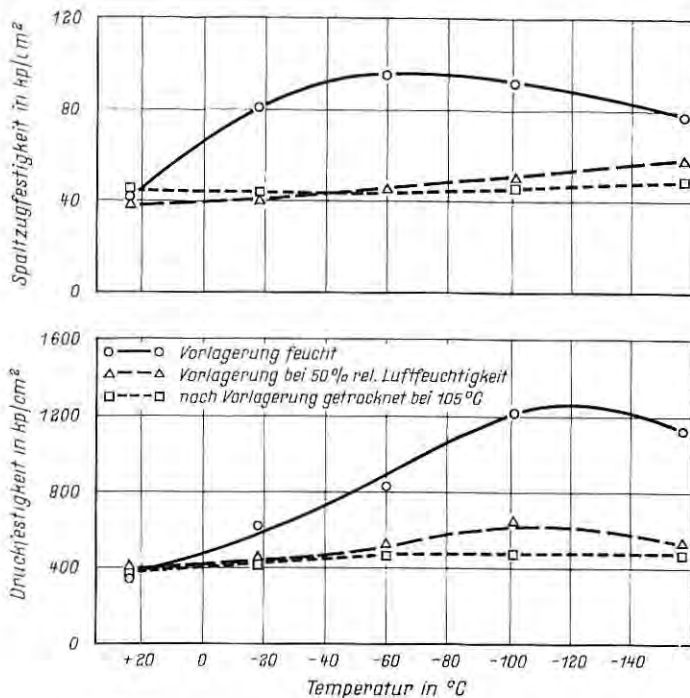


Bild 4 Einfluß sehr niedriger Prüftemperaturen auf die Druck- und Spaltzugfestigkeit von unterschiedlich vorgelagertem Beton (Beton 2 nach Tafel 1) [9]

lung war auch bei der Spaltzugfestigkeit des Leichtbetons bei weitem nicht so stark ausgeprägt. Sie betrug bei Raumtemperatur rd. 35 kp/cm^2 und erhöhte sich durch die Abkühlung lediglich bis zu 60 kp/cm^2 .

Den Einfluß einer der Abkühlung vorausgegangenen feuchten Lagerung oder Lagerung bei 50 % rel. Luftfeuchte oder Trocknung bei 105 °C auf die Druck- und die Spaltzugfestigkeit von Beton 2 in Abhängigkeit von der Prüftemperatur gibt Bild 4 wieder. Während beim feuchten Beton mit zunehmender Abkühlung ein erheblicher Festigkeitszuwachs feststellbar ist (rd. 800 kp/cm^2), betrug dieser beim Beton, der bei 50 % rel. Feuchte gelagert hatte, bei -100 °C nur rd. 200 kp/cm^2 und bei -157 °C nur noch rd. 100 kp/cm^2 . Noch weniger wurde die Druckfestigkeit des bei 105 °C getrockneten Betons durch die Abkühlung beeinflusst, denn sie nahm höchstens um rd. 50 kp/cm^2 zu.

V. M. Moskvin und Mitarbeiter [13] stellten allerdings an Betonen, die in unterschiedlich feuchtem Zustand auf Temperaturen von -10 bis -60 °C eingefroren und anschließend wieder aufgetaut wurden, fest, daß hierdurch eine Druckfestigkeitsminderung eintrat, wenn der Feuchtigkeitsgehalt oberhalb einer kritischen

Grenze lag. Diese Grenze hing von der Temperatur ab und lag bei einem Gefrieren bis zu $-10\text{ }^{\circ}\text{C}$ bei 90 %, bei einem Gefrieren bis zu $-60\text{ }^{\circ}\text{C}$ jedoch nur bei 60 % der Wassersättigung.

Die Ergebnisse der Spaltzugprüfungen (oberes Diagramm in Bild 4) entsprachen sinngemäß denen der Druckfestigkeitsprüfungen.

Zusammenfassend kann man feststellen, daß die Druck- und Spaltzugfestigkeit von erhärtetem Beton durch Abkühlen und Prüfen bei sehr tiefen Temperaturen (bis $-160\text{ }^{\circ}\text{C}$) mehr oder weniger zunimmt. Maßgebend für den Festigkeitszuwachs ist der Feuchtigkeitsgehalt des Betons vor dem Gefrieren. Die Festigkeit von feuchtem Beton steigt durch Gefrieren sehr stark an (auf das mehr als Dreifache), die von lufttrockenem Beton etwas und die von getrocknetem Beton praktisch nicht. Ob mit dem durch das Gefrieren des freien Wassers im Beton hervorgerufenen Festigkeitszuwachs dauernd gerechnet werden kann, ist aus den vorliegenden Kurzzeituntersuchungen nicht zu entscheiden. Auf keinen Fall wäre jedoch anzunehmen, daß bei einem etwaigen Rückgang des Festigkeitszuwachses die ursprünglich vorhandene Festigkeit unterschritten wird.

Für die Praxis ergibt sich für die Betonfestigkeit von Flüssiggasbehältern, daß die beim Einfüllen des Flüssiggases und Abkühlen des Betons vorhandene Festigkeit auf jeden Fall erhalten bleibt oder — je nach Feuchtigkeitsgehalt des Betons — zumindest zeitweise angehoben wird. Eine Nacherhärtung des tief gefrorenen Betons darf allerdings nicht angenommen werden.

2.2 Elastizitätsmodul

Saemann und Washa [8] bestimmten den statischen E-Modul von Mörtel und Beton bei tiefen Temperaturen (Druckbeanspruchung rd. $\frac{1}{3}$ der Bruchlast), Monfore und Lentz [9] sowie F. Radjy [12] hingegen den dynamischen E-Modul mittels des Resonanz-Frequenz-Prüfverfahrens. Beim Vergleich dieser Prüfergebnisse ist zu beachten, daß bei dem gleichen Beton im allgemeinen der dynamische E-Modul um 10 bis 30 % größer ist als der im Kurzzeitversuch bestimmte statische E-Modul.

Übereinstimmend wurde bei allen Versuchen gefunden, daß auch der E-Modul von Mörtel und Beton mit abnehmender Temperatur zunimmt. Bild 5 enthält Ergebnisse von Monfore und Lentz [9], und zwar im unteren Diagramm für verschieden zusammengesetzte Betone (Zusammensetzung siehe Tafel 1) bei Abkühlung nach feuchter Vorlagerung und im oberen Diagramm für Beton 2 nach verschiedener Vorlagerung (feucht, lufttrocken, getrocknet). Der dynamische E-Modul der feuchten Kiessandbetone (unteres Diagramm) nahm bei einer Abkühlung auf $-100\text{ }^{\circ}\text{C}$ und mehr von 400 000 auf rd. 600 000 kp/cm^2 zu. Auch der E-Modul des feucht gelagerten Leichtbetons erhöhte sich von rd. 200 000 kp/cm^2 durch Abkühlen auf $-100\text{ }^{\circ}\text{C}$ oder tiefer auf 300 000 kp/cm^2 . Bei allen feuchten Betonen betrug der E-Modul-Zuwachs durch Abkühlen also rd. 50 %.

Aus dem oberen Diagramm in Bild 5 ist wieder zu folgern, daß auch der Anstieg des E-Moduls mit abnehmender Prüftemperatur

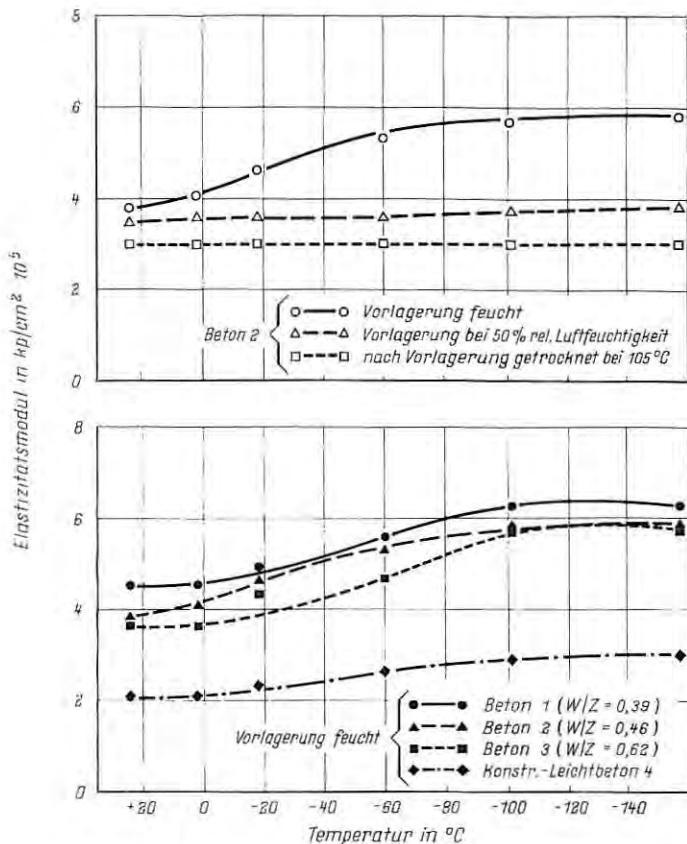


Bild 5 Einfluß sehr niedriger Prüftemperaturen auf den Elastizitätsmodul von feuchtem Beton (unteres Diagramm) und von unterschiedlich vorlagertem Beton (oberes Diagramm) [9]

auf das zunehmende Gefrieren des freien Wassers im Beton zurückzuführen ist. Denn die luftgetrockneten Betone wiesen nur einen geringen und die bei 105 °C getrockneten Betone praktisch wieder keinen Anstieg des E-Moduls bei tiefer Temperatur auf. Die Versuche weisen ebenfalls aus, daß bei normaler Temperatur der E-Modul von trockenem Beton kleiner ist (hier um rd. 25 %) als der des gleich zusammengesetzten feuchten Betons.

Radjy [12] untersuchte nur feuchten und getrockneten Zementstein. Nach dem Abkühlen auf $-60\text{ }^{\circ}\text{C}$ nahm der dynamische E-Modul des feuchten Zementsteins um rd. 55 % zu, der des getrockneten jedoch nur um weniger als 5 %. Diese Untersuchungen bestätigen somit, daß die Erhöhung des E-Moduls und wohl auch die der Festigkeit des Betons durch sehr tiefe Temperatur im wesentlichen durch das Verhalten des Zementsteins im Beton her-

vorgerufen wird und daß hierfür der Anteil des freien, d. h. bei 105 °C verdampfbar, Wassers maßgebend ist.

Zusammenfassend ergibt sich, daß auch der E-Modul von erhärtetem Zementstein, Mörtel und Beton durch Abkühlen auf sehr tiefe Temperaturen (– 50 bis – 150 °C) mehr oder weniger angehoben wird und daß hierfür der Feuchtigkeitsgehalt des Betons bestimmend ist. Die Zunahme erreichte bei feuchtem Beton rd. 50 %, bei lufttrockenem oder bei 105 °C getrocknetem Beton blieb sie praktisch aus.

2.3 Kriechen

Eigentliche Kriech- oder andere Dauerbeanspruchungsversuche bei sehr niedrigen Temperaturen liegen offenbar nicht vor. R. Johansen und C. H. Best [14] untersuchten Betone, die zunächst bei +20 °C und 100 % rel. Feuchte erhärteten und die dann bis zu – 20 °C abgekühlt und längere Zeit belastet wurden.

Der Verlauf des Kriechens bei Temperaturen unterhalb – 10 °C wich von dem bei Temperaturen oberhalb des Gefrierpunktes insofern ab, als das Kriechen in den ersten 7 Tagen nach dem Aufbringen der Last verhältnismäßig groß war, dann aber konstant blieb. Nach 7 Tagen war daher praktisch schon das Endkriechmaß erreicht, das nur 80 % des Endkriechmaßes ausmachte, das bei +20 °C festgestellt wurde.

In diesen Untersuchungen wurde das größte Kriechmaß bei dem auf 0 °C abgekühlten Beton festgestellt; es war um 50 % größer als das Kriechmaß des bei +20 °C belasteten Betons. Wurde während der Dauerlast mehrfach auf – 20 °C abgekühlt und wieder auf +20 °C erwärmt, wie dies auch bei wiederholtem Füllen und Entleeren von Flüssiggasbehältern der Fall sein kann, so entstand durch diese Temperaturwechsel ein größeres Kriechen als bei ständiger Lagerung bei – 20 °C.

Man kann folgern, daß das Kriechverhalten des Betons bei sehr tiefen Temperaturen nicht wesentlich von dem hier bei – 20 °C ermittelten abweicht.

Nach Mitteilung aus der Versuchsanstalt eines großen deutschen Spannstahlherstellers verändern sich auch die Eigenschaften des Spannstahls bei sehr niedrigen Temperaturen ebenfalls nur geringfügig — auch hinsichtlich der Bruchdehnung.

2.4 Wärmedehnzahl

Maßgebend für die Wärmedehnzahl von Beton sind bei gleichem Feuchtigkeitsgehalt des Betons der volumenmäßige Anteil und die Art des Zuschlaggesteins. Im allgemeinen liegt je nach Zuschlaggestein die lineare Wärmedehnzahl von trockenem Beton zwischen 8 und $13 \cdot 10^{-6}/\text{grad}$. Doch hat auch der Feuchtigkeitsgehalt einen erheblichen Einfluß.

Monfore und Lentz [9] haben die Verkürzungen von Betonprismen 5 cm · 5 cm · 20 cm (Zusammensetzung nach Tafel 1) bei schrittweisem Abkühlen auf – 157 °C gemessen und daraus die mittleren Wärmedehnzahlen für verschiedene Temperaturbereiche er-

rechnet. Zwischen $+24$ und $+2$ °C lag die Wärmedehnzahl α_t aller untersuchten Betone (unabhängig von deren Feuchtigkeitsgehalt) zwischen $7,6$ und $11,2 \cdot 10^{-6}/\text{grad}$ (Mittel $8,9 \cdot 10^{-6}/\text{grad}$). Die Änderung der Wärmedehnzahlen mit abnehmender Temperatur war bei den verschiedenen Betonen und bei verschiedenen Feuchtigkeitsgehalten recht unterschiedlich; eine systematische Änderung lag nicht vor. Teilweise, vor allem im Bereich von $+2$ bis -18 °C, wurde eine etwas größere Wärmedehnzahl errechnet, im Bereich von -101 bis -157 °C jedoch stets eine wesentlich kleinere, nämlich $3,1$ bis $6,7 \cdot 10^{-6}/\text{grad}$ (Mittel $4,8 \cdot 10^{-6}/\text{grad}$).

Insgesamt kann man annehmen, daß die Wärmedehnzahl mit abnehmenden Temperaturen kleiner wird und bei sehr tiefen Temperaturen nur noch 50 % derjenigen bei rd. 20 °C beträgt.

2.5 Wärmeleitfähigkeit

Das Maß für die Wärmeleitfähigkeit ist die Wärmeleitzahl λ [kcal/m·h·grad]. Lenz und Monfore [10] untersuchten die Wärmeleitfähigkeit der Betone, deren Zusammensetzung in Tafel 1 angegeben ist, nach unterschiedlicher Vorlagerung bei Abkühlung bis zu -157 °C. Die Ergebnisse finden sich in Tafel 2. Unabhängig von der Zusammensetzung des Betons lag die Wärmeleitfähigkeit der feuchten Kiessandbetone bei $+24$ °C zwischen 2,60 und 2,85 kcal/m·h·grad, die des feuchten Leichtbetons bei 0,73 kcal/m·h·grad. Bei Luftlagerung nahm die Wärmeleitfähigkeit von Beton 2 von 2,85 auf 2,36 und nach Trocknen weiter auf 1,98 kcal/m·h·grad ab. Durch Abkühlung auf -157 °C nahm die Wärmeleitfähigkeit aller Betone erwartungsgemäß zu, jedoch beim feuchten Beton mit rd. 40 % mehr als beim getrockneten Beton mit rd. 10 %.

Während für die Änderung der meisten Betoneigenschaften durch sehr tiefe Temperaturen der Zementstein und insbesondere das in ihm enthaltene freie Wasser maßgebend sind, trifft dies für die Wärmeleitfähigkeit nicht zu, wie aus weiteren Untersuchungen von

Tafel 2 Wärmeleitfähigkeiten von Beton bei verschiedenen Temperaturen [10]

Beton *)	Vorbehandlung	Wärmeleitfähigkeit λ in kcal/m · h · grad bei Temperaturen von ... °C				
		+ 24	- 18	- 60	- 101	- 157
1	feucht	2,85	2,85	3,23	3,72	3,97
2	feucht	2,85	2,85	3,23	3,84	3,97
	50% rel. Luftfeuchte getrocknet (105 °C)	2,36	2,48	2,60	3,22	3,10
3	feucht	2,60	2,98	3,23	3,84	4,22
4	feucht	0,73	0,82	0,82	0,79	0,81
	50% rel. Luftfeuchte getrocknet (105 °C)	0,68	0,66	0,69	0,69	0,63
		0,53	0,48	0,46	0,45	0,42

*) siehe Tafel 1

Lentz und Monfore [11] hervorgeht. Sie stellten zunächst überraschenderweise fest, daß die Wärmeleitzahl von feuchtem Zementstein von der Zusammensetzung (Wasserelementwert) und von der Temperatur praktisch unabhängig ist. (Untersuchungen an lufttrockenem oder getrocknetem Zementstein waren nicht möglich, weil reine Zementsteinkörper beim Austrocknen zu stark schwinden und rissig werden.) Bild 6 zeigt die Ergebnisse von Wärmeleitzahlmessungen bei verschiedenen Temperaturen an feuchtem Zementstein und verschiedenen Zuschlägen (im oberen Diagramm) und an den daraus hergestellten Betonen (im unteren Diagramm). Unabhängig von der Temperatur betrug die Wärmeleitzahl des feuchten Zementsteins etwa $1 \text{ kcal/m} \cdot \text{h} \cdot \text{grad}$. Die Wärmeleitzahl der drei Zuschläge — ebenfalls im feuchten Zustand — war doppelt bis dreifach so groß und stieg mit abnehmender Temperatur stark an. (Auch im getrockneten Zustand hat-

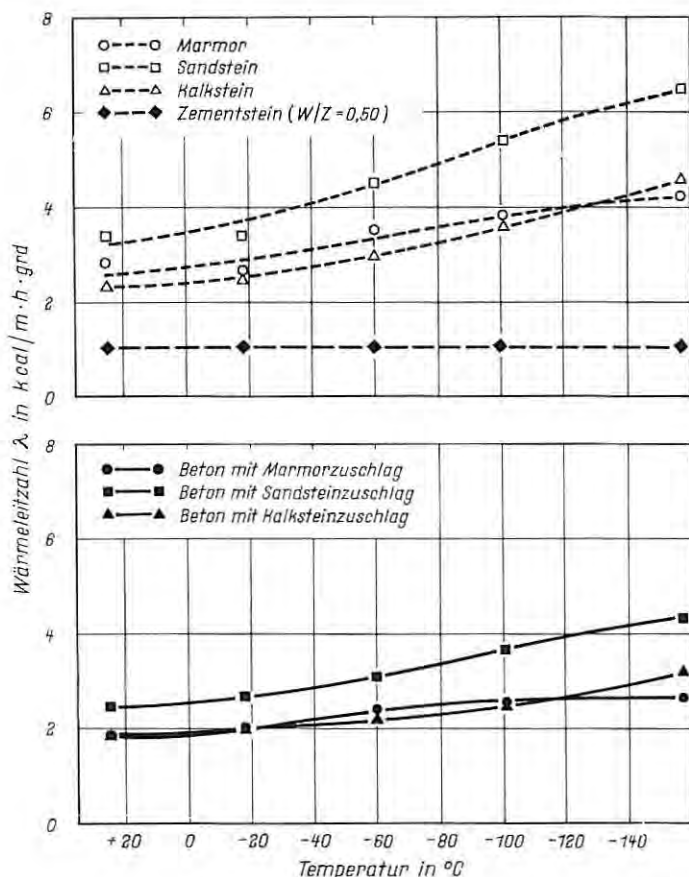


Bild 6 Einfluß sehr niedriger Prüftemperaturen auf die Wärmeleitzahl von feuchtem Zementstein, Zuschlag und Beton [11]

ten die Zuschläge eine etwa doppelt so große Wärmeleitzahl, die mit abnehmender Temperatur zunahm.) Im unteren Diagramm sind die Wärmeleitzahlen der feuchten Betone über der Temperatur aufgetragen. Daraus geht hervor, daß die Wärmeleitzahl des Betons im wesentlichen von der des Zuschlags bestimmt wird.

Sofern der Beton beim Gefrieren feucht ist, muß man damit rechnen, daß die Wärmeleitzahl von Beton bei sehr tiefen Temperaturen bis über $4 \text{ kcal/m} \cdot \text{h} \cdot \text{grd}$ ansteigen kann. Demnach würde sich konstruktiver Leichtbeton für Flüssiggasbehälter besonders eignen, weil seine Wärmeleitzahl auch im durchfeuchteten Zustand bei sehr tiefen Temperaturen $1 \text{ kcal/m} \cdot \text{h} \cdot \text{grd}$ kaum überschreiten dürfte (siehe Tafel 2).

3. Das Verhalten von bewehrten Betonbauteilen bei plötzlich einwirkenden, sehr niedrigen Temperaturen

Auffangbehälter aus Stahl- und Spannbeton werden in erster Linie aus Sicherheitsgründen um Stahltanks für Flüssiggas errichtet. Sie haben während des Betriebs nur wenige Funktionen und sollen im Katastrophenfall das Flüssiggas aufnehmen. Zur Zeit wird im Raum Stuttgart ein solcher Auffangbehälter um einen Stahltank als erster deutscher Großspeicher für rd. $30\,000 \text{ m}^3$ verflüssigtes Erdgas errichtet [15].

Im Betriebszustand weisen solche Auffangbehälter normale oder nur etwas darunter liegende Temperaturen auf. Im Katastrophenfall werden sie plötzlich von der Innenseite den sehr niedrigen Temperaturen des Flüssiggases ausgesetzt. Je nach der Größe des Lecks und dem Füllungsgrad des Stahltanks sowie der Anordnung der Isolierung zwischen Stahl- und Betonbehälter ist es dabei möglich, daß die Innenseite des Auffangbehälters nur teilweise mit dem Flüssiggas in Berührung kommt.

Da Beton eine vergleichsweise geringe Wärmeleitfähigkeit aufweist, treten durch das plötzliche, einseitige Einwirken des Flüssiggases innerhalb der Betonbauteile sehr große Temperaturunterschiede auf. Infolge der mit der Abkühlung verbundenen Verkürzung entstehen innerhalb des Bauteils Spannungen, die überlegungsmäßig Risse, Abplatzungen oder Zermürbung zur Folge haben können.

Derartige Spannungen treten auch bei der ersten Füllung von Spannbetonbehältern für Flüssiggas auf, die daher sowohl für diese zeitweilige Beanspruchung als auch für den sich daran anschließenden stationären Zustand zu bemessen sind.

Erfahrungen über das Verhalten von Betonbauteilen bei solchen plötzlichen, einseitigen Abkühlungen liegen in Deutschland anscheinend nicht vor und sind auch aus dem Schrifttum nicht bekannt geworden. Es konnte lediglich festgestellt werden, daß an einer Abfüllstation für Flüssiggas (Stickstoff) eine Betonfahrbahndecke, auf die beim Abfüllen häufiger Flüssiggas gelangte, dadurch geschädigt wurde, siehe Bild 7.

Durch einen orientierenden Versuch im Forschungsinstitut der Zementindustrie an größeren, doppelseitig bewehrten Beton-



Bild 7 Beschädigung einer Betondecke durch wiederholt austretendes Flüssiggas (Stickstoff) unterhalb einer Abfüllstation

platten, die zunächst bei normalen Temperaturen erhärteten und dann für einige Minuten mit flüssigem Stickstoff (Temperatur $-196\text{ }^{\circ}\text{C}$) einseitig abgekühlt wurden, sollte hinsichtlich des Verhaltens bei solch extremen Bedingungen in erster Linie Aufschluß zu den beiden nachfolgenden Fragenkomplexen erhalten werden:

a) Mit welcher Geschwindigkeit dringen die tiefen Temperaturen in durchfeuchteten und lufttrockenen Beton ein, welche Temperaturverteilung tritt dabei in Abhängigkeit von der Zeit auf, wie groß sind die maximalen Temperaturgradienten, läßt sich die mit der Zeit veränderliche Temperaturverteilung durch die im Schrifttum, wie z. B. [16], angegebene Zeit-Temperaturverteilung erfassen und ist damit eine Berechnung der Temperatur- und Spannungsverteilungen möglich?

b) Ruft bereits eine einmalige abkühlende Beanspruchung irgendwelche Schäden an durchfeuchteten oder lufttrockenen Stahlbetonplatten hervor, wie z. B. tiefgehende Risse, Abplatzungen, Zermürbung oder ein Ablösen der die Bewehrung überdeckenden Schicht?

Mit dem Versuch konnte im wesentlichen nur ein Anhalt für die Klärung der Frage b) erwartet werden, weil die quadratischen Stahlbetonplatten von $2 \cdot 2\text{ m}$ Abmessungen waagrecht frei auflagen und sich daher – abgesehen von der Verdrillung und dem vernachlässigbar kleinen Eigengewicht – ohne Zwängung verformen konnten und weil die Abkühlung nur rd. 5 Minuten dauerte.

3.1 Versuchsprogramm

Die Untersuchungen sollten an zwei quadratischen Stahlbetonplatten aus B 300, Plattendicke 15 cm, Kantenlänge 2,00 m, durchgeführt werden. Die Platten waren oben und unten sowie in bei-

den Achsen gleichmäßig zu bewehren; die Betondeckung sollte 2,0 cm betragen. Die eine Platte war ständig feucht, die andere drei Tage feucht, dann an der Luft zu lagern.

Es war eine Beanspruchung im Alter von 28 Tagen durch gleichmäßiges Aufgießen von flüssigem Stickstoff während rd. 5 Minuten vorgesehen. In unterschiedlicher Plattentiefe waren zur Temperaturmessung schnell ansprechende Fühler anzuordnen. Die Oberfläche der Platte sollte vor und nach der Stickstoffaufgabe sorgfältig auf Veränderungen untersucht werden. Außerdem sollte auch die Ultraschall-Laufzeit vor und nach Stickstoffaufgabe in verschiedenen Achsen und über verschiedenen Entfernungen bestimmt werden. Bei der Durchführung der Versuche wirkten die Herren Dipl.-Ing. Dartsch und Dipl.-Phys. Lusche wesentlich mit.

3.2 Herstellung und Lagerung der Stahlbetonplatten

Die Platten wurden in Holzschalungen hergestellt, siehe Bild 8. Als obere und untere Bewehrung diente jeweils eine Baustahlmatte Q 262 mit einem Stahlquerschnitt von $2,62 \text{ cm}^2/\text{m}$ und einem in beiden Achsen gleichen Abstand der gerippten Stäbe von 15,0 cm. Jeweils in der Mitte einer Platte waren auf einer Stahlgrundplatte senkrechte Stahlstifte zum Befestigen von 16 Thermoelementen angeschweißt (siehe auch Abschnitt 3.5).

Die Platten wurden aus Transportbeton der Festigkeitsklasse B 300 und der Konsistenz K 2 hergestellt (Eigenschaften des Betons siehe Abschnitt 3.3). Der schwach-plastische Beton wurde in der Schalung mit Schaufeln und Stochereisen verteilt und dann mit einem Innenrüttler (Durchmesser der Rüttelflasche 35 mm) vollständig verdichtet. Unmittelbar anschließend wurde die Ober-

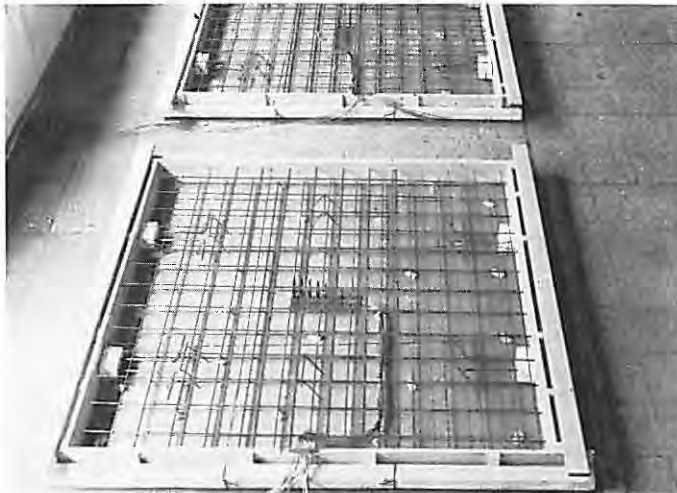


Bild 8 Vorbereitete Schalungen zur Herstellung von zwei Betonplatten
200 cm · 200 cm · 15 cm

fläche abgezogen und etwa eine Stunde später mit einem hölzernen Reibbrett abgerieben, so daß eine geschlossene, mäßig raue Oberfläche entstand. Um ein Abfließen des später aufzubringenden, flüssigen Stickstoffs zu verhindern, wurde die Platte mit einem rd. 5 cm hohen und rd. 3 cm breiten Mörtelrand versehen (siehe auch Bild 12).

Bis kurz vor der Abkühlung im Alter von 28 Tagen lagerten die Platten vor Zug geschützt in einer Halle bei Temperaturen zwischen 20 und 25 °C, Platte I ständig unter feuchten Tüchern und Folien und Platte II drei Tage lang unter feuchten Tüchern und dann an der Luft.

3.3 Eigenschaften des Betons

Das Transportbetonwerk machte für den Beton folgende Angaben: Zusammensetzung aus 1 Gewichtsteil Zement Z 275, 6,40 Gewichtsteilen Rheinkiesand 0/30 mm und 0,50 Gewichtsteilen Wasser mit Zusatz von 0,2 % des Zementgewichts eines Verflüssigers BV; Kornzusammensetzung des Zuschlaggemisches etwa nach Sieblinie E des Bildes 2 der DIN 1045.

Während des Entleerens wurden in regelmäßigen Abständen Betonproben für die Ermittlung der Frischbeton- und Festbetoneigenschaften entnommen.

Die Frischbetonrohddichte des vollständig verdichteten Betons lag bei 2,33 kg/dm³, sein Luftporengehalt betrug 1,7 Vol.-%. Als Konsistenz wurde im Mittel ein Ausbreitmaß von 39 cm und ein Verdichtungsmaß von 1,11 erhalten.

Die am angelieferten Frischbeton durchgeführte Analyse nach DIN 52 171 ergab ein Mischungsverhältnis von 1,00 : 6,56 : 0,71. Dieses Ergebnis wurde durch eine Wassergehaltsbestimmung nach Thaulow (siehe DIN 1048 E) bestätigt. Mit der Frischbetonrohddichte von 2,33 kg/dm³ errechnet sich damit ein Zementgehalt von rd. 280 kg/m³.

Zur Ermittlung der Festigkeit und der Verformung wurden insgesamt 9 Würfel von 20 cm Kantenlänge und 27 Zylinder mit 15 cm Durchmesser und 30 cm Höhe hergestellt. Angaben über die Lagerung der Proben und deren Prüfung enthält Tafel 3.

Die 28-Tage-Würfeldruckfestigkeit nach DIN 1048 betrug 415 kp/cm²; sie lag somit deutlich über der vorausgesetzten Betonfestigkeit B 300. Die Würfel, die wie die Platten lagerten, wiesen 5 bis 10 % niedrigere Druckfestigkeiten auf. Die Zug- und die Spaltzugfestigkeit entsprachen mit 26 und 29 kp/cm² den für Kiessandbeton dieser Druckfestigkeitsklasse zu erwartenden Werten (Prüfung der Zugfestigkeit siehe [16], die der Spaltzugfestigkeit nach DIN 1048 E). Der E-Modul betrug bei Prüfung und Lagerung nach DIN 1048 E rd. 320 000 kp/cm² und war bei einer Lagerung entsprechend den Platten I und II bis zu 5 % niedriger. Die Querdehnungszahl ergab sich zu 0,18 und die Bruchstauchung zu 2,5 ‰.

An beiden Platten wurde unmittelbar vor dem Abkühlversuch die Ultraschall-Laufzeit auf der Plattenoberfläche und über die

Tafel 3 Eigenschaften des Betons im Alter von 28 Tagen *) (Würfel: 20 cm Kantenlänge; Zylinder: \varnothing 15 cm, h = 30 cm)

Lagerung	Rohdichte		Druckfestigkeit		Spaltzugfestigkeit	Zugfestigkeit Zylinder	Elastizitätsmodul	Bruchverformungen		Querdehnungszahl #
	Würfel	Zylinder	Würfel	Zylinder				Längsstauchung	Querdehnung	
	kg/dm ³		kp/cm ²		kp/cm ²		mm/m		—	
DIN 1048	2,32	2,32	415	380	—	—	321 000	2,50	2,59	0,18
bis zur Prüfung feucht entsprechend Platte I	2,35	2,36	379	339	—	—	310 000	—	—	0,18
3 Tage feucht, anschließend an der Luft (Raumluft) entsprechend Platte II	2,30	2,31	392	331	—	—	303 000	—	—	0,17
bis zur Prüfung unter Wasser von 20 °C	—	—	—	—	29	26	—	—	—	—

*) jeweils Mittel aus 3 Proben

Stirnseiten der Platten (Meßstrecke zwischen aufgesetztem Sende- und Empfängerkopf rd. 2 m) gemessen; sie lag bei Platte I (ständig feucht gelagert) im Mittel bei 3430 m/sec (Direktdurchschallung), bei Platte II (3 Tage feucht, dann an Luft) bei 3410 m/sec (Direktdurchschallung).

3.4 Abkühlversuche mit flüssigem Stickstoff

Beim Abkühlversuch lagerten die Stahlbetonplatten auf Kant-hölzern. Für den Versuch an den beiden Platten wurden rd. 500 l flüssiger Stickstoff verwendet, den die Fa. Linde AG, Werksgruppe München, zur Verfügung gestellt hatte. Der flüssige Stickstoff wurde auf die Betonoberfläche von Platte I gleichmäßig durch gelochte Rohre aufgegeben, siehe Bild 9.

Unmittelbar nach Aufgabe des flüssigen Stickstoffs bildeten sich oberhalb der Platte und dann zunehmend im weiteren Umkreis dichte Dampfwolken, siehe Bild 10, die ein direktes Beobachten der Betonoberfläche erschwerten und im weiteren Verlauf der Abkühlung unmöglich machten.

Nach rd. 5 Minuten war etwa die Hälfte des zur Verfügung stehenden Stickstoffs aufgebraucht, die Zufuhr wurde abgestellt. Bild 11 zeigt Platte I kurz nach Beendigung der Stickstoffaufgabe. Das Verteilerrohrsystem ist noch vereist und auch auf der Betonoberfläche der feucht gelagerten Platte I haben sich vereiste Stellen gebildet. Bild 12 zeigt die unversehrte Platte I rd. 24 Stunden nach dem Abkühlversuch.

Da die Verteilerrohre zu Beginn der Aufgabe etwas weniger Stickstoff nachlieferten als auf der Betonoberfläche verdampfte, wurde der Stickstoff auf die lufttrockene Platte II durch ein Einzelrohr direkt aufgegeben, im übrigen wurde wie bei Platte I verfahren.

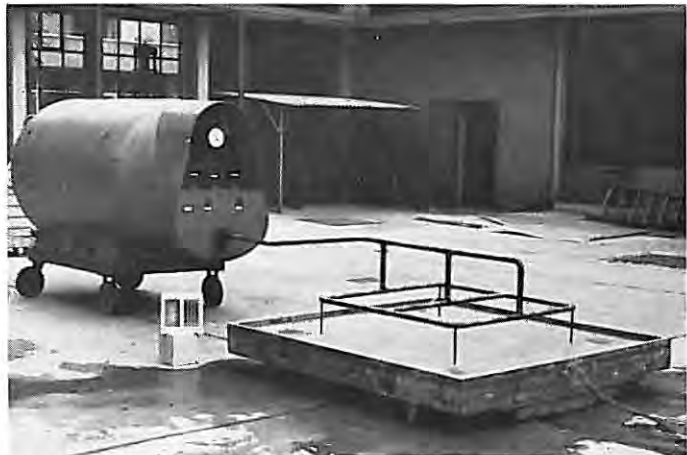


Bild 9 Betonplatte, Behälter für flüssigen Stickstoff und Verteilerrohr für die Aufgabe

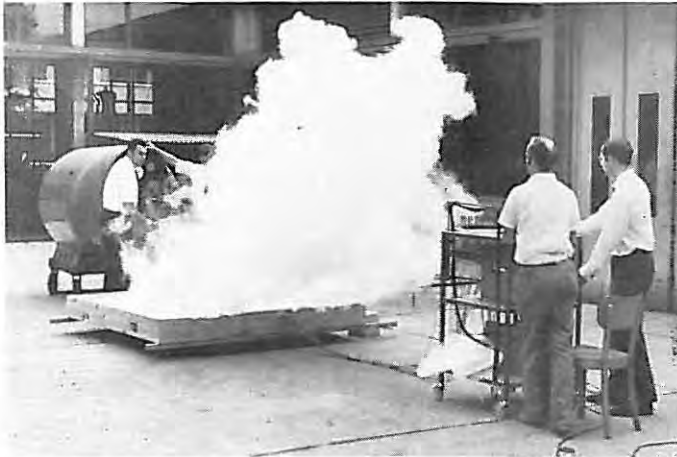


Bild 10 Betonplatte bei Beginn der Aufgabe des flüssigen Stickstoffs

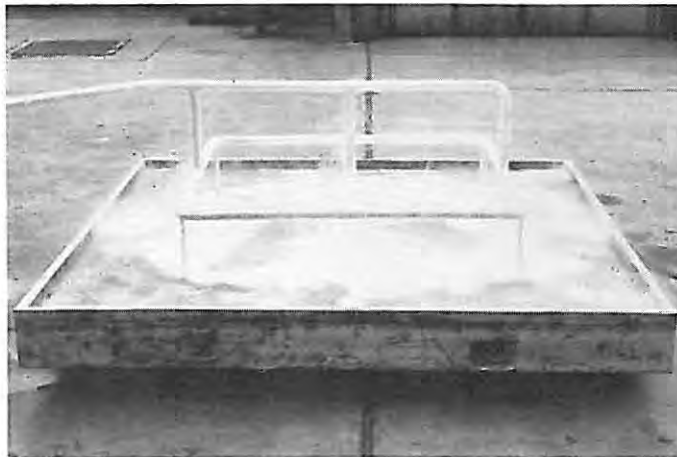


Bild 11 Betonplatte I (feucht) mit Verteilerrohr kurz nach Beendigung der Aufgabe des Stickstoffs

3.5 Temperaturmessungen

Die Temperatur in den Betonplatten wurde mit einbetonierten Eisen/Konstantan-Thermoelementen gemessen. Die Drähte wurden auf dem Boden der Betonplatte bis zu einem Stahlstift und dort senkrecht an dem Stahlstift nach oben geführt; das Thermoelement überragte den Stahlstift um rd. 5 mm (siehe Bild 13). Diese Anordnung gewährleistete einerseits die sichere Fixierung der Thermoelemente an der vorgesehenen Stelle. Sie hatte

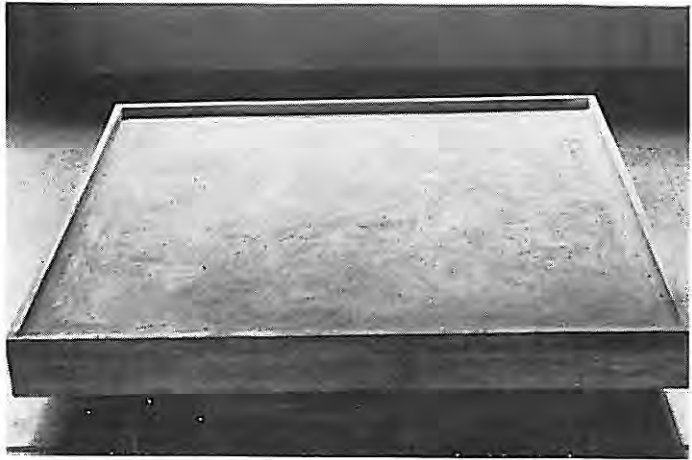


Bild 12 Betonplatte I 24 Stunden nach Aufgabe des flüssigen Stickstoffs

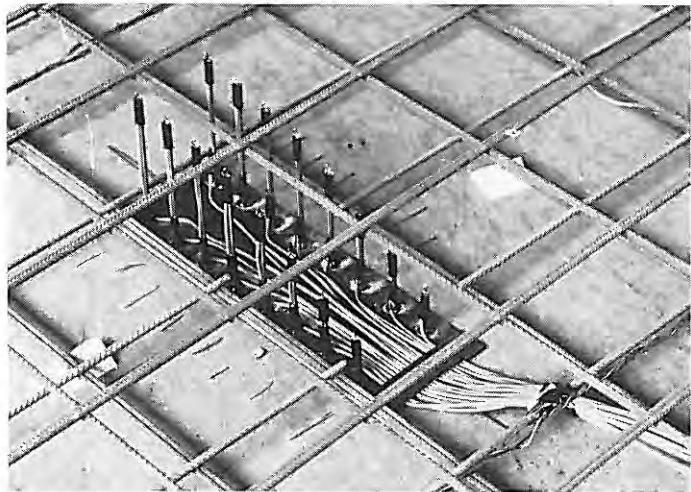


Bild 13 Paarweise Anordnung der Thermoelemente in unterschiedlichen Höhenlagen

andererseits den Nachteil, daß die Verbindungsdrähte in Richtung der Temperaturgradienten verliefen und dadurch vielleicht die Abkühlung der Thermoelemente auf die Betontemperatur an dieser Stelle etwas verzögerten und die gemessene Temperatur also etwas zu hoch erhalten wurde.

Die Temperaturen wurden in rd. 0, 5, 10, 20, 40, 60, 80 und 100 mm Tiefe von der Plattenoberfläche mit je zwei Thermoelementen, die einen Abstand von 10 cm voneinander hatten, gemessen; ihre elektromotorische Kraft wurde elektrisch gemittelt

Tafel 4 Temperatur in der Betonplatte I (feucht gelagert) während und nach der oberflächigen Abkühlung mit flüssigem Stickstoff ($-196\text{ }^{\circ}\text{C}$)

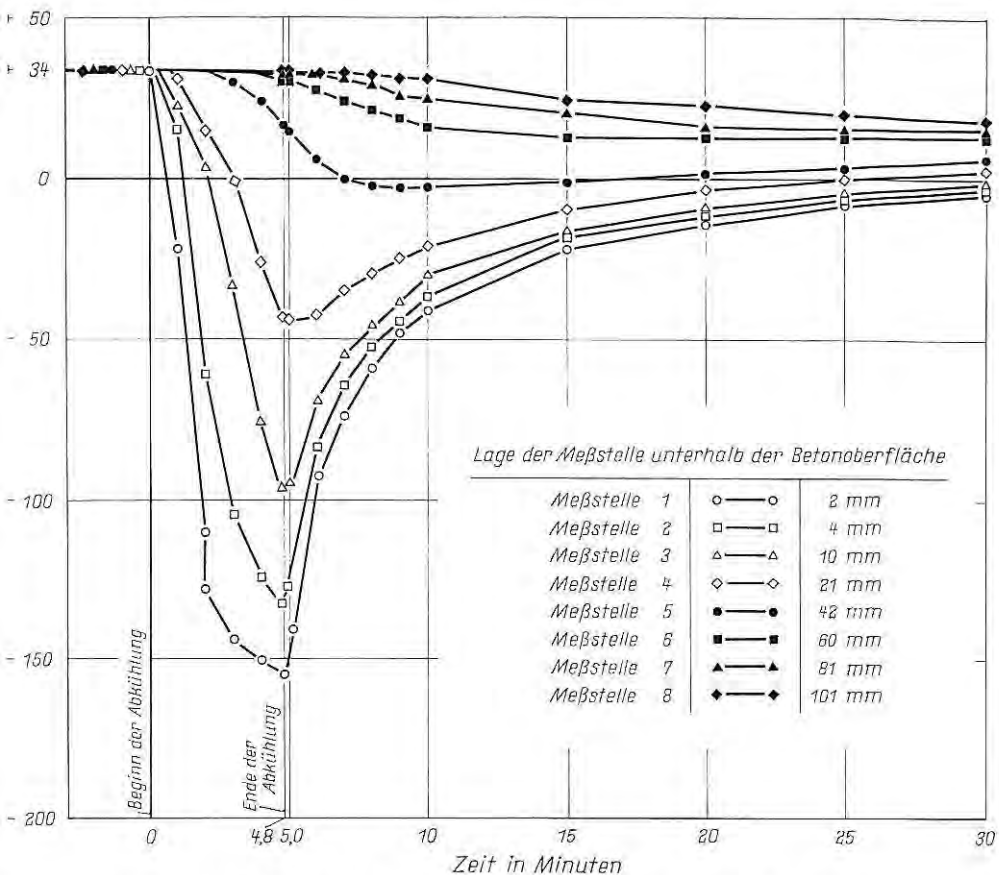
Meßstelle Nr.	Abstand s in mm unterhalb der Beton- oberfläche	Versuchsdauer in Minuten															
		0 ¹⁾	1	2	3	4	4,8 ²⁾	5	6	7	8	9	10	15	20	25	30
1	2	+ 34	- 23	- 129	- 144	- 151	- 156	- 141	- 96	- 76	- 61	- 50	- 43	- 23	- 13	- 8	- 5
2	4	+ 34	+ 16	- 64	- 105	- 125	- 134	- 128	- 87	- 68	- 54	- 44	- 38	- 18	- 11	- 6	- 2
3	10	+ 34	+ 24	+ 2	- 33	- 77	- 98	- 97	- 72	- 57	- 47	- 38	- 32	- 15	- 9	- 5	- 1
4	21	+ 34	+ 31	+ 15	- 2	- 26	- 44	- 45	- 43	- 36	- 30	- 25	- 21	- 9	- 2	+ 1	+ 3
5	42	+ 33	+ 33	+ 33	+ 31	+ 26	+ 18	+ 16	+ 7	+ 2	- 1	- 2	- 2	+ 0	+ 4	+ 6	+ 8
6	60	+ 33	+ 33	+ 33	+ 33	+ 32	+ 30	+ 30	+ 28	+ 25	+ 22	+ 20	+ 18	+ 15	+ 14	+ 14	+ 14
7	81	+ 33	+ 33	+ 33	+ 33	+ 33	+ 32	+ 32	+ 32	+ 31	+ 30	+ 28	+ 26	+ 21	+ 17	+ 16	+ 16
8	101	+ 32	+ 32	+ 32	+ 32	+ 32	+ 32	+ 32	+ 32	+ 31	+ 31	+ 30	+ 29	+ 25	+ 22	+ 20	+ 18

¹⁾ Beginn der Abkühlung

²⁾ Ende der Abkühlung

Tafel 5 Vergleich der berechneten mit der gemessenen Temperaturverteilung bei Platte I

Zeit t min	Temperatur in $^{\circ}\text{C}$ im Abstand s unterhalb der Betonoberfläche									
	2 mm		10 mm		21 mm		42 mm		81 mm	
	berechnet	gemessen	berechnet	gemessen	berechnet	gemessen	berechnet	gemessen	berechnet	gemessen
1	- 166	- 23	- 64	+ 24	+ 12	+ 31	+ 32	+ 33	+ 33	+ 33
2	- 173	- 129	- 97	+ 2	- 4	+ 15	+ 27	+ 33	+ 33	+ 33
3	- 175	- 144	- 115	- 33	- 36	- 2	+ 22	+ 31	+ 33	+ 33
4	- 179	- 151	- 125	- 77	- 52	- 26	+ 12	+ 26	+ 32	+ 33
4,8	- 181	- 156	- 132	- 98	- 68	- 44	+ 6	+ 18	+ 31	+ 32
10	- 183	-	- 150	-	- 102	-	- 33	-	+ 24	-
60	- 189	-	- 174	-	- 152	-	- 120	-	- 59	-



I 14 Temperaturverteilung in der feuchten Platte I während und nach der Stickstoffaufgabe

und mit einem UV-Schreiber (Typ Lumiscript, Fa. Hartmann & Braun) aufgezeichnet. Zuvor durchgeführte Eichmessungen bei $+34$, ± 0 und -196 °C hatten für die verschiedenen Thermoelemente einen annähernd linearen Zusammenhang zwischen Temperatur und EMK in dem gesamten Temperaturbereich ergeben.

Mit der Temperaturmessung und -registrierung wurde einige Minuten vor der Aufgabe des flüssigen Stickstoffs begonnen. Betonplatte I (ständig feucht gelagert) wies infolge des sehr heißen Sommerwetters eine Temperatur zwischen $+32$ und $+34$ °C auf. Tafel 4 und Bild 14 enthalten die Ergebnisse der Temperaturmessungen für Platte I während des Aufbringens des Stickstoffs und bis rd. $\frac{1}{2}$ Stunde nach der Abkühlung. Meßstelle 1, die nur rd. 2 mm unterhalb der Betonoberfläche lag, kühlte sich in der ersten Minute um annähernd 60 grad und in der darauffolgenden zweiten Minute um weitere 100 grad ab. Nach zwei Minuten betrug der Unterschied zwischen Meßstelle 1 und Meßstelle 3 (rd. 10 mm unter der Oberfläche) 131 grad; das entspricht einem Temperaturgradienten von mehr als 160 grad/cm

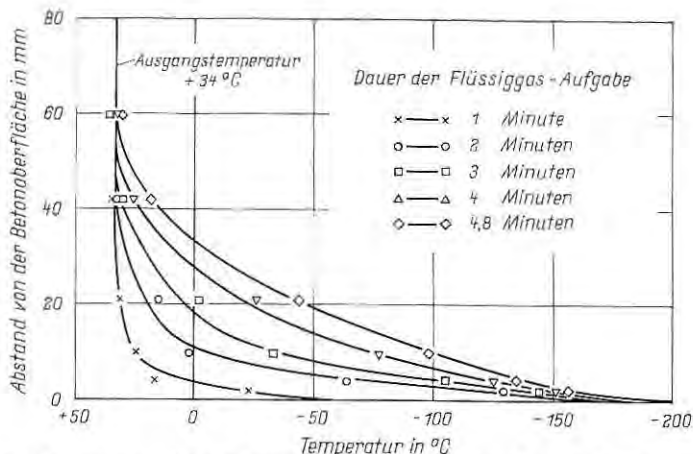


Bild 15 Temperaturfeld in der feuchten Platte I während der Abkühlung

In Bild 15 ist das Temperaturfeld der Betonplatte I für die Dauer der Abkühlung dargestellt. Läßt man die ersten Millimeter unterhalb der Betonoberfläche außer Betracht, dann war in den tieferliegenden Schichten der Temperaturabfall je Zeiteinheit in erster, grober Annäherung linear, er verlief allerdings um so langsamer, je tiefer die Schicht war. Beispielsweise betrug der Temperaturabfall in 10 mm Tiefe etwa 30 grad/min und in 20 mm Tiefe nur etwa 20 grad/min. Aus Bild 15 kann man auch ablesen, mit welcher Geschwindigkeit eine bestimmte Temperatur im feuchten Beton erreicht wurde; die Geschwindigkeit betrug z. B. für 0 °C rd. 8 mm/min. Zum vollständigen Abkühlen der Platte von 15 cm Dicke auf 0 °C wäre daher eine etwa 20 Minuten lange Stickstoffaufgabe nötig gewesen.

Die Messungen an der luftgetrockneten Platte II brachten annähernd gleiche Feststellungen, so daß hier auf deren Wiedergabe verzichtet werden kann.

3.6 Beobachtungen an den abgekühlten Platten

Sowohl kurz nach dem Abkühlversuch, nach dem Auftauen und Abtrocknen als auch 24 Stunden später wurden die Stahlbetonplatten (siehe Bild 12) eingehend auf Veränderungen untersucht. Abgesehen von einigen feinen Querrissen in dem aufbetonierten Rand, die nur kurz nach dem Abkühlversuch sichtbar waren, wurden mit der Lupe keine Risse oder Veränderungen festgestellt.

Etwa 24 Stunden nach dem Abkühlversuch wurden an Platte I, die wieder mit feuchten Tüchern abgedeckt wurde, und an der Luft gelagerten Platte II Ultraschall-Laufzeitmessungen durchgeführt. Sie lieferten Schallgeschwindigkeiten, die innerhalb der bei solchen Versuchen zu erwartenden Streuung denen vor dem Abkühlversuch (siehe unter 3.3) entsprachen, so daß auch hieraus auf keine Veränderungen zu schließen war.

Ergänzend zu den Versuchen an den großen Stahlbetonplatten wurde flüssiger Stickstoff auf kleinere Betonkörper (20-cm-Würfel) aufgebracht. Dabei wurden unmittelbar nach dem Abkühlen mit der Lupe sehr feine, netzartige Risse im Abstand von 2 bis 3 cm gefunden. Nach dem Erwärmen schlossen sich die Risse, so daß sie auch nicht mit einer Lupe entdeckt werden konnten. Mit Hilfe eines unmittelbar nach dem Abkühlen aufgespritzten „Rißdetektors“ (sehr niedrig viskose, rote Farbstofflösung) ließ sich das Rißbild festhalten. Das Schließen der Risse wird vermutlich dadurch gefördert, daß die Temperatur nach dem Abkühlen an der Oberfläche im Innern noch absinkt, während sie an der Außenfläche schon wieder ansteigt. Nach dem Spalten der mit dem Rißdetektor besprühten Körper wurden angefärbte Rißiefen von 5 bis 7 mm festgestellt.

Nach diesen Ergänzungsversuchen ist anzunehmen, daß auch an den beiden Betonplatten solche Risse aufgetreten sind, die sich jedoch so rasch schlossen, daß sie weder mit der Lupe entdeckt wurden noch sich bei der Ultraschall-Laufzeitmessung bemerkbar machten.

4. Berechnung der Temperatur- und Spannungsverteilung

Im Schrifttum sind wiederholt Lösungen für die Berechnung nicht-stationärer Temperaturverteilungen in einem Körper, z. B. [17], und auch der entstehenden Temperaturspannungen, z. B. [18], mitgeteilt worden. Im folgenden wird nach dem in [17] angegebenen Verfahren die Temperaturverteilung in den untersuchten Platten berechnet und den gemessenen Werten gegenübergestellt. Hiervon ausgehend werden nach [18] die durch die Temperaturunterschiede hervorgerufenen Spannungen in der Oberflächzone errechnet und die Bildung von Rissen beurteilt. In einer Näherungsrechnung wird die Stahlspannung der oberen Bewehrung abgeschätzt.

4.1 Vergleich der rechnerischen mit der gemessenen Temperaturverteilung

Für die räumliche Temperaturverteilung in einem Körper wird in [17] eine allgemein gültige Differentialgleichung angegeben. Für die untersuchten Platten gilt in guter Näherung der verhältnismäßig einfache Fall eines einseitig unendlich ausgedehnten Körpers, der zur Zeit $t = 0$ überall die gleiche Ausgangstemperatur ϑ hat und dessen Oberfläche plötzlich auf die Temperatur ϑ_0 gebracht wird. Die Temperatur $\vartheta(t, s)$ in Abhängigkeit von der Zeit t und dem Abstand s von der Oberfläche errechnet sich dann aus

$$(\vartheta - \vartheta_0) = (\vartheta_K - \vartheta_0) \cdot \Phi \quad (1)$$

Dabei ist Φ eine Funktion von $\frac{a \cdot t}{s^2}$ und kann Tafel 2 in [17] entnommen werden.

Im einzelnen bedeuten hier:

ϑ_K = Ausgangstemperatur (für Platte I: + 34 °C)

ϑ_0 = Kühlmitteltemperatur (für Platten I und II: - 196 °C)

ϑ = Temperatur in Abhängigkeit von der Zeit t und dem Abstand s von der Betonoberfläche

t = Zeit nach Beginn der Abkühlung in Minuten

s = Abstand von der Betonoberfläche in mm

a = Temperaturleitzahl = $\frac{\lambda}{c \cdot g}$

λ = Wärmeleitzahl in kcal/m · h · grad (für Platte I = 2,50 angenommen)

c = spezifische Wärme in kcal/kg · grad (für Platte I = 0,23 angenommen)

g = Rohdichte in kg/dm³ (für Platte I: 2,35 kg/dm³)

Die Temperatur für die Meßstellen der Platte I wurde für Abkühlzeiten bis 60 Minuten nach Gleichung (1) berechnet. Für die Berechnung wurde eine unendlich große Wärmeübergangszahl angenommen, d. h. daß unmittelbar bei Abkühlbeginn eine Temperatur der Betonoberfläche von - 196 °C vorlag. Als Wärmeleitzahl wurde bei den im Auszug in Tafel 5 zusammengestellten, berechneten Temperaturen einheitlich $\lambda = 2,50$ angenommen, obwohl nach Abschnitt 2.5, Tafel 2, festgestellt wurde, daß die Wärmeleitzahl von feuchtem Beton mit abnehmender Temperatur zunimmt; Vergleichsberechnungen mit $\lambda = 3,00$ und $\lambda = 3,50$ hatten jedoch gezeigt, daß der Einfluß von λ in diesem Bereich sehr klein ist.

Den berechneten Temperaturen sind in Tafel 5 die gemessenen gegenübergestellt. In der Zone nahe der Oberfläche lag die gemessene Temperatur immer höher, sehr viel höher insbesondere in den ersten Minuten. Das dürfte in erster Linie daran liegen, daß der als unendlich groß angenommene Wärmeübergang in Wirklichkeit sehr viel kleiner war, weil unmittelbar nach Aufgießen des flüssigen Stickstoffs große Mengen an der Betonoberfläche verdampften und dabei isolierend wirkten. Auch mag die Anordnung der Thermoelemente etwas zu einer verzögerten Anzeige der eigentlichen Temperaturen beigetragen haben (siehe unter 3.5). Nachdem die Oberflächenzone weiter abgekühlt war, wurde wohl die direkte Berührung des flüssigen Stickstoffs mit der Betonoberfläche inniger und der Wärmeübergang näherte sich der getroffenen Annahme. Nach einigen Minuten und mit zunehmendem Abstand von der abgekühlten Oberfläche stimmten die Berechnung und die Messung zunehmend überein. Demnach kann diese Temperaturberechnung dem Entwurf und der Bemessung von Stahlbetonbauteilen für die Flüssiggaslagerung zugrunde gelegt werden, weil sie in der äußeren Zone allenfalls einen zu ungünstigen Temperaturgradienten liefert.

4.2 Temperaturspannungen im Beton und Bewehrungsstahl

Wird ein Stoff von der Ausgangstemperatur ϑ_A auf die Temperatur ϑ abgekühlt, so will er sich um $\varepsilon = \alpha \cdot (\vartheta_A - \vartheta)$ verkürzen. Dabei ist α die für den Stoff und den Temperaturbereich maßgebende Wärmedehnzahl.

Kühlt man einen Körper sehr langsam und dadurch praktisch gleichmäßig ab, so verkürzt er sich, wenn er nicht eingespannt ist, spannungsfrei. Wird jedoch wie im vorliegenden Fall eine Platte plötzlich und einseitig abgekühlt, so entsteht zu Anfang ein nichtlineares Temperaturgefälle (siehe Bilder 14 und 15). Die obere, stärker abgekühlte Zone möchte sich verkürzen und wird daran durch den tieferliegenden, weniger oder nicht abgekühlten Teil behindert. Dadurch entstehen Temperatur-Eigenstressungen (Zug und Druck), die je nach Größe und Kurzzeit-Zugfestigkeit des Betons bei dieser Temperatur zu Rissen führen können.

Maßgebend für diese Eigenstressungen ist nicht die Differenz der Temperatur einer bestimmten Zone zu der Ausgangstemperatur ϑ_A , sondern die Differenz zu der mittleren Temperatur der Platte $\vartheta_m(t)$, die die Platte zu dem jeweiligen Zeitpunkt t angenommen hat.

Für die Berechnung der Spannungen eignet sich nach [18] die nachfolgende Gleichung (2)

$$\sigma(t, s) = - \frac{\alpha \cdot E}{1 - \mu} [\vartheta(t, s) - \vartheta_m(t)] \quad (2)$$

Darin bedeuten hier:

- $\sigma(t, s)$ = Spannung in Plattenebene im Abstand s von der Oberfläche zum Zeitpunkt t
- α = Wärmedehnzahl (für Platte I konstant $5 \cdot 10^{-6}$ angenommen)
- E = Elastizitätsmodul (für Platte I konstant $5 \cdot 10^5$ kp/cm² angenommen)
- μ = Querdehnungszahl (für Platte I zu 0,18 angenommen)
- $\vartheta(t, s)$ = Temperatur in °C zum Zeitpunkt t und im Abstand s von der Oberfläche
- $\vartheta_m(t)$ = Mittlere Temperatur der Platte in °C zum Zeitpunkt t

In Gleichung (2) ist eine spannungsentlastende Verformung nicht berücksichtigt, d. h. es wird angenommen, daß die Platte unendlich groß ist oder durch ihre Lagerung an einer Verformung gehindert wird. Bei der Berechnung der Spannungen wurde eine Temperaturverteilung in den ersten 4,8 Minuten nach den Messungen (siehe Tafel 4 sowie Bilder 14 und 15) zugrunde gelegt. Für spätere Zeitpunkte (10 und 60 Minuten) wurde eine Temperaturverteilung angenommen, wie sie sich nach Gleichung (1) errechnet (siehe auch Tafel 5). Die zum jeweiligen Zeitpunkt t herrschende mittlere Temperatur ϑ_m wurde graphisch durch Planimetrieren ermittelt.

In Bild 16 ist der berechnete Spannungsverlauf über den Plattenquerschnitt zu verschiedenen Zeiten nach Beginn der einseitigen Abkühlung aufgetragen. Hiernach ergeben sich kurz nach Beginn der Abkühlung an der Oberfläche Zugspannungen in der Größenordnung von 500 kp/cm². Man kann allenfalls annehmen, daß Zugspannungen von höchstens 100 kp/cm² (das entspricht bei dem angenommenen E-Modul einer Dehnung von 0,2 ‰) vom Beton ohne Risse aufgenommen werden können. In denjenigen

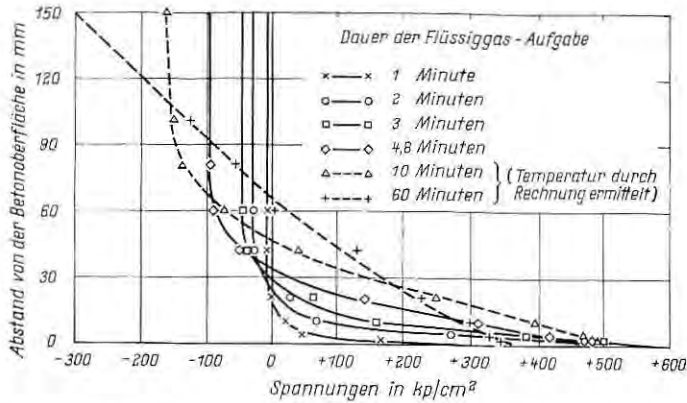


Bild 16 Spannungsverteilung in der feuchten Platte I während der Abkühlung

Bereichen, für die höhere Betonzugspannungen errechnet wurden, muß daher mit senkrecht in die Platte hineinreichenden Rissen gerechnet werden. Aus Bild 16 geht weiter hervor, daß die hohen Betonzugspannungen in der Oberflächenzone mit zunehmender Tiefe rasch abnehmen. Während der Einwirkung des flüssigen Stickstoffs traten rechnerische Zugspannungen über 100 kp/cm^2 nur bis zu einer Tiefe von rd. 2,5 cm auf. Bei längerem Einwirken des Flüssiggases muß man aufgrund der errechneten Temperaturverteilung mit einem Auftreten kritischer Betonzugspannungen bis zu einer Tiefe von etwas über 4 cm rechnen.

Wie die Zusatzversuche gezeigt hatten, traten sehr feine Netzrisse in einem Abstand von einigen Zentimetern auf. Es waren dabei jedoch nur Rißtiefen unter 1 cm erkennbar. Es ist sowohl möglich, daß die Risse noch etwas tiefer eingedrungen waren, ohne daß dies festzustellen war, als auch, daß die wahre Bruchdehnung etwas größer als angenommen war, so daß die Rechnung etwas zu große Rißtiefen lieferte.

Weiter ist ungünstigenfalls anzunehmen, daß die Risse höchstens bis zur Bewehrung oder noch weniger tief reichen. Die dabei auftretende Stahlspannung läßt sich unter Benutzung der Feststellungen in Bild 16 abschätzen. Dabei wären allerdings der E-Modul des Stahls und seine Wärmedehnzahl bei diesen Temperaturen zu berücksichtigen. Da hierüber keine Angaben vorlagen, wurde für die Wärmedehnzahl des Stahls wie üblich $10 \cdot 10^{-6}/\text{grad}$ und für seinen E-Modul $2,1 \cdot 10^6 \text{ kp/cm}^2$ angenommen. Die Stahlspannungen errechneten sich aus den Betonspannungen über den Faktor

$$\frac{\alpha_{\text{Stahl}} \cdot E_{\text{Stahl}}}{\alpha_{\text{Beton}} \cdot E_{\text{Beton}}} = \frac{10 \cdot 10^{-6} \cdot 2,1 \cdot 10^6}{5 \cdot 10^{-6} \cdot 5 \cdot 10^5} = 8,4$$

In 1 cm Tiefe würde nach 10 Minuten eine rechnerische Betonzugspannung von 400 kp/cm^2 auftreten; dem entspricht eine

Stahlspannung von etwa $8,4 \cdot 400 = 3360 \text{ kp/cm}^2$. Bei einer Betonüberdeckung von 2,0 cm, wie bei Platte I, ergibt sich die Betonzugspannung nach 4,8 Minuten zu rd. 135 kp/cm^2 und die Stahlspannung zu rd. $8,4 \cdot 135 = 1130 \text{ kp/cm}^2$. Bei dieser verhältnismäßig niedrigen Stahlspannung dürfte die Bewehrung die Ausbildung tiefergehender Risse in der Betonüberdeckung sicher verhindert haben. In 2,0 cm Tiefe ist nach Bild 16 nach 60 min mit einer maximalen Betonzugspannung von etwa 300 kp/cm^2 , entsprechend 2500 kp/cm^2 Stahlspannung, zu rechnen.

Wenn eine Platte jedoch dicker ist als Platte I (15 cm), dann können die Stahlspannungen bei 2,0 cm Überdeckung größer ausfallen. Bei einer Temperatur des flüssigen Erdgases von rd. $-165 \text{ }^\circ\text{C}$ und bei einer angenommenen Betontemperatur von $+20 \text{ }^\circ\text{C}$ vor dem Abkühlen durch das Flüssiggas können bei dicken Stahlbetonplatten allein aus der Temperatureinwirkung Stahlspannungen bis zur Größenordnung von 4000 kp/cm^2 auftreten. Zu diesen Spannungen kommen bei Bauwerken noch Zwängspannungen und Spannungen aus äußeren Lasten hinzu, so daß dann auch als schlaife Bewehrung hochfeste Stähle, wie z. B. Spannstähle, angezeigt sein können.

Es erscheint angebracht, eine Betonüberdeckung von wenigstens 2,0 cm zu wählen. Die Bewehrung selbst sollte möglichst weitgehend aufgeteilt und profiliert sein, um einen guten Verbund zu gewährleisten. Dann ist eine zusätzliche Sicherung geschaffen, daß keine tiefgehenden Risse oder ein Abplatzen des Betons eintreten.

5. Zusammenfassung

Verflüssigtes Erdgas, das man auch als Flüssiggas bezeichnet, nimmt nur rd. 1/600 des Volumens von Erdgas im Normalzustand ein. Sein Siedepunkt liegt bei $-162 \text{ }^\circ\text{C}$. Bei der Verwendung von Beton als Lagerbehälter oder Schutzbehälter um Stahl tanks für Flüssiggas müssen die veränderten Eigenschaften berücksichtigt werden, die der Beton während und nach der Abkühlung annimmt. Nach einer Zusammenfassung des Schrifttums über das Verhalten des Betons bei sehr niedrigen Temperaturen werden Feststellungen aus orientierenden Untersuchungen im Forschungsinstitut der Zementindustrie an Stahlbetonplatten ausgewertet, die mit flüssigem Stickstoff ($-196 \text{ }^\circ\text{C}$) einer plötzlichen, einseitigen Abkühlung ausgesetzt wurden, wie dies beim ersten Füllen von Beton-Lagerbehältern oder im Katastrophenfall bei Schutzbehältern auftritt. Die Feststellungen im Schrifttum und aus den Versuchen lassen sich wie folgt zusammenfassen.

5.1 Die Druck- und Spaltzugfestigkeit von feuchtem Beton, der bei normalen Temperaturen erhärtete, wird durch Abkühlen auf Temperaturen um $-160 \text{ }^\circ\text{C}$ sehr stark angehoben (Druckfestigkeit mehr als das Dreifache), die von lufttrockenem Beton steigt nur wenig und die von getrocknetem Beton praktisch nicht an. Die beim Einfüllen des Flüssiggases und Abkühlen des Betons vor-

handene Festigkeit bleibt also auf jeden Fall erhalten oder ist bei feuchtem Beton wesentlich größer. Eine Nacherhärtung des Betons darf im abgekühlten Zustand allerdings nicht angenommen werden.

5.2 Der Elastizitätsmodul des bei normaler Temperatur erhärteten, feuchten Betons fällt nach Abkühlen auf sehr tiefe Temperaturen (bis -160°C) bis zu rd. 50 % größer aus, der von lufttrockenem oder getrocknetem Beton bleibt praktisch gleich.

5.3 Das Kriechen von feuchtem Beton, der zunächst bei $+20^{\circ}\text{C}$ lagerte und dann vor und während der Dauerbelastung auf -10 oder -20°C abgekühlt wurde, erreichte bereits innerhalb von 7 Tagen rd. 80 % des Endkriechmaßes, das bei ständiger Lagerung bei $+20^{\circ}\text{C}$ festgestellt wurde, blieb dann jedoch konstant. Man kann annehmen, daß auch das Kriechen bei sehr tiefen Temperaturen von dem bei -20°C ermittelten nicht wesentlich abweicht.

5.4 Die Wärmedehnzahl von feuchtem und trockenem Beton wird mit abnehmender Temperatur kleiner. Sie beträgt bei sehr tiefen Temperaturen größenordnungsmäßig etwa 50 % derjenigen bei normalen Temperaturen, also etwa $5 \cdot 10^{-6}/\text{grad}$.

5.5 Die Wärmeleitfähigkeit nimmt nach Abkühlen auf -160°C zu, und zwar bei feuchtem Beton um rd. 40 % und bei getrocknetem Beton um rd. 10 %. Bei zementarmem, feuchtem Beton wurden bei sehr tiefen Temperaturen Wärmeleitfähigkeiten über $4 \text{ kcal/m} \cdot \text{h} \cdot \text{grad}$ festgestellt, bei konstruktivem Leichtbeton jedoch auch im durchfeuchteten Zustand weniger als $1 \text{ kcal/m} \cdot \text{h} \cdot \text{grad}$.

5.6 Trifft flüssiger Stickstoff (gleiches gilt für Erdgas) auf Beton von normaler Temperatur, so setzt in der Berührungsfläche eine intensive Stickstoffgasentwicklung ein, die isolierend wirkt, so daß die Oberflächenzone des Betons nicht so plötzlich abgekühlt wird, wie dies aufgrund einer Berechnung mit einem als unendlich groß angenommenen Wärmeübergang zu erwarten wäre. Dennoch wird die Temperatur in der äußeren, 10 mm dicken Betonzone in den ersten fünf Minuten der Abkühlung mit flüssigem Stickstoff auf unter -100°C gesenkt. Mit zunehmender Dauer der Einwirkung nähern sich Temperaturberechnung und -messung, so daß Temperaturberechnungen mit einer Oberflächentemperatur, die der Temperatur des Flüssiggases entspricht, zur Beurteilung herangezogen werden können, da sie allenfalls zu ungünstige Spannungen in den ersten Minuten liefern.

5.7 Sowohl an einer durchfeuchteten als auch einer lufttrockenen, doppelseitig bewehrten Stahlbetonplatte ($2,00 \cdot 2,00 \cdot 0,15 \text{ m}$) wurden nach einem einmaligen Abkühlen mit flüssigem Stickstoff und dem anschließenden Erwärmen an Luft keine Risse, Abplatzungen oder Zermürbungen festgestellt. Auch die Ultraschall-Laufzeit war vor und nach dem Abkühlen praktisch gleich. Bei Ergänzungsversuchen mit dünnflüssigen Farblösungen konnten jedoch an kleineren Betonkörpern unmittelbar nach Beendigung der Abkühlung sehr feine, netzartige Risse im Abstand von einigen Zentimetern festgestellt werden, die allerdings nicht tiefer als

5 bis 7 mm in den Beton reichten. An ebenso beanspruchten kleinen Betonproben ohne Einfärbung konnte nach dem Wiedererwärmen an der Luft auch mit der Lupe wiederum kein Riß entdeckt werden.

5.8 Eine Berechnung der Betonspannungen (siehe 4.2) lieferte an der abgekühlten Seite in den oberflächennahen Schichten Zugspannungen über 500 kp/cm^2 . Die zugehörigen Dehnungen können von Beton mit Sicherheit nicht aufgenommen werden, so daß mit Zugrissen in der Oberflächenzone gerechnet werden muß. Nach der Berechnung ergaben sich Betonzugspannungen, die die Zugfestigkeit des Betons überschritten, nur bis zu einer Tiefe von rd. 4 cm.

5.9 Eine überschlägige Ermittlung der Stahlspannung in der Bewehrung an der abgekühlten Seite lieferte bei geringer Überdeckung oder bei dicken Betonbauteilen, die sich nicht spannungsentlastend verformen können, Stahlzugspannungen zwischen 3000 und 4000 kp/cm^2 . Hierzu können noch Spannungen aus äußeren Lasten und infolge Zwängung hinzukommen, so daß auch als schlaife Bewehrung Stähle mit hoher Streckgrenze zu wählen sind, wie z. B. Spannstahl. Der Stahl darf bei sehr tiefen Temperaturen seine mechanischen Eigenschaften (Festigkeit, Streckgrenze, Bruchdehnung, Zähigkeit) nicht wesentlich verändern. Bei einer Betonüberdeckung von wenigstens 2 cm und bei gerippten Bewehrungsstäben hoher Festigkeit mit kleinem Querschnitt kann aufgrund der Versuche und Berechnungen angenommen werden, daß tiefergehende Risse, Zermürbungen oder ein Abplatzen der Betonüberdeckung nicht zu befürchten sind.

5.10 Insgesamt kann man feststellen, daß keine Bedenken bestehen, Großraumbehälter oder Auffangbehälter um Stahltanks für Flüssiggas aus Stahl- oder Spannbeton zu errichten. Die Eigenschaften von erhärtetem Beton werden durch Abkühlen entweder verbessert oder bleiben nahezu unverändert. Es gibt auch handelsübliche Spannstähle, deren Gebrauchseigenschaften durch sehr tiefe Temperaturen nicht wesentlich verändert werden. Während sich nach längerer Einwirkung des Flüssiggases in den Betonbauteilen eine praktisch lineare Temperaturverteilung einstellt, die durch eine Berechnung einfach zu erfassen und zu bemessen ist, entsteht beim ersten Füllen von Betonbehältern oder im Katastrophenfall bei Auffangbehältern eine schockartige Abkühlung, die zu hohen Zugspannungen in der oberflächennahen Betonzone führt. Versuch wie auch Rechnung zeigten, daß hierdurch zwar sehr feine, netzartige Risse entstanden, daß sie aber nur so wenig tief reichten, daß sie keine besondere Bedeutung haben und daß andere Schäden nicht auftraten.

SCHRIFTTUM

- [1] Kühne, G.: Speicherung von Gasen und Flüssigkeiten in unterirdischen Hohlräumen. *Chemie-Ing.-Techn.* 39 (1967) H. 17, S. 1036/1040.
- [2] Eakin, B. E., und C. G. von Fredersdorff: Belowground storage of liquefied natural gas. *Chem. Eng. Progr.* 58 (1962) Nr. 11, S. 46/54.
- [3] Neill, D. T., H. T. Hashemi und C. M. Sliepcevich: Boil-off rates and wall temperatures in aboveground LNG storage tanks. *Chem. Eng. Progr. Symp. Ser.* 64 (1968) Nr. 87, S. 111/119.
- [4] Hecker, E.: Untersuchung der Frage der Wirtschaftlichkeit von großen Stahlbetonbehältern für die Lagerung von Mineralölen. *Zentralblatt für Industriebau* 9 (1963) H. 8, S. 402/411, und H. 9, S. 450/455.
- [5] Laucht, H.: Von den Eigenschaften des Eises. *Mitteilungen des Franzius-Instituts für Grund- und Wasserbau der TH Hannover* 23 (1963) S. 196/225.
- [6] D'Ans, J., und E. Lax: *Taschenbuch für Chemiker und Physiker*. 3. Aufl., Band 1. Springer-Verlag, Berlin/Heidelberg/New York 1967, S. 602.
- [7] Ullmanns Encyclopädie der technischen Chemie. 3. Aufl., Band 18. Urban & Schwarzenberg, München/Berlin/Wien 1967, S. 408.
- [8] Saemann, J. C., und G. W. Washa: Variation of mortar and concrete properties with temperature. *Proc. Amer. Concr. Inst.* 54 (1957) S. 385/395.
- [9] Monfore, G. E., und A. E. Lentz: Physical properties of concrete at very low temperatures. *Journal of the PCA Research and Development Laboratories* 4 (1962) Nr. 2, S. 33/39.
- [10] Lentz, A. E., und G. E. Monfore: Thermal conductivity of concrete at very low temperatures. *Journal of the PCA Research and Development Laboratories* 7 (1965) Nr. 2, S. 39/46.
- [11] Lentz, A. E., und G. E. Monfore: Thermal conductivities of portland cement paste, aggregate and concrete down to very low temperatures. *Journal of the PCA Research and Development Laboratories* 8 (1966) Nr. 3, S. 27/33.
- [12] Radjy, F.: A thermodynamic study of the system hardened cement paste and water and its dynamic mechanical response as a function of temperature. Dissertation, Stanford University, Mai 1968. Department of Civil Engineering, Stanford University, Technical Report Nr. 90.
- [13] Moskvín, V. M., M. M. Kaptien und L. N. Antonow: Einfluß von Temperaturen unterhalb des Frostbereichs auf die Festigkeit und die elastoplastischen Eigenschaften von Beton. *Beton i zelezobeton* 13 (1967) Nr. 10, S. 18/21 (in russisch).
- [14] Johansen, R., und C. H. Best: Creep of concrete with and without ice in the system. *RILEM Bulletin* (1962) N. S. Nr. 16, S. 47/57.
- [15] Flüssigerdgasspeicher in Stuttgart. *DYWIDAG-Berichte* 1970, H. 1, S. 18.
- [16] Forschungsinstitut der Zementindustrie: *Tätigkeitsbericht 1963/64*. Beton-Verlag, Düsseldorf 1965, S. 32/33.
- [17] *Hütte*, Band I, 28. Aufl., Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1955, S. 492.
- [18] Giesecke, J.: Temperatur- und Spannungsverteilung in abkühlenden Betonplatten bei beliebigen Wärmeübergangszahlen. *Schriftenreihe Otto-Graf-Institut*, H. 37, Stuttgart 1968.