Zeitschrift: IABSE congress report = Rapport du congrès AIPC = IVBH Kongressbericht

Band: 2 (1936)

Rubrik: VI. Beton und Eisenbeton im Wasserbau (Staumauern, Rohrleitungen, Druckstollen, usw.)

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Mehr erfahren

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. En savoir plus

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. Find out more

Download PDF: 07.08.2025

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, https://www.e-periodica.ch

VI

Beton und Eisenbeton im Wasserbau (Staumauern, Rohrleitungen, Druckstollen usw.).

Application du béton et du béton armé aux travaux hydrauliques (Barrages, conduites, galeries sous pression, etc.).

Concrete and reinforced concrete in hydraulic engineering (Dams, pipe lines, pressure galleries etc.).

Leere Seite
Blank page
Page vide

VI

Generalreferat

Rapport Général.

General Report.

F. Campus,
Professeur à l'Université de Liége, Directeur du Laboratoire d'essais du Génie Civil.

Die Anwendung von Beton und Eisenbeton im Wasserbau umfaßt ein derartig weites Gebiet, daß ein kurzgefaßter Generalbericht unmöglich auch nur annähernd erschöpfend sein kann.

Es erschien mir daher zweckmäßig, eine allgemeine Darstellung nicht erst zu versuchen und mich an das Arbeitsprogramm des Kongresses zu halten, indem ich mich in der Hauptsache darauf beschränke, eine kurze Zusammenfassung der verschiedenen Einzelberichte zu geben, die in dem Vorbericht enthalten sind. Ich werde mir dabei erlauben, um meinerseits auch etwas zur Diskussion beizutragen, gelegentlich einige persönliche Meinungen zu äußern, wobei ich mich freue, im allgemeinen feststellen zu können, daß ich mich in aufrichtiger Übereinstimmung mit den hervorragenden Berichterstattern befinde. Ich möchte nicht annehmen, daß dies die Auswirkung der besonderen Beziehungen ist, die ich, nachdem sie gelegentlich früherer Kongresse einmal angeknüpft wurden, die Ehre habe, mit der Mehrzahl von ihnen zu unterhalten. Die aufmerksame Durchsicht der sechs von ihnen verfaßten Referate hat mich in augenscheinlicherer Weise in der Auffassung, der ich bereits auf früheren Kongressen Ausdruck gegeben hatte, bestärkt, daß die Technik in den verschiedenen Ländern, zum mindesten in den europäischen Ländern, eine tief gegründete Einheit darstellt. Ich möchte glauben, daß dies die Folge der großen Anzahl internationaler Kongresse ist, und dies genügt, um die über diese Kongresse vielfach geäußerte Kritik zu widerlegen, und genügt gleichfalls, um die Anschauung zu bestärken, daß die regelmäßige Wiederholung dieser Zusammenkünfte beibehalten werden sollte, selbst wenn das Interesse an ihnen weniger stark in Erscheinung tritt. Beim Studium der Berichte, über die ich zusammenfassend berichten will, habe ich das Empfinden gehabt, daß das Fehlen direkt Aufsehen erregender Ergebnisse in der Bescheidenheit ihrer Verfasser begründet ist. Dies Fehlen wird vorteilhaft durch die tiefschürfende, wohl begründete, mit Meisterschaft gehandhabte und zuweilen direkt an Raffinement grenzende Art der Behandlung dieser Arbeiten ausgeglichen, und es zeigt sich, daß sehr vieles von großem Interesse in ihnen enthalten ist.

Es ist natürlich, daß die Staumauern unter den Wasserbauten, für die der Eisenbeton verwendet wird, die vorherrschende Stellung einnehmen, teils wegen

ihrer Wichtigkeit, teils wegen der mit ihrer Ausführung verbundenen Schwierigkeiten und Verantwortung. *A. Ludin* hat unter dem Titel „Beton im deutschen Talsperrenbau" einen Bericht verfaßt, dessen Vollkommenheit für alle diejenigen selbstverständlich ist, die seine Abhandlung „Die Wasserkräfte" kennen, ohne andere Arbeiten erwähnen zu wollen. Seit 1922 sind zehn Gewichtsmauern in Beton erbaut oder begonnen worden, von denen drei die Höhe von 60 Metern erreichen bzw. überschreiten. Eine einzige Staumauer von mäßiger Höhe mit Gewölbereihen ist in Eisenbeton konstruiert worden. Mehrere Staudämme aus Erdschüttung mit Steinverkleidung haben Dichtungskerne aus Beton erhalten, von denen die Sorpe-Talsperre das höchste der europäischen Bauwerke dieser Art ist (62 m Stauhöhe). Die Beschreibung der Gewichtsstaumauern, die Einzelheiten der Ausführung, die Betriebserfahrungen und die Beobachtungen des Berichterstatters bezüglich ihrer Entwicklung, geben die allgemeine Entwicklungsrichtung der europäischen Technik wieder. Man kann diese wie folgt kennzeichnen:

a) Verwendung von weichem, halbflüssigem, sehr plastischem, jedoch nicht gestampftem Beton, statt Gußbeton;

b) Entwicklung des Kornaufbaues im Sinne einer Vermehrung des Größtkorns der Steinmaterialien, einer Verminderung des Sandgehalts und einer unstetigen Kornabstufung;

c) Vergrößerung des Zementgehalts, Beimischung hydraulischer Stoffe (Traß, gemahlene Hochofenschlacke) oder die Verwendung von Spezialzementen zu dem Zwecke, die Widerstandsfähigkeit gegen die aggresive Wirkung der Wässer und der atmosphärischen Einflüsse (auf die offenliegenden Außenschichten) zu erhöhen, einer größeren Dichtung, einer geringeren Wärmeentwicklung, vermindertem Schwinden usw.;

d) Verzicht von Bruchsteinverkleidungen und selbst von Verputzen oder irgendwelchen Schutzschichten. Indessen hat die deutsche Technik nach dem Bericht noch keine endgültige Wahl zwischen der Verwendung eines durchweg gleichmäßigen Betons und der Verwendung von Außenschichten aus zementreicheren und sorgfältiger behandeltem Beton getroffen. Die allgemeine Tendenz, die in der Mehrzahl der Länder dahin geht, zu magere Mischungen nicht mehr zu verwenden (siehe Bericht *Coyne*), wobei der Beton der Außenschichten vielfach einer besonderen Behandlung unterzogen wird (z. B. Vibration), dürfte vielleicht einen Ausweg aus diesem Zwiespalt darstellen;

e) Ausbildung von Schwindfugen und von Entwässerungen unter den Deckschichten und in der Sohle;

f) Mechanisierung und moderne Organisation der Baustellen zum Zwecke der Beschleunigung des Arbeitsfortschrittes, die soweit geht, Betonkühlung während der Ausführung vorzusehen, wie diese bereits in Amerika angewendet wurde.

Als besondere Bemerkung möchte ich folgendes hervorheben:

a) Die Zweckmäßigkeit, dem Auftrieb Rechnung zu tragen, die bereits seit langem in Deutschland durch Druckmessungen in den Sohlen von Bauwerken, durch Sickermessungen usw. erwiesen wurde.

b) Das Entstehen von Schwindrissen in den unteren Teilen der Agger-, der Bleiloch- und der Schluchsee-Talsperre, wo die in verhältnismäßig kleinen

Abständen angeordneten Schwindfugen nicht bis auf die Sohle des Bauwerkes fortgesetzt wurden. Die Bauwerke hatten im Grundriß eine schwach gekrümmte Form, wie die Mehrzahl der deutschen Talsperren, bis auf die Zillierbachsperre. Ich finde darin eine erneute Bestätigung der von mir vertretenen Anschauung, daß die den Gewichtsstaumauern oft gegebene Krümmung für die dickeren Teile keineswegs alle die Vorteile bietet, die ihnen oft ohne stichhaltige Begründung zugeschrieben werden. Diese Krümmung gestattet keineswegs, alle die Vorsichtsmaßregeln außer Acht zu lassen, die diese Art von Bauwerken verlangt. Andererseits zeigt die Tatsache, daß die Risse in der Agger-Talsperre sich von der Sohle des Bauwerkes nur bis etwa zur halben Höhe ausgebildet haben (Vorbericht S. 1221, Fig. 8), daß die Krümmung für die weniger dicken Teile günstig wirken kann.

c) Die Verwendung von Gesteinsmehl zur Magerung des Zements ist als ungünstig erkannt, im Gegensatz zu der Beimengung von puzzolanischen Bestandteilen wie der altbekannte Traß oder hydraulischer Stoffe, wie gemahlene Schlacken. Die Beimengung dieser Stoffe ist bei der neuesten im Bau befindlichen Talsperre in Hohenwarthe (Thüringen) vorgesehen. Ich hatte bereits auf dem Internationalen Kongreß für Materialprüfung 1931 die Gelegenheit, auf die Vorteile derartiger Beimischungen hinzuweisen, welche ich für Gründungen in aggresiven Wässern angewendet hatte. Indessen habe ich seit dieser Zeit dieses Verfahren aufgegeben, da inzwischen die Herstellung von Hüttenzementen in Belgien in Gang gekommen ist, in denen sich bereits diese Mischung von Portlandzement und Schlacken vorfindet. Im übrigen scheint sich in Deutschland die Verwendung von Spezialzementen wie Traßzement und Hüttenzement auszubreiten. Dabei muß auf die allgemeine Entwicklung hingewiesen werden, durch Steigerung der Mahlfeinheit die Erhärtung dieser Zemente zu beschleunigen und die Verarbeitbarkeit und die Dichte der Betone zu steigern.

d) Die Mischungsverhältnisse werden neuerdings (Sorpe-Talsperre) in Gewichtsverhältnissen ausgedrückt und nicht mehr, wie im allgemeinen in Deutschland üblich, in Raumteilen. Als alter Anhänger dieses Verfahrens im Hinblick auf die Gleichmäßigkeit des Betons nehme ich an, daß diese Umstellung auch in Deutschland als praktischer Fortschritt angesehen wird.

Coyne, Chefingenieur der „Ponts et Chaussées" in Paris, Leiter der Arbeiten bei der Talsperre von Marèges in Frankreich, der größten Gewölbetalsperre Europas (90 m Höhe und 247 m Kronenlänge) benennt seinen Bericht bescheiden „Über die Verwendung von Beton beim Bau massiver Staumauern". In Wirklichkeit stellt diese Arbeit einen Generalbericht dar, wie ich wünschen möchte, ihn erstatten zu können. Man wird begreifen, daß es schwierig ist, hierüber zusammenfassend zu berichten. Es sind bemerkenswerte Ausführungen eines Praktikers, der auf seinem Gebiete zweifellos als Meister anzusprechen ist. Indem sich *Coyne* darauf beschränkt, den Beton als Baustoff für Staumauern zu behandeln, erläutert er dessen Gebrauch wie ein Bildhauer den Gebrauch des Tones. Er erklärt und gibt Regeln, von denen einige, nach dem vorhergehenden Bericht, auch mit den Erfahrungen in Deutschland übereinzustimmen scheinen.

Verwendung von weichem Beton (nicht flüssig); wichtiger Einfluß der Verarbeitbarkeit auf die reibungslose Ausführung; genügend fette Mischung mit Rücksicht auf die Dauerhaftigkeit; Spezialzemente, die wenig Wärme entwickeln und widerstandsfähig gegen Wässer sind; Rütteln, besonders auf der Wasserseite, als Ergänzungsmaßnahme beim sorgfältigen Einbau des weichen Betons; günstige Körnung, in gewissen Fällen Ausfallkörnungen; künstliche Kühlung. Dies alles sind die gegenwärtigen Hauptrichtlinien, die *Coyne* vorschlägt. Die Zusammensetzung des Betons nach Gewichtsteilen befürwortet er gleichfalls. Für meinen bescheidenen Teil kann ich seine Beobachtungen über die Gefahr der Arbeitsfugen nur unterstreichen und möchte gleichfalls auf die unbedingte Sorgfalt hinweisen, die für ein dichtes Schließen dieser Fugen erforderlich ist. Seine Ratschläge über die Baukontrolle, die an Proben vorgenommen werden sollen, die dem Bauwerk entnommen sind (auf dem Internationalen Kongreß für Materialprüfungen 1931 in Zürich habe ich mich bereits hierfür ausgesprochen) und die Kontrolle der Dichte des frischen Betons, ebenso wie die Kontrolle der Festigkeit des abgebundenen Mörtels in Beton (nach *Bolomey*) müssen hervorgehoben werden.

Gleichfalls ist auf seine tiefschürfenden auf großer Erfahrung beruhenden Bemerkungen hinzuweisen über die Gefahr von Längsrissen, über die Zusammenhänge von Wasserdichtigkeit und der Ablagerungen, besonders biologischer Art, über die Schädigung von Beton ebenso wie über seine bedeutende Widerstandsfähigkeit gegenüber Erosion, wenn er dicht hergestellt wird. Trotzdem er überzeugter Anhänger der Gewölbestaumauern ist, behandelt *Coyne* in dieser Arbeit die Frage der Form der Talsperren nicht, jedoch weist er beiläufig auf einen Nachteil der Gewichtsstaumauern hin, nämlich den Angriff des Betons durch Witterungseinflüsse, die durch die mageren üblicherweise verwendeten Betonmischungen bei nichtbewehrten Staumauern begünstigt wird.

Zd. Bažant von der tschechischen Technischen Hochschule Prag hat einen hervorragenden Bericht über „Entwicklung der Berechnung von Bogenstaumauern" geliefert. Der Gesichtspunkt der Anwendung des Betons herrscht bei diesem Bericht nicht vor, obgleich er auch behandelt wird, da bei der Planung und Berechnung von Bogenstaumauern den Bedingungen der Verarbeitung des Betons, den mechanischen und physikalischen Eigenschaften des Baustoffs wie z. B. Schwinden, geringe Zugfestigkeit, Notwendigkeit örtlicher Bewehrungen, Schwindfugen und dergl. Rechnung getragen werden muß. Nachdem der Berichterstatter festgestellt hat, daß die neuzeitlichen Bogenstaumauern ihren Ursprung in Europa haben, und ihre Vorzüge und ihre Überlegenheit über die Gewichtsstaumauern in einer Weise erläutert hat, der auch der vorhergehende Berichterstatter *Coyne* zustimmen wird, zergliedert er die fortschreitende Entwicklung der Berechnungsverfahren wie folgt:

a) das Gewölbe wird als durch unabhängige Bögen zusammengesetzt betrachtet, die allein den Wasserdruck aufnehmen;

b) zu der vorhergehenden Wirkung gesellt sich die Balkenwirkung durch das Gewicht der lotrechten Mauerelemente, die als im Fundament eingespannt betrachtet werden;

c) das Gewölbe ist eine elastische Schale.

Die letzte Auffassung, die theoretisch am genauesten ist, ist nicht aus dem Stadium der Differenzialgleichungen herausgekommen und ist nach Ansicht des Berichterstatters unbrauchbar. Die beiden vorhergehenden enthalten sehr verschiedenartige Möglichkeiten von den einfachsten [für a), die Theorie dünnwandiger Zylinderschalen] bis zu den kompliziertesten [für b), das „Trial-Load"-Verfahren der Amerikaner]. Alle sind in der Theorie ungenau und stellen Annäherungsverfahren dar. Der Berichterstatter beschränkt sich mit Recht darauf, diese schwierige Entwicklung klar in allen Einzelheiten darzustellen. *Coyne* wird mir erlauben, hierbei auf seine Meinung über diese Theorien und auf das unterschiedliche von ihm verwendete Verfahren hinzuweisen, welches sich dem Verfahren a) nähert, aber bei dem er die tragenden Gewölbe nicht als unabhängig, sondern als isostatische Flächen betrachtet, welche das allgemeine Verhalten von geneigten Gewölben zeigen und zugleich als Gewölbe wie als Strebepfeiler gegenüber dem Wasserdruck wirken.

Dieses noch unveröffentlichte Verfahren ist, wie *Bažant* unbekannt sein dürfte, bei der Ausführung der großen Staumauer Marèges verwendet worden. Ich hoffe, daß diese Indiskretion Herrn *Coyne* veranlassen wird, demnächst darüber zu berichten.

Einer der Hauptmitarbeiter von Herrn *Coyne*, Herr *Mary*, Ingenieur der „Ponts et Chaussées" in Paris, hat einen Bericht geliefert, der sowohl durch seinen Gegenstand als auch durch seinen dokumentarischen Wert von außerordentlichem Interesse ist. Er benennt sich „Die Umschnürung der Druckleitungen des Wasserwerkes in Marèges". Er hat damit eines der interessantesten Kapitel über das Bauwerk von Marèges geschrieben, bei dem der Beton mit bewundernswertem Geschick verwendet worden ist. Es hat sich im wesentlichen darum gehandelt, bewehrte Druckrohre von 4,40 m innerem Durchmesser auszuführen, die einem inneren Wasserdruck von 102,50 m Wassersäule (10,25 at) Widerstand leisten mußten, wobei die Wandstärke nicht größer werden durfte als 40 cm. Die Ausführung mußte selbstverständlich betriebssicher und völlig wasserdicht sein. Die Lösung bestand darin, das Betonrohr mit Kabeln zu umschnüren, welche eine umlaufende unter Vorspannung gesetzte Bewehrung bilden. Der Gedanke der Vorspannungen ist nicht neu, jedoch aber die Anwendung auf eine unter der Erde ausgeführten Druckleitung. Die Kühnheit der Ausführung ist so groß, daß Vorversuche notwendig waren. Diese haben die Vorteile der Lösung bestätigt und das Verfahren der Ausführung entwickeln geholfen. Die in Längsabständen von 50 cm angeordneten Kabel haben nach dem Betonieren der Leitung eine Vorspannung von 135 t erhalten. Dies wurde dadurch erzielt, daß man die Kabelumschnürung mittels zweier gegenüberliegender Pressen, die sich auf eine Verankerung in der Betonwandung des Rohres abstützten, ausdehnte. Wenn die Kabel gespannt sind, werden die Aussparungen, die zur Vornahme der Spannung der Kabel offengelassen werden, mit Mörtel aus Schmelzzement gefüllt. Die Rohre enthalten außerdem nur noch geringe örtliche Bewehrungen (s. Vorbericht, Fig. 10, S. 1240). Messungen der inneren Spannungen, die mittels tönender Saiten von *Coyne* vorgenommen wurden, haben den Erfolg der Konstruktion bewiesen. Der Bericht beschreibt alle Phasen der Planung und der Ausführung, ebenso wie die erzielten Ergebnisse mit der Gewissenhaftigkeit, welche die Person seines Verfassers kennzeichnet, und welche ihm die Dankbarkeit aller seiner Leser sichern wird.

Wenn man den Bericht *Krall* und *Straub* über „Neue Trockendocks in den Häfen von Genua und Neapel" liest, verläßt man das Gebiet der Talsperren und verwandter Konstruktionen und wendet sich anderen großen Bauwerken zu, die dem Ingenieur Schwierigkeiten anderer Art bieten, die sich aus der Ausführung in großer Tiefe unter Wasser ergeben. Italien, das als Land großer Staumauern bekannt ist, ist gleichfalls ein Land, das die Natur zu einem Meister in der Ausführung von Seebauten gemacht hat. Die beschriebenen und durch die Verfasser erläuterten Bauwerke sind bemerkenswerte neuzeitliche Beispiele, welche ihren Erbauern durch die Sorgfalt der Planung, die Genauigkeit der Berechnung und die Sicherheit der Ausführung alle Ehre machen. Die beiden Trockendocks sind in ihren Querabmessungen gleich: 40 m Breite, 14 m Sohlentiefe unter mittlerem Wasserstand, 9 m Stärke der Längsmauern, wobei die Länge in Genua rd. 280 m und in Neapel rd. 350 m beträgt. Wenn auch die äußeren Umrisse gleich sind, unterscheiden sie sich wesentlich in ihrem Entwurf, da in Genua auf Fels, in Neapel jedoch auf losem Boden gegründet wurde. Die in beiden Fällen zu lösenden Probleme waren also nicht durch die Verwendung von Beton bestimmt, sondern durch die Art des Untergrundes, welcher nach der Auffassung *Coyne* gleichfalls die Ausführung großer Talsperren im wesentlichen beeinflußt. Die Verwendung von Beton, der sich leicht allen Entwurfsformen des Ingenieurs anpaßt, hat zusammen mit einer außerordentlichen Sorgfalt der Konstruktion vollkommene Lösungen ergeben. Der Bericht *Krall* und *Straub* ist ein bemerkenswertes Beispiel dafür, daß es notwendig ist, die Berechnungsweise und die Art der Ausführung einander anzupassen. Für die beiden fraglichen Trockendocks waren die Beanspruchungen während der verschiedenen Bauzustände bemerkenswert, für letztere ausschlaggebend und zum mindesten von der gleichen Wichtigkeit wie die Beanspruchungen des fertigen Bauwerkes im Betrieb. Die Erkenntnis dieses Grundsatzes bildet einen schönen Konstruktionsfortschritt, und die Verfasser beschreiben eines der besten Anwendungsbeispiele. Die Erläuterung der Grundsätze, welche in einer knappen, aber sehr klaren Weise vorgenommen, ist leider für eine kurze Berichterstattung wenig geeignet und müßte notwendigerweise zu lang werden. Bei dem Trockendock von Genua, welches mit Druckluft auf Felsboden gegründet, ist das statische unbestimmte Hauptproblem durch eine sehr geniale Art der Ausführung gelöst. Die Längsmauern sind zuerst mittels Eisenbeton-Caissons, die durch Druckluft versenkt wurden, gegründet, ebenso wie die Stirnwand. Die so gebildete Umfassung ist durch ein Schwimmtor geschlossen und für das Betonieren der Schleusensohle ausgepumpt worden. Diese Umfassung mußte während dieses Stadiums einem Wasserdruck von etwa 20 m widerstehen, welcher größer ist als der, den sie später im Gebrauch auszuhalten hat. Um eine Ausführung ohne kostspielige bleibende Verstärkungen zu ermöglichen, wurde eine vorübergehende konstruktive Anordnung vorgesehen, wobei die Längsmauern wie Staumauern aus mehrfachen Bögen wirken, die sich auf Strebepfeilern abstützen, die wiederum durch Druckstreben gegeneinander ausgesteift sind. Das hierbei auftretende statische Problem, das ähnlich dem bei Bogenstaumauern ist, wobei einige zusätzliche Schwierigkeiten auftreten, wurde auf originelle und sehr geschickte Art von Prof. *Krall* gelöst (s. Vorbericht S. 1194, 1195, Fig. 5 und 6). Es ist festzustellen, daß die Verformungen des Bodens im gleichen Maße berücksichtigt sind wie die

Verformungen aller Teile des Bauwerkes. Der Rechnungsgang wird klar erläutert. Nach der Ausführung der Sohle sind die provisorischen Widerlager beseitigt worden. Bei dem Trockendock von Neapel, welches auf einem losen Untergrund ruht, war das Problem anders und bezieht sich auf den Endzustand des Bauwerkes. Die Seitenmauern und der Boden sind gesondert mit Caissons ausgeführt, die durch zwei fahrbare Kranbrücken von 68 m Spannweite versetzt wurden, welche sich auf zwei Eisenbetonbrücken parallel zu den Randmauern bewegten. Nach dem unabhängigen Setzen der Mauern und des Bodens sind die Fugen mittels Taucherglocken gedichtet. Das zu lösende statische Problem war das der Beanspruchung der Konstruktion nach dem Schließen der Fugen, wobei die Verformbarkeit des Untergrundes berücksichtigt werden mußte. Dieses Problem ist bekannt und kann durch die üblichen Verfahren der Festigkeitslehre gelöst werden, wie sie z. B. in einer kürzlichen Veröffentlichung eines meiner Schüler beschrieben sind.[1] *Krall* erläutert die Grundsätze eines sehr interessanten Verfahrens, welche sich auf der Anwendung der Elastizitätsellipsen von *W. Ritter* aufbaut. Die sichere Anwendung bei der Ausführung des Trockendocks in Neapel ist durch Beobachtungen an dem Trockendock „Principe di Piemonte" in Venedig in normalem Betrieb ermöglicht worden, wodurch die Bodenkonstante bzw. die Bettungsziffer des Bodens bestimmt wurde. Selten wird man zu einem solchen Zweck einen Versuch in so großem Maßstab und mit so guten Erfolgen durchgeführt haben. Die Ausführung war dem Entwurf, der bisher erläutert wurde, würdig. Bemerkenswert ist: Die Verwendung eines plastischen Betons mit 300 kg/m^3 Puzzolanzement, um der aggressiven Wirkung des Meerwassers zu begegnen; die ausschließliche Verwendung von Beton für die Caissons der Luftdruckgründung, bei Tiefen von mehr als 23 m; die Konstruktion eines besonderen Hilfstrockendocks aus Eisenbeton für den Bau der Caissons in Genua; die Hilfsbrücken aus Eisenbeton in Neapel. Kurz, der Bericht *Krall* und *Straub* ist ein in die Augen springender Beweis für die umfassenden Möglichkeiten, die die Anwendung von Beton und Eisenbeton für Wasser- und Seebauten bieten. Er ist ein lehrreiches Beispiel dafür, daß der Ingenieur durch Verbindung von wissenschaftlicher Berechnung, versuchsmäßiger Prüfung und erfahrener Bauausführung die größten Schwierigkeiten überwindet.

Ich habe mir für den Schluß — last but not least — den Bericht *W. H. Glanville* und *G. Grime* über „Das Verhalten von Eisenbetonpfählen während des Rammens" vorbehalten, weil dieser ein Gebiet behandelt, das nicht ausschließlich mit Wasserbauten in Verbindung steht, obwohl Eisenbetonpfähle häufige und geschätzte Hilfsmittel bei Wasserbauten sind. Die von den Verfassern behandelte Frage steht also nicht in unmittelbarer Beziehung zu dieser Art von Bauausführungen. Die Arbeit ist von großem Interesse, sowohl durch den behandelten Gegenstand und die sich ergebenden praktischen Folgerungen, als auch durch die wissenschaftliche Meisterschaft, mit der sie durchgeführt ist, welche eine Eigenschaft sowohl von Herrn *Glanville*, der durch seine Arbeiten über das Kriechen des Betons bekannt, wie auch der „Building Research Station" ist, zu dessen Leitern er gehört.

---

[1] *F. Szeps:* Etude des constructions reposant sur un sol élastique, Revue universelle des mines mars 1936.

Der Bericht stellt eine, im übrigen sehr ins einzelne gehende, Zusammenfassung der seit mehreren Jahren bereits von diesem Institut durchgeführten Forschungsarbeiten über das Verhalten von Eisenbetonpfählen unter der Einwirkung des Rammens dar. Er unterscheidet sich nur von einem ausführlicheren Bericht, auf den die Verfasser verweisen („Journal of the Institution of Civil Engineers", Dez. 1935) durch das Fortlassen der mathematischen Behandlung der Frage der Fortpflanzung der Stoßwelle in den Pfählen. Teilberichte sind bereits in englischen Zeitschriften und in den Jahresberichten der „Building Research Station" erschienen. Ein amtlicher Bericht wird noch erscheinen. Die Untersuchung ist theoretisch auf Grundlage gewisser Hypothesen aufgebaut, die mit der Erfahrung in guter Übereinstimmung stehen, und alsdann versuchsmäßig zunächst auf der Versuchsstation und dann auf der Baustelle weiter erfolgt. Man muß besonders auf die Verwendung eines äußerst empfindlichen dynamischen Tensometers hinweisen, welcher zur Aufzeichnung der Schwingungen einen piezoelektrischen Quarz enthält und ferner, auf einen besonderen Beschleunigungsmesser zur Messung der Höchstspannungen am Kopf der Pfähle während des Rammens. Die Praktiker wissen, welche Schwierigkeiten unter gewissen Umständen das Rammen von Eisenbetonpfählen bieten kann, worauf ich noch vor kurzem hingewiesen habe („Annales des Travaux Publics de Belgique", Febr. 1935). Die Untersuchung *Glanville* und *Grime* stellt eine neue Erkenntnis über den Umfang der mechanischen Vorgänge dar, die sich in den Pfählen unter Einwirkung des Stoßes des Bären abspielen und über die Höhe der plötzlich auftretenden Spannungen. Die genauen theoretischen und versuchsmäßigen Untersuchungen, die zu gleichen Ergebnissen führen, klären eine Menge von Einzelheiten, worüber bis jetzt noch nichts erschienen sein dürfte. Praktisch wird eine alte Regel bestätigt, nämlich die Überlegenheit von schweren Bären und die Notwendigkeit, eine gewisse Fallhöhe nicht zu überschreiten. Etwas anderes nicht weniger Wichtiges erscheint neu. Wenn man die plötzlich auftretende Höchstspannung in dem Pfahl begrenzen will, um seinen Bestand beim Rammen zu sichern, und wenn man eine möglichst große Eindringungstiefe erreichen will, muß man den Pfahlkopf mit einem Stoßdämpfer versehen, der so elastisch wie möglich ist, und die Energie nicht mehr aufzehrt, als im allgemeinen bei den betrachteten Rammungen zulässig ist. Das wesentlich praktische Ergebnis bezieht sich also auf die Rammstoßdämpfer (elastische Rammhauben). Vom Standpunkt der Wissenschaft aus ist die Veränderung und die Verteilung der dynamischen Spannungen von großem Interesse, die ihren Größtwert meistens am Kopf erreichen und unabhängig von der Art des Bodens sind, manchmal jedoch an der Pfahlspitze am größten werden, wenn sehr heftige und nachhaltige Schläge ausgeübt werden. Es werden gleichfalls Regeln für die Zusammensetzung des Betons und die Anordnung der Bewehrung angegeben. Sie entsprechen der guten Praxis, jedoch ist es sicher, daß viele Bauunternehmer Grund haben, darüber nachzudenken, ebenso wie über die Ratschläge, über Vorsichtsmaßregeln, die beim Rammen zu berücksichtigen sind. Die Festigkeit des Betons der Pfähle im Zeitpunkt des Rammens soll auf keinen Fall geringer sein als 350—500 kg/cm^2. Die dem Bericht in englischen Maßeinheiten angefügten Anlagen dienen dazu, rasch die günstigsten Bedingungen für das Rammen vorliegender Pfähle festzustellen. Sie scheinen jedoch nicht

ohne weiteres auf die auf dem Festland vorhandenen Bedingungen übertragbar zu sein.

Zum Schluß dieses Generalberichts darf ich der großen Freude Ausdruck geben, die ich beim Lesen der bemerkenswerten Berichte empfunden habe, über die ich die Ehre hatte, zu berichten, nicht nur wegen ihrer Vollkommenheit und ihres interessanten Inhalts, sondern noch mehr weil ich darin die Bestätigung meiner Hoffnungen gefunden habe, die ich in früheren Generalberichten bezüglich des unaufhaltsamen Fortschreitens der Anwendung von Eisenbeton ausgesprochen habe, besonders auf einem Konstruktionsgebiet, welches eines der schwierigsten der Ingenieurkunst darstellt. Diese Entwicklung ist bei weitem noch nicht abgeschlossen, jedoch kann man an der Zukunft der Anwendung von Eisenbeton keinerlei Zweifel mehr hegen. Sie ist derartig vielgestaltig, daß sich dauernd neue wichtige Probleme ergeben, denen gegenüber alte doktrinäre Fragen eine verminderte Bedeutung erhalten und ohne Einfluß auf die Entwicklung der Technik sind.

VI 1

Beton im Wasserbau.

Le béton dans la construction hydraulique.

Concrete in Hydraulic Works.

Hafenbaudirektor a. D. Dr. Ing. A. Agatz,
Professor an der Technischen Hochschule, Berlin.

a) *Einleitung.*

Herr Professor *Ludin* hat in seinem ausgezeichneten Referat den Beton im deutschen Talsperrenbau behandelt, und ich halte es daher zur Abrundung des Gesamtgebietes für nützlich, daß von deutscher Seite auch noch die Erfahrungen mit dem Baustoff Beton im Verkehrswasserbau und Grundbau herangezogen werden.

Wir Wasserbauer können leider von unseren Bauwerken nicht wie die Kollegen vom konstruktiven Ingenieurbau der Nachwelt die sichtbare Größe unserer Bauten übermitteln, da sie bis zu 75 % von ihren Feinden, Erde und Wasser, umgeben sind. Nur die Bauausführung läßt ihre Größe erkennen.

Da verschiedentlich die gewaltige Höhe der Brückenpfeiler der neuen deutschen Brücken erwähnt worden ist, so sei bemerkt, daß z. B. eine Eisenbeton-Torkammer einer Seehafenschleuse eine Gesamthöhe von rd. 26 m hat.

Wenn ich nun weiter noch darauf verweise, daß wir es neuerdings unternehmen, in Eisenbeton ähnliche Bauwerke als 11 fach statisch unbestimmte Drilling-Vollrahmen in einer Höhe von 32 m und einer Grundfläche von 56 × 65 m zu bearbeiten, so soll auch dieses Beispiel zeigen, daß wir Grund- und Wasserbauer nicht nur den Eisenbeton hochschätzen, sondern uns klar darüber sind, daß wir derartige Bauten ohne den Baustoff Eisenbeton entweder überhaupt nicht oder nur schwer würden ausführen können, wie gerade bei dem letzteren Beispiel eine von mir durchgeführte Vergleichsrechnung für massives Mauerwerk erwiesen hat. Wir leben heute nicht mehr in der glücklichen Zeit, daß wir geruhsam derartige Bauwerke errichten können, sondern sollen sie in der Hälfte, wenn nicht in einem Drittel der früher zur Verfügung gestellten Zeit herstellen.

Gerade aber weil wir Anhänger des Eisenbetons im Grund- und Wasserbau sind, ist es notwendig, darauf hinzuweisen, daß wir noch nicht eine für „*alle*" Fälle ausreichende Verbesserung des Betons und besonders seines Bindemittels erzielt haben, wobei man allerdings nicht vergessen darf, daß nicht nur der Eisenbeton, sondern auch der Stahl angriffsfähigem Boden und Wasser erliegt.

Wenn ich auf der einen Seite stolz auf die Bauten bin, die ich an entscheidender Stelle in Eisenbeton und Stahl mit errichten durfte, so erkenne ich doch bei

der immer wiederkehrenden genauen Prüfung dieser Bauwerke, daß der Baustoff Beton noch immer ein Baustoff ist, der durch die menschliche Unzulänglichkeit genau so leiden kann wie durch die Angriffe von Erde und Wasser.

b) *Erfahrungen und Anschauungen.*

Als Zuschlagstoff gelangt in den meisten Fällen der natürlich anfallende Kies aus Flüssen zur Verwendung. Es hat sich aber wegen der von Natur ungleichmäßigen Zusammensetzung als notwendig herausgestellt, den Kies auf seine Kornzusammensetzung und seinen Hohlraumgehalt nachzuprüfen und laufend bei der Einlieferung zu kontrollieren. Einige Bauherren haben den anfallenden Zuschlagstoff durch Aufteilung in seine Einzelteile bzw. durch Zusätze von Feinstoffen oder Splitt verbessern lassen. Ich kann mich diesen Maßnahmen nicht immer anschließen, da nach meinen Erfahrungen dieselbe Festigkeit mit gleichen Kosten, wenn nicht sogar unter Ersparnis an Kosten und Zeit, durch einen etwas höheren Zusatz an Zement erreicht werden kann.

Der größte Wert wird in erster Linie auf die Druck- und Zugfestigkeit und auf die Dichtigkeit gelegt, während die Lebensdauer des Betons und seine Widerstandsfähigkeit gegen chemische und physikalische Einwirkungen auf die Außenflächen noch immer nicht genügend gewertet werden. Meiner Ansicht nach spielt die Festigkeit, wie sie in den letzten $1^1/_2$ Jahrzehnten für die Betonbauwerke allgemein angestrebt wurde, bei massiven Wasser- und Grundbauwerken nicht eine so überragende Rolle.

Es ist und bleibt ein Unterschied, ob ich ein hochwertiges, feingliedriges Eisenbetonbauwerk im Ingenieurhoch- oder nur massives im Grund- und Wasserbau habe. Im ersten Fall rechne ich mit Grenzen bis zu 65/1500 kg/cm², im zweiten Fall für Wasser- und Grundbauwerke, die späteren Bewegungen und wenn auch nur schwachen chemischen Angriffen ausgesetzt sind, mit etwa 30/1000 kg/cm².

Außerdem muß man sich klar darüber sein, daß die 28-Tage-Festigkeit keinen endgültigen Anhalt für die Bauwerksfestigkeit großer Bauwerke gibt. Bei der Herstellung eines Schleusenbauwerkes stellte es sich beispielsweise heraus, daß ein Teil des Betons mit 270 kg Hochofenzement und 30 kg Traß nach 28 Tagen nur eine Bauwerksfestigkeit von rd. 80 kg/cm² hatte — also entgegen meiner Entscheidung nach den Vorschriften abzulehnen gewesen wäre, und das waren „nur" 12000 cbm Beton. Dieser Beton erzielte jedoch nach 90 Tagen mit 159 kg/cm² bereits eine nur noch um 9% geringere Festigkeit als ein anderer Teil des Betons, der nach 28 Tagen rd. 125 kg/cm² Festigkeit erreicht hatte. Jahreszeit und Witterungsverhältnisse, Baublockhöhe und -stärke, Behandlung des Betons im Schalungsraum sowie Schalungsart haben noch einen wesentlichen Einfluß auf die 28-Tage-Festigkeit.

Wir beanspruchen bei Massivbauwerken im Grund- und Wasserbau den Beton selten über 30 kg/cm². Es ist daher meines Erachtens unwesentlich, ob der Beton nach 90 Tagen 150 oder 180 kg/cm² Festigkeit, aber um so wesentlicher, daß er Dauerbeständigkeit besitzt. Wir haben dann immer noch eine Mindestsicherheit von 5, während wir in anderen Teilen des Grund- und Wasserbaues z. B. bei der Beanspruchung des Stahles für Spundwände und bei der Tragfähigkeit von Pfählen mit einer Höchstsicherheit von 2 rechnen.

Man sieht aus den Streuungen der Festigkeit von Betonproben gleicher Zu-

sammensetzung, daß der Beton ein immerhin noch recht roher Baustoff ist, so daß die höhere Sicherheit verlangt werden muß.

Zwischen der Druckfestigkeit des Zementes mit rd. 450 bis 550 kg/cm² und der des Granits mit 800 bis 2700 kg/cm² und der des Sandsteines mit 600 bis 1500 kg/cm² besteht noch ein Unterschied. Wir haben es also auch heute noch nicht erreicht, die Festigkeiten von Bindemitteln und Zuschlagstoffen einander anzugleichen. Hinzu kommen noch die chemischen Angriffe, denen neben dem Stahl der Beton im Grund- und Wasserbau auf die Dauer ausgesetzt ist. Welche Bedeutung der Widerstandsfähigkeit der Baustoffe gegen chemische Angriffe beizumessen ist, ist jedem bekannt, der die Zerstörungen an ausgeführten Bauwerken in Stahl oder Beton in aggresivem Wasser beobachtet hat. Da neben der Festigkeit besonders die Dichtigkeit hierfür eine erhebliche Rolle spielt, die wiederum auch von dem heute noch immer verhältnismäßig rohen Fertigungsvorgang abhängt, muß es daher für die nächste Zukunft das Streben der Zementhersteller sein, die Güte des Zementes, und der Bauindustrie, die Güte des Betons noch weiter zu steigern.

Neben den Zuschlagstoffen und Bindemitteln hat sich auch bei Verkehrswasserbauten der Zusatzstoff Traß gut eingeführt und wird nach meiner Ansicht auch für die Zukunft bei der bisherigen Beschaffenheit der Bindemittel seine Stellung behalten.

Von größerer Bedeutung ist, daß man durch Traßzusatz dem Beton die unbedingt zu fordernde Dichtigkeit geben kann. Die früher vorhandenen Bedenken, Traß dem Hochofenzement zuzusetzen, sind erfreulicherweise, nachdem er sich bei großen Hafenbauten bewährt hat, aufgegeben worden. Die Höhe des Traßzusatzes aber muß immer von den örtlichen Verhältnissen und dem Verwendungszwecke abhängig gemacht werden. Eine bestimmte Norm hier aufzustellen, würde ich für verkehrt halten.

Was den Wasserzusatz anbelangt, so stehe ich mit Herrn Professor *Ludin* auf dem gleichen Standpunkt, daß ich es für Dichtigkeit und Festigkeit schädigend ansehen muß, wenn ein zu hoher Wasserzusatz, also ein zu flüssiger Beton, verwendet wird. Man sollte immer den Mittelweg zwischen Stampfbeton und Gußbeton je nach der Behandlung des Betons im Schalungsraum wählen. Ob er nun Weichbeton oder plastischer Beton genannt wird, ist wohl mehr ein Streit um die Benennung als um die Grenze des Wasserzusatzes. Bei dichtem Eisengeflecht wird man den Beton immer etwas weicher einbringen als bei geringen oder fehlenden Eiseneinlagen.

Wenn in der letzten Zeit gelegentlich auch der Stampfbeton wieder verwendet worden ist, so stehe ich dem allerdings verständnislos gegenüber. Wir sollten in dieser Beziehung so viel aus der Vergangenheit und den neuen Versuchen gelernt haben, daß erdfeuchter Beton nur bei Anwendung des Rüttelverfahrens und dünnwandigen Konstruktionsteilen seine Berechtigung hat, aber nicht unter Verwendung der übrigen Bauverfahren und bei großen Bauwerksabmessungen.

Was die Misch- und Einbringungsverfahren anbelangt, so ist jede Einbringung, ob durch Rinne, Sturzbühne, Förderband, Trichter, Fallrohr oder Pumpe als annähernd gleichwertig zu bezeichnen. Notwendig ist bei allen Verfahren nur, daß ich einen Beton mit günstigem Wasserzusatz unentmischt in den Schalungsraum einbringe. Die Auswahl wird in vielen Fällen von den örtlichen Bau-

stellenverhältnissen und der Bauausführung abhängig zu machen sein. Gewiß gibt z. B. das Pump- und Förderbandverfahren eine zwangsweise Begrenzung des Wasserzusatzes nach oben hin, jedoch ist für die Eigenschaften des Betons im Bauwerk weniger das Einbringungs- und Mischverfahren, als vielmehr die einwandfreie Bearbeitung des Betons im Schalungsraum maßgebend. Hier bietet das Rüttelverfahren für entsprechende Bauwerksabmessungen und entsprechenden Wasserzusatz zum Beton gute Aussichten, Festigkeit und Dichtigkeit des Betons wesentlich zu erhöhen.

Wir müssen uns immer wieder klar sein, daß letzten Endes nicht die Maschinen, sondern der Mensch die Güte des Betons gewährleisten.

Bei der Blockeinteilung und Verzahnung wird noch der Fehler gemacht, daß horizontale und vertikale Arbeitsfugen nur vom statischen-konstruktiven Gesichtspunkt aus angeordnet und nicht mit den Anforderungen der Bauausführung (wie z. B. u. a. Größe und Anzahl der Mischmaschinen, Fördereinrichtung, Ein- und Mehrschichtensystem) in Einklang gebracht werden.

Jede Arbeitsfuge bedeutet eine Unterbrechung des Monolitcharakters des Betons und bleibt daher auch statisch nicht immer ohne Auswirkung, ganz abgesehen davon, daß in der Arbeitsfuge, und zwar in der horizontalen mehr als in der vertikalen, der chemisch-physikalische Angriff zuerst einsetzt. Man sollte daher durch siloartige oder gleitende Schalung und Rüstung darauf hinarbeiten, die Schichthöhen möglichst zu vergrößern und lieber vertikale Arbeitsfugen mit entsprechender Sicherung einschalten. Wenn es angängig ist, sollte man auf das Vernähen und Verzahnen der horizontalen Arbeitsfugen niemals verzichten.

Handelt es sich um wasserdicht herzustellende Körper wie z. B. Trockendocks, dann müssen die Bauwerksfugen sorgfältig gedichtet werden. Die von mir bei der Verlängerung des Kaiserdocks in Bremerhaven verwendete Dichtung hat sich bislang nach sechsjährigem Betrieb als völlig einwandfrei erwiesen. Ich werde sie daher auch wieder verwenden, zumal sie durch die vordere Bleiwollendichtung den Vorteil hat, daß sie gegebenenfalls jederzeit leicht nachzudichten ist. Das hat sich bislang bei dem genannten Bauwerk allerdings noch nicht als notwendig herausgestellt.

Die Stahl- bzw. mit Eisenblech beschlagene Holzschalung hat den unzweifelhaften Vorteil, daß sie sich leicht vom Beton loslösen läßt, ohne die Oberfläche zu beschädigen, und daß sie eine glatte Oberfläche gewährleistet. Ich schätze sie daher ebensosehr wie die in dem Beton verlegte Rüstung aus Profileisen, die ein sorgfältiges und leichtes Verlegen der Eiseneinlagen gestattet. Die Mehrkosten hierfür sind verhältnismäßig gering, da diese Profileiseneinlagen für die statische Behandlung des Bauwerkes mit herangezogen werden können und ein rasches Betonieren auch für größere Höhen gewährleisten.

Die an ausgeführten Bauwerken von mir gemachten Erfahrungen hinsichtlich des dauernden Feuchthaltens des Betons haben mich bislang nicht dazu bringen können, auf dauerndes Feuchthalten des Betons bei Massivbauwerken grundsätzlichen Wert zu legen. Die starke Differenz zwischen Außen- und Innenbetontemperatur kann zwar zu Rissen führen, die aber durch obige Maßnahmen von mir nicht ausgeschaltet werden konnten. Man kann die Möglichkeit der Rißbildung jedoch durch geeignete Wahl der Bauwerks- und Baublocksabmessungen verringern.

Was nun die Frage der Verkleidung des Betons anbelangt, so ziehe ich den *„nicht verkleideten“* Beton vor, weil er mich nicht dazu zwingt, niedrige Baublockschichten zu wählen und dadurch den monolitartigen Charakter des Betons zu zerstören, also den wesentlichsten Vorteil dieses Baustoffes außer acht zu lassen. Verwende ich Beton mit Eiseneinlagen, so beeinträchtigt jede Verkleidung die statische Ausnutzung des Querschnittes. Selbstverständlich hat der jeweilige Zweck, die Größe und Gestaltung des Bauwerkes einen Einfluß auf die Entschließungen.

Wenn äußere Angriffe auf den Beton möglich sind, sollte man die Eiseneinlagen weiter ins Innere verlegen. Als äußerstes Maß ist eine Überdeckung der Eiseneinlagen von 10 cm anzusehen. Dieses Maß ist jeweils von der Gestalt des Bauwerkes abhängig zu machen. Gegebenenfalls ist ein dünnes Stahldrahtgewebe in 3 bis 4 cm Entfernung von Oberfläche Beton einzuschalten, um Oberflächenrissen vorzubeugen.

Kann man den Vorsatzbeton in einem Zuge und unter inniger Vermischung mit dem anderen Beton einbringen, so könnte man ihn vertreten.

Die Überwachung der Bauwerke kann gar nicht sorgfältig genug durchgeführt werden. Sie allein gibt uns für die weitere Zukunft die Möglichkeit in die Hand, unsere verhältnismäßig jungen Erfahrungen mit großen Betonbauwerken im Verkehrswasserbau in wünschenswertem Maße zu erweitern.

Bei den reinen Eisenbetonbauwerken muß man selbstverständlich auf die Güte der Zuschlagstoffe und Bindemittel, den Wasserzusatz, die Eiseneinlagen und Herstellung erheblich größeren Wert legen, da ja die verhältnismäßig schwachen Bauwerksglieder und die hohe Beanspruchung der Baustoffe zu einer sehr sorgfältigen Betonherstellung zwingen. Jedoch wird man aus den oben genannten Gründen im Verkehrswasserbau und Grundbau allzu feingliedrige Bauwerke aus Eisenbeton wenig anwenden, da im Gegensatz zum Eisenbetonhoch- und -brückenbau die statischen und chemischen Beanspruchungen erheblich unübersichtlicher und ungenauer zu erfassen sind. Damit soll nicht gesagt werden, daß man auch wieder dazu übergehen soll, allzu umfangreiche Massivbauwerke hinzusetzen. Man soll sich nur vor dem Fehler hüten, im Verkehrswasserbau die meist blockartigen Konstruktionen in ein Maschenwerk von Streben und Balken aufzulösen. Es wird immer dem Feingefühl des Ingenieurs überlassen bleiben, einen Mittelweg zu finden, der einerseits das statische Gefühl des Beurteilers befriedigt, auf der anderen Seite aber auch der Gefahr der Anfälligkeit der reinen Eisenbetonbauwerke im Grund- und Wasserbau ausweicht.

c) *Schlußwort.*

Wenn ich zum Schluß die Erfahrungen des Grund- und Wasserbaues mit denen des konstruktiven Ingenieurbaues vergleiche, so muß ich immer wieder feststellen, daß trotz der kühnen Konstruktionen meiner Kollegen aus dem Ingenieurhochbau, die ich restlos bewundere, wir im Grund- und Wasserbau mit größeren Schwierigkeiten zu kämpfen haben. Wir können nicht derartige feingliedrige Konstruktionen im Grund- und Wasserbau verwenden, weil wir die Größe und Richtung der Angriffe unserer Feinde, Erde und Wasser, nicht kennen und auch trotz der hoch anzuerkennenden mathematischen Bemühungen

unserer Bodenmechaniker nie restlos werden erkennen können, weil wir es bei den beiden *nicht* mit einem Stoff von *„einheitlicher"*, sondern mehr oder weniger zerrissener Beschaffenheit zu tun haben.

Es erscheint mir daher notwendig, auch auf die Gefahr der Überschätzung einseitig theoretisch-mathematischer Erfassung der Gegner Erde und Wasser hinzuweisen, denn periodisch einsetzende Bestrebungen unserer Theoretiker versuchen immer wieder, uns, die wir Bauwerke entwerfen und ausführen, die nötigen rechnerischen Hilfsmittel an die Hand zu geben. Der Grund- und Wasserbau bleibt aber in erster Linie eine Erfahrungswissenschaft, obwohl er an uns Praktiker die hohe Anforderung stellt, die Theorie auch zu beherrschen, um ihn richtig bewerten zu können. Ein Praktiker „ohne" Theorie ist für mich genau so gefährlich wie ein Theoretiker „ohne" ausgedehnte Praxis.

Sie, meine Kollegen vom konstruktiven Ingenieurbau, aber bitte ich, bei Ihren Beton- und Eisenbetonbestimmungen immer wieder daran zu denken, daß ihre Erkenntnisse für den konstruktiven Ingenieurbau wohl Gültigkeit haben, aber für uns nicht dieselbe Gültigkeit haben können.

Ich darf hier nur beispielsweise auf eins hinweisen, daß bei den von mir entworfenen Eisenbeton- und Stahlbauwerken nicht die im konstruktiven Ingenieurbau vorgeschriebenen zulässigen Beanspruchungen, sondern daß hier letzten Endes für mich die Elastizitätsgrenze maßgebend war, vorausgesetzt, daß ich in der Lage war, die Größe und Richtung der angreifenden Kräfte für den ungünstigsten Fall genügend klar erkennen zu können. In anderen Fällen wiederum, wenn das Bauwerk Bewegungen durchmacht, deren Größe nicht zu übersehen ist, müssen wir bei den Spannungen in Grenzen bleiben, die alsdann weit unter denen liegen, die Sie für den konstruktiven Ingenieurbau als maßgebend benutzen.

Nicht die Spannungsgröße, sondern die Wertigkeit der Annahmen in den Lastfällen und die Bewegung des Bauwerkes und seiner Einzelglieder bleiben der Maßstab unserer Handlungen im Grund- und Wasserbau.

Bedenken wir ferner immer, daß es sich im Ingenieurhochbau um verhältnismäßig geringe Betonmengen und feingliedrige Bauwerksglieder handelt, während es bei Grund- und Wasserbauten mehr ein Massenproblem ist. 300 000 cbm Eisenbeton in einem Jahre und in einem Bauwerk herzustellen, verlangt einen anderen Maßstab als beispielsweise 10 000 cbm hochwertiger Eisenbeton.

VI 2

Die Brücke über die Lagune in Venedig.

Le pont de la lagune de Venise.

The Bridge over the Lagoon at Venice.

G. Krall,
Professor der Universitäten Rom und Neapel, Rom.

Dieses eindrucksvolle Bauwerk (Fig. 1) — eine Brücke mit 22 m Breite und von fast 4 km Länge — wurde in der verhältnismäßig kurzen Frist von 18 Monaten von der Bauunternehmung S. A. Ferro-Beton, Rom, ausgeführt und sei hier als Beispiel einer gut vorbereiteten Bauausführung genannt.

Die Fig. 2, 3, 4 und 5 geben das Bauprogramm wieder. Man begann fast in der Mitte zwischen Venedig und Marghera. Fig. 2 zeigt das Einrammen der Pfähle, Fig. 3 die Ausführung der Pfeiler und Fig. 4 und 5 die der Gewölbe.

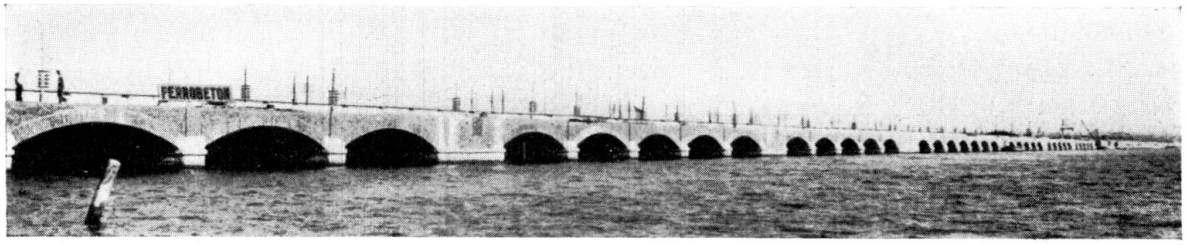


Fig. 1.

Die maschinelle Einrichtung bestand aus zwölf beweglichen Brückenkränen zu zwei Gruppen zusammengefaßt, deren erste nach rechts und deren zweite nach links arbeitete. Von einer dieser Baugruppen seien folgende Einzelheiten erwähnt. Der erste Brückenkran wurde zum Einrammen der Stahlspundwände verwendet; der zweite trug zwei Greifer zur Ausschachtung einer Baugrube von 40×2 m. Der dritte Kran, auf dem zwei elektrische Pfahlrammen beweglich aufgestellt waren, vermochte täglich bis zu 1000 lfdm Considère-Pfähle mit einem Querschnitt von 30×30 cm einzurammen.

Der vierte Kran diente zur Ausführung der Pfeiler, der fünfte zum Versetzen der Steine und der sechste zum Ausziehen der Spundwände.

So wurden in 12 Monaten bei 300000 Arbeitstagen 200 km Pfähle eingerammt, 20000 m^3 Gußbeton hergestellt, 10000 m^3 Steine versetzt und die Gewölbe fertiggestellt.

Über die Pfeiler sei folgendes gesagt:

Die kleinen parabelförmigen Öffnungen, die in den Pfeilern ausgespart wurden, haben nicht den Zweck einer Ersparnis an Beton und Stein, sondern sollen bewirken, daß die Wasserströmung in der Lagune möglichst wenig behindert wird.

Fig. 2.

Es sei mir erlaubt, hier nur flüchtig auf ein Problem, das ich zur Zeit des Wettbewerbs aufgeworfen habe, hinzuweisen:

Gegeben sei eine stationäre praktisch unendlich ausgedehnte ebene Wasserströmung. In dieser Strömung befinde sich ein Pfeiler, dessen Querschnitt die

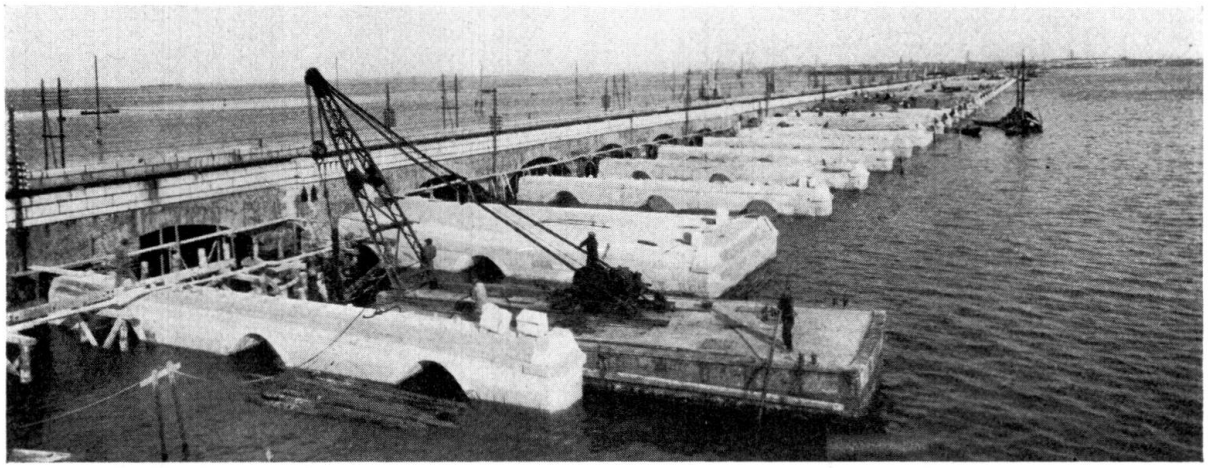


Fig. 3.

Fläche A habe. Man soll die Form dieser Fläche so bestimmen, daß die Störung der Strömung zu einem Minimum wird. Wenn man nun als Maß der Störung die Differenz E der kinetischen Energie T und T′ vor und nach dem Einbringen

des Pfeilers betrachtet, so ergibt sich,[1] daß E unabhängig von der Form der Fläche A keine Funktion des Umfangs, sondern eine lineare Funktion der Fläche ist.

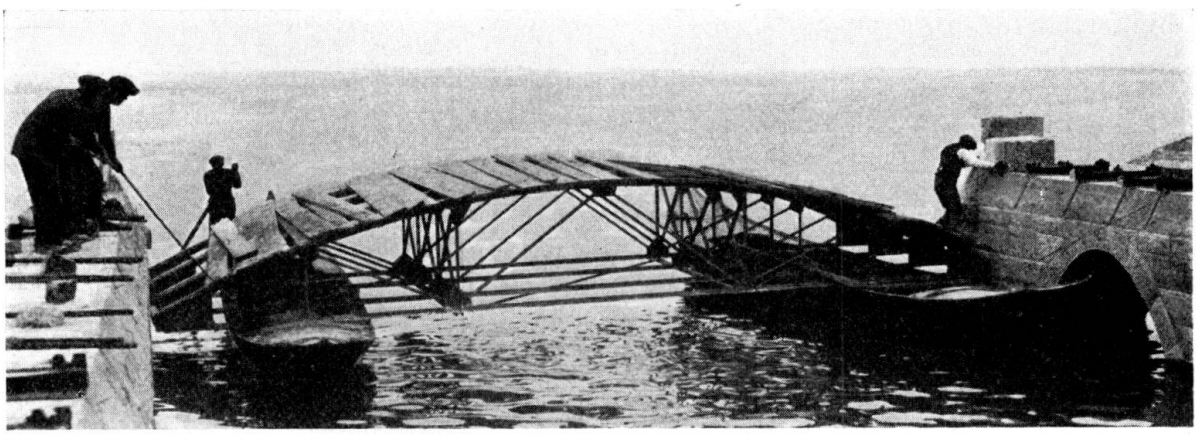


Fig. 4.

Bei Berücksichtigung der Hypothesen, die eine Potentialströmung zu grunde legen, ergibt sich, daß die beste Lösung darin besteht, die Fläche A des Pfeilers zu verkleinern, was auch ausgeführt wurde.

Fig. 5.

[1] Vgl. *A. Signorini*: Sul profilo delle pille da ponte. Rendiconti Accademia dei Lincei, Band XII, Seite 579—581, 1930.

Ferner sei darauf hingewiesen, daß die beiden Stirnwände der Gewölbe zugleich eine Verstrebung der Pfeiler bilden, deren Standsicherheit infolge der großen Verkehrslasten und der nur lotrechten Richtung der Pfähle sonst gefährdet erschien. Diese Bedenken wurden durch einige Messungen auf der Baustelle über die Wirkung horizontaler Kräfte auf die lotrecht gerammten Pfähle bestätigt.

Auf Temperatur- und Schwindspannung wurde bei der Ausführung besonders geachtet. Unter der üblichen Annahme, daß Zugspannungen nicht aufgenommen werden können und daß die Längskraft deshalb infolge des geringeren statisch wirksamen Querschnitts bzw. Widerstandsmomentes außerhalb des Kernes fällt, ergab sich rechnerisch eine genügende Sicherheit, die auch durch Beobachtungen am fertigen Bauwerk bestätigt wurde.[2]

---

[2] Vgl. *G. Krall*: Intorno al calcolo degli sforzi di temperatura nelle volte in calcestruzzo o muratura. Il Cemento armato 1936, Heft 3.

VI 3

Mangelhafter Beton.

Béton défectueux.

Defective Concrete.

Ministerialrat D. Arp,
Reichs- und Preußisches Verkehrsministerium, Berlin.

So groß auch die Fortschritte sind, die im Betonbau und Eisenbetonbau während der letzten Jahrzehnte gemacht sind, so müssen wir uns doch eingestehen, daß wir von einer Vollkommenheit der Verwendung dieses Baustoffs noch weit entfernt sind. Oft hören wir von den Zerstörungen durch Frost oder durch die Angriffe sauren Wassers oder saurer Böden an Betonbauwerken, die infolge unzureichenden Gehalts an Bindemitteln oder mangelhafter Körnung der Zuschlagsstoffe undicht geblieben sind, oder bei denen sich infolge unsorgfältigen Einbringens die Bindemittel und Zuschlagsstoffe im Bauwerk ungleichmäßig verteilt haben. Müssen wir nicht auch oft Bauwerke sehen, bei denen das Wasser durch zahlreiche waagerechte Arbeitsfugen sickert und häßliche und bedenkliche Ausblühungen verursacht? Auch Putzflächen, selbst wenn sie mit Preßluft hergestellt waren, bieten sich häufig dem Auge dar, die im Abplatzen begriffen sind und dem ganzen Bauwerk den Eindruck des Verfalls geben. Welches größere Beton- oder Eisenbetonbauwerk weist keine Risse auf? Häufig sieht sie nur der aufmerksame Beobachter und macht sich Gedanken darüber. Man sollte sich nicht bei der Meinung beruhigen, daß diese Risse meistens nicht weit in das Betoninnere vordringen; denn es ist außerordentlich schwer, einwandfrei das Ende eines Risses im Innern festzustellen. Meistens reichen die Risse viel tiefer, als man glaubt. Man sagt auch, Risse in der Zugzone von Eisenbetonkonstruktionen gefährden den Bestand der Eisen nicht, wenn sie an der Oberfläche eine gewisse Weite nicht überschreiten; ich bin aber der Ansicht, daß alle Risse vom Übel sind und daß ihr Vorhandensein auf Fehler in der Konstruktion oder Herstellung hinweist, die unter allen Umständen vermieden werden müssen. Mit Bedauern habe ich auch oft bei der Besichtigung schöner Eisenbetonbrücken, die erst wenige Jahre alt waren, beobachtet, wie hier und da der Beton durch Rost bereits abgesprengt wird an Bügeln, die nicht in genügendem Abstand von der Schalung gehalten worden sind.

Diese skizzierten Mängel würden seltener auftreten, wenn die bestehenden Bestimmungen mit mehr Verständnis beachtet würden und wenn bei der Ausführung jeder Aufseher und Arbeiter durchdrungen wäre von der Empfindlichkeit des Werks und von der Bedeutung der Sorgfalt seiner Leistung. Vielleicht empfiehlt es sich aber doch, die in diesen Bestimmungen enthaltenen Grenzen

noch etwas enger zu ziehen, z. B. bezüglich der geringsten Betonüberdeckung der Eiseneinlagen oder bezüglich der Siebkurve für die Zuschläge oder bezüglich des größten oder geringsten Gehalts an Anmachewasser.

Was die Rostgefahr der Eiseneinlagen bei empfindlichen Konstruktionen anbetrifft, so bedauere ich, daß bisher so wenig von einer Verzinkung der Eisen Gebrauch gemacht ist, die ihnen einen ausgezeichneten Schutz gewährt. Es steht seit langer Zeit fest, daß durch die Verzinkung die Haftfestigkeit nicht herabgesetzt wird.

In der Konsistenzfrage dürfen wir uns unter keinen Umständen durch Laboratoriumsergebnisse und theoretische Erwägungen vom plastischen Beton wieder zum erdfeuchten Beton zurückbringen lassen. Der Beton muß immer so weich sein, daß er unter der Wirkung der Schwerkraft selbsttätig die dichteste Lagerung in der Schalung einnimmt, auch wenn Aufseher und Arbeiter in ihrer Sorgfalt mal versagen. In Deutschland hat im letzten Jahrzehnt das Einbringungsverfahren mit Betonpumpe mit Recht einen erheblichen Umfang angenommen. Die zähflüssige Konsistenz ist bei diesem Verfahren ausgezeichnet. Die Betonmischung braucht nicht mehr als 9 % Wasser, bezogen auf das trockene Gemisch, zu enthalten. Leider gestattet der Pumpbeton bisher nur die Verwendung von Gestein, das nach keiner Richtung größere Abmessungen als 80 mm hat. Bei allen größeren Beton- und Eisenbeton-Bauwerken des Mittellandkanals ist in den letzten Jahren der mit Pumpen, Transportbändern, Rinnen oder sonstwie geförderte Beton innerhalb der Schalung durch unverschiebliche Trichterrohre nach dem „Kontraktorverfahren" verteilt worden, also nach der Methode, die eigentlich für Betonschüttungen unter Wasser erdacht ist. Kennzeichnend für das Verfahren ist, daß die Trichterrohre während des Hochwachsens des Betons oben abgebaut werden, und zwar so, daß die Unterkante der Rohre immer ein gewisses Maß unterhalb der Oberfläche des Betons bleibt. Die Zahl der Trichterrohre richtet sich nach der Größe und Form der Grundfläche des Betonierblockes. Es hat sich bei allen Bauten ohne Ausnahme gezeigt, daß der so im Trockenen geschüttete Beton, der gleichmäßig neben dem Rohr hochquillt, eine ausgezeichnete Gleichmäßigkeit und Dichtigkeit aufweist. Zementschlamm setzt sich weder im Innern noch an der Oberfläche ab. Bei diesen Bauten sind waagerechte Arbeitsfugen möglichst ganz vermieden worden, so daß die Körper tatsächlich monolithisch wirken. Bei der Doppelschleuse in Allerbüttel z. B. sind die 14,3 m hohen, unten 9,3 m breiten Kammermauern in der geschilderten Weise in Blöcken von rd. 15 m Länge in *einem* Arbeitsgang von unten bis oben ohne waagerechte Arbeitsfuge hochgeführt worden. Alle Ausrüstungsteile der Mauern, wie eiserne Scheuerleisten, senkrechte und waagerechte Kantenschutzeisen, Steigeleitern, Schiffshaltekreuze sind von vornherein an der Schalung montiert und mit dem Beton eingegossen worden; ebenso die Dichtungsrahmen und Führungsschienen für die Schleusentore, Rollschützen usw. in den Schleusenhäuptern.

So vollkommen diese Betonbauwerke auch gelungen sind, so weisen doch einige Teile von ihnen einen der oben skizzierten Mängel auf, nämlich Risse, teils sehr feine oberflächliche, teils tiefgehendere oder gar durchgehende. Am wenigsten findet man die Risse bei den Blöcken, die in der kälteren Jahreszeit hergestellt sind, ein Beweis dafür, daß die Temperaturwirkungen eine hervorragende Rolle

spielen. Die Risse in großen Betonkörpern werden sich dort ausbilden, wo aus den Belastungsspannungen, den Schwindspannungen und den Temperaturspannungen ein Maximum auftritt, das die Zugfestigkeit des Betons überschreitet. Die vom Austrocknen herrührenden Schwindspannungen sind in großen Betonkörpern, wie Schleusenmauern, Talsperren und dergleichen von geringerer Bedeutung, da — abgesehen von einer dünnen Oberflächenschicht — im Betoninnern Feuchtigkeit genug vorhanden ist, um das Schwinden aufzuhalten. Hauptsächlich sind also die Temperaturspannungen für das Auftreten der Risse in massigen Mauern verantwortlich zu machen. Sie stellen erhebliche Nebenspannungen dar, mit denen man bei dem Standsicherheitsnachweis meistens nicht gerechnet hat, und sie gefährden den Beton zu einer Zeit, wo seine Festigkeit noch kein bedeutendes Maß erreicht hat.

Am häufigsten werden senkrechte Querrisse in den Mauern beobachtet. Sie sind am ungefährlichsten, da sie schließlich nur eine Vermehrung der absichtlich angelegten Trennungsfugen darstellen; ihr Nachteil liegt hauptsächlich in der Herabsetzung der Dichtigkeit. Auch waagerechte Risse kommen vor; diese sind schon bedenklicher. Am schlimmsten sind Längsrisse, weil sie den Zusammenhalt des als einheitlicher Querschnitt berechneten Mauerkörpers beeinträchtigen. Am fertigen Bauwerk kann man sie nur feststellen, wenn es innere Kanäle enthält, wie z. B. die Umlaufkanäle in einer Schleuse oder die Zugangsstollen und Kontrollgänge in Sperrmauern. *Vogt*[1], der die bis 1930 fertiggestellten Talsperren fast der ganzen Welt untersucht hat, gibt viele Beispiele von senkrechten, waagerechten und Längsrissen an ausgeführten Sperrmauern an. Es werden von ihm nur sehr wenige Mauern genannt, an denen er keinerlei Risse wahrgenommen hat. Ähnlich sieht es mit den in Deutschland seit dem genannten Zeitpunkt errichteten Betonsperrmauern, über die der von Prof. *Dr. Ludin* vorgelegte Kongreßbericht Auskunft gibt, aus.

Daß die Betonspannungen allein durch Temperaturänderungen ein erhebliches Maß betragen können, erkennt man, wenn man sich vergegenwärtigt, welchem Wärmewechsel große Betonkörper ausgesetzt sind und welche Bewegungen sie unter dieser Wirkung auszuführen bestrebt sind. Der Beton, der mit einer Mischguttemperatur von $+25^0$ C eingebracht wird, erstarrt alsbald entsprechend den Abmessungen der Schalung, muß sich dann aber im Laufe der Zeit auf das Volumen zusammenziehen, das der mittleren Jahrestemperatur entspricht, die z. B. $+10^0$ C beträgt; bei einem Wärmeausdehnungskoeffizienten von 0,000012 wird also ein so hergestellter Mauerblock von 15 m Länge bis zur Abkühlung auf die mittlere Jahrestemperatur eine Verkürzung von 2,7 mm erleiden, wenn er in seiner Bewegung nicht behindert ist.

Am tiefgreifendsten sind die Einflüsse, die von der starken Temperaturerhöhung ausgehen, die der Beton größerer Blöcke beim Abbinden erfährt. Bei den üblichen Mischungsverhältnissen werden schon bei den noch nicht so umfangreichen Mauern von Schiffsschleusen Temperaturerhöhungen im Innern des Betons von 35—40^0 C festgestellt. Bei großen Schwergewichtsmauern von Talsperren kann der Unterschied zwischen Innen- und Außentemperatur noch größer ausfallen, weil das Abfließen der Wärme aus einem Arbeitsblock durch

[1] Prof. Dr. *Fredrik Vogt:* „Shrinkage and Cracks in Concrete of Dams." D.K.N.V.S. Skrifters Trondheim 1930, Nr. 4.

die kurz vorher oder nachher hergestellten benachbarten Blöcke behindert ist. Welche Zerrungen die allmähliche Abkühlung bis auf die endgültige Temperatur im Gefolge hat, kann man sich vorstellen, wenn man überlegt, daß das Volumen eines Arbeitsblocks von rd. 1000 m^3 Inhalt, der mit einer Mischguttemperatur von $+25^0$ C hergestellt war und durch die Abbindewärme eine Temperaturerhöhung um 40^0 C erfuhr, bis zum Erreichen einer Temperatur von $+10^0$ um etwa 2 m^3 gegenüber seiner größten Ausdehnung zusammenschrumpfen muß.

Das feste Felsfundament einer Talsperrenmauer macht die Ausdehnungen und Zusammenziehungen des Betons nur zum kleinen Teil mit; auch die unteren, bereits teilweise abgekühlten Blöcke einer großen Schwergewichtsmauer behindern wieder die Bewegungen der frischen über ihnen hergestellten Blöcke. So müssen sich in einer Betonsperrmauer viele hin- und hergehende Bewegungen abspielen, die Spannungen beträchtlichen Ausmaßes im Gefolge haben, ehe noch irgendwelche Belastung durch den Wasserdruck eingetreten ist. Es ergibt sich, daß der wirkliche Spannungszustand einer solchen Mauer, namentlich in den ersten Jahren nach Füllung, außerordentlich schwer zu ermitteln ist.

Was kann und soll man nun tun, um die Bildung von Rissen im Beton möglichst hintenan zu halten? Man muß natürlich einen besonders geeigneten Zement wählen, dessen Zugfestigkeit und Dehnungsfähigkeit möglichst groß ist, der ferner eine recht geringe Schwindung und vor allem eine möglichst geringe Wärmeentwicklung liefert. In Deutschland hat man, um diese Eigenschaften zu verstärken, bei fast allen neueren Talsperrenbauten Zusätze zum Zement angewandt, vor allem Traß, in wenigen Fällen statt dessen andere kalkbindende Stoffe, z. B. auch Thurament, eine gemahlene aber sonst nicht weiter aufbereitete basische Hochofenschlacke. Bei der zur Zeit im Bau begriffenen Saaletalsperre bei Hohenwarte wird ein Dreistoffgemisch von Portlandzement, Traß und Thurament verwendet, und zwar in der Zusammensetzung von 36 Gewichtsteilen Portlandzement + 40 Gewichtsteile Thurament + 24 Gewichtsteile Traß. Man muß sich aber dessen bewußt sein, daß man durch sorgfältigste Auswahl und Zusammensetzung des Bindemittels die Nebenspannungen, die eine Rißbildung zur Folge haben können, nur um einen geringen Anteil ermäßigen kann.

Weiter wird man den Wasserzementfaktor möglichst niedrig halten müssen, um keine Einbuße an Festigkeit zu erleiden. Soll man aber aus Furcht vor den Rissen zum erdfeuchten Beton zurückkehren, den man in dünnen Stampf- oder Rüttelschichten einbringt, damit die Abbindewärme weitgehend an die Luft abgegeben werden kann? Nach meiner Überzeugung ist der Blätterteigbeton der schlechteste von allen Betons. Bei einer Sperrmauer von mehreren Hunderttausend Kubikmetern Betoninhalt hat man auch gar nicht Zeit, die Folge der Schichten so zu verlangsamen, daß die Anhäufung der Abbindewärme vermieden wird.

Je fetter die Mischung, desto stärker die Schwindung und desto größer die Abbindewärme. Also möglichst mageren Beton! Aber von magerem Beton kann man nicht erwarten, daß er wasserdicht ist und den chemischen und atmosphärischen Einflüssen standhält. Man hat daher bei einigen neueren Sperrmauern nur den dicken Kern aus magerem, die Außenschicht an der Wasser- und Luftseite dagegen aus fettem Beton hergestellt in der Erwartung, daß da-

durch die ganze Mauer geringere Bewegungen infolge Schwindung und Wärmeänderung ausführen werde. Ist man aber sicher, daß die Spannungen in der Grenzzone zwischen fettem und magerem Beton das zulässige Maß nicht überschreiten und hier mit der Zeit nicht Risse hervorrufen, die, weil sie in Längsrichtung der Mauer verlaufen, für ihre Standfestigkeit gefährlich werden können? Wird man außerdem das Wasser auf die Dauer verhindern können, an den mageren Kern zu kommen und hier chemische Umsetzungen vorzunehmen? Ich möchte nicht zu solcher Ausführungsweise raten. Ich bin überhaupt der Ansicht, daß man nirgendwo im Wasserbau einen Beton, an den auf irgend eine Weise das Wasser herandringen kann, als Magerbeton herstellen sollte. Die Begriffe „Magerbeton" und „Sparbeton" sollten ganz aus dem technischen Wortschatz gestrichen werden.

Wenn ich somit die genannten Methoden zur Vermeidung der Rißbildungen für zu wenig wirkungsvoll oder gar für bedenklich ansehe, so sehe ich nur eine Möglichkeit, zum Ziele zu kommen, nämlich den Weg der Betonkühlung.

Man kann die Bestandteile des Betons vor und während der Mischung oder den Beton nach dem Einbringen in die Schalung kühlen oder beides. Das Kühlen des Mischgutes ist sehr zweckmäßig während der heißen Jahreszeit; man kann dadurch die Wärmekurve wesentlich herabdrücken. Aber man übt damit keinen unmittelbaren Einfluß auf die Entwicklung der schädlichen Abbindewärme aus. Das kann nur durch die Kühlung des eingebrachten Betons geschehen.

Das andauernde Berieseln aller frischen und noch nicht voll erhärteten Betonbauwerke zu dem Zwecke, die Austrocknung auszugleichen und den Oberflächenschichten das zur Fortsetzung des Abbindeprozesses und zum Quellen erforderliche Wasser zuzuführen, bewirkt naturgemäß eine Herabsetzung der übermäßigen Wärme des Betonkörpers; aber bis zum Inneren größerer Blöcke kann diese Wirkung nicht gehen.

Bei der Grimselsperre in der Schweiz und auch bei anderen Sperren hat man zwischen den einzelnen großen Baublöcken an den Trennungsfugen und auch an gewissen senkrechten Arbeitsfugen große Schlitze lange Zeit frei gelassen und erst später zubetoniert, damit inzwischen durch die Luft die dem Beton innewohnende Wärme schneller entzogen würde. Über den Erfolg dieser Maßnahme ist mir Bestimmtes nicht bekannt. Es liegt aber auf der Hand, daß man auf diese Weise eine gleichmäßige und tiefgehende Wirkung mit dem Ziele der Vermeidung der Bildung von Temperaturrissen nicht erzielen kann.

Als rationell kann ich nur die Methode der Innenkühlung der Betonmauer durch ein System von Kühlrohren ansehen, die gleichmäßig in nicht zu großen Abständen über den ganzen Querschnitt verteilt sind. Diese Kühlung ist mit Erfolg bei dem kürzlich vollendeten Boulderdamm im Coloradofluß durch die Ingenieure der Vereinigten Staaten von Amerika angewendet worden. Allerdings war das Motiv der Kühlung nicht die Sorge um die Temperaturrisse, sondern das Bestreben, die einzelnen Sektoren der Bogenmauer durch Abkühlung möglichst schnell auf ihr endgültiges Volumen zu bringen, damit die Trennungsfugen der Bogenelemente alsbald mit Zementmilch ausgepreßt und dadurch befähigt werden konnten, den Wasserdruck aufzunehmen. Der Vorteil der Rissefreiheit des Betons fiel nebenbei ab.

Das gelungene Beispiel des Boulderdammes hat die Entscheidung erleichtert

zugunsten der Anwendung der Innenkühlung des Betons bei der schon erwähnten deutschen Talsperre in der oberen Saale bei Hohenwarte, deren Betonierung im Spätherbst 1936 beginnen soll. Hier handelt es sich nicht um eine Bogen-, sondern um eine Schwergewichtsmauer. Das Auspressen der Trennungsfugen hat also keine große Bedeutung. Die Kühlung soll hier nur deshalb erfolgen, damit die frei gewordene Abbindewärme abgeleitet wird in solchem Maße, daß sie keine schädlichen Spannungen und in der Folge Rißbildungen hervorrufen kann. Aus Fig. 1 ist ersichtlich, wie die Kühlrohre über den ganzen Querschnitt innerhalb der Arbeitsblöcke verteilt sind. Der waagerechte Abstand der Eisenrohre beträgt

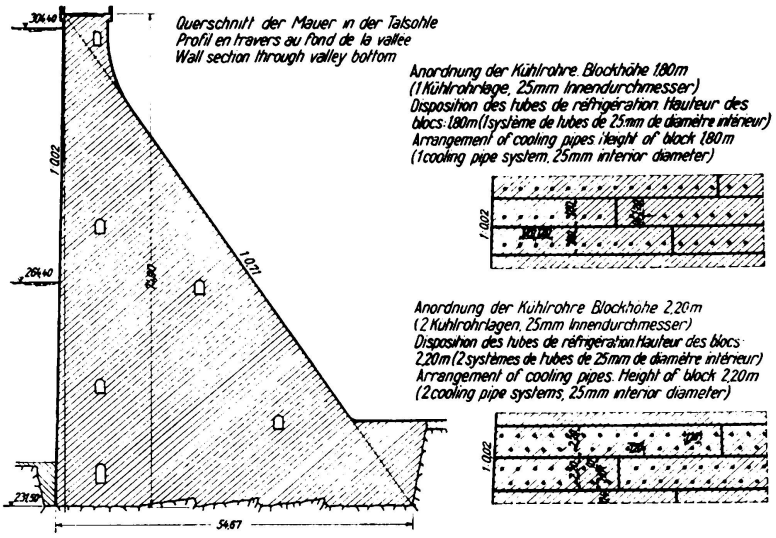


Fig. 1.

Querschnitt der Sperrmauer in der oberen Saale bei Hohenwarte mit Darstellung der Innenkühlung des Betons.

1,2 m, ihr Innendurchmesser 25 mm. Der senkrechte Abstand ist abhängig von der Stärke der Blockschichten, die noch nicht feststeht. Wird sie zu 1,8 m gewählt, so wird dieses auch der Höhenabstand der Kühlrohre sein. Werden stärkere Schichten von 2,20 m Höhe angeordnet, so werden zwei Kühlrohrreihen verwendet werden mit einem Abstand = der halben Blockhöhe, also 1,10 m. Die Rohre werden solange durch gekühltes Wasser mit einer Temperatur von + 6 bis + 9° C langsam durchflossen, bis der betreffende Arbeitsblock die mittlere Jahrestemperatur angenommen hat. Dann werden sie ebenso wie die Rohre beim Boulderdamm mit Zementmilch ausgepreßt. Im ganzen sind für die Hohenwarte-Sperrmauer, die in der Krone rd. 400 m lang und an der tiefsten Stelle rd. 75 m hoch sein und einen Betoninhalt von rd. 450 000 m³ besitzen wird, rd. 200 000 m Kühlrohre außer den Zu- und Ableitungsrohren nötig. Die durch die Kühlung verursachten Mehrkosten werden rd. 3,5 % der Gesamtkosten der Anlage (ohne Kraftwerk) oder rd. 6 % der Kosten der Sperrmauer selbst betragen.

Außer der Innenkühlung der Betonblöcke ist hier übrigens während des Sommers auch eine Kühlung des Mischguts im Betonierwerk vorgesehen.

In Hohenwarte soll die Kühlung durch die Wasserrohre nicht wie beim Boulderdamm erst einige Wochen nach Betonierung eines Blocks, sondern un-

mittelbar nach dem Einbringen des Betons einsetzen, damit die Spitze der Wärmekurve von vornherein abgeschnitten wird. Bedenken gegen das Entziehen der Abbindewärme sind nicht berechtigt, da es sich um die Wegnahme der durch den chemischen Prozeß bereits frei gewordenen Wärme handelt. Die Verlangsamung der Betonerhärtung durch die mit der Kühlung verbundene allgemeine Herabsetzung der Temperatur kann nur als Vorteil angesehen werden.

Daß mit dem beabsichtigten Betonkühlverfahren auch sonst keine Nachteile verbunden sind, ist durch Versuche an großen Betonblöcken in der Frostversuchsanstalt Magdeburg-Glindenberg und im praktischen Baubetriebe bei der schon erwähnten Doppelschleuse Allerbüttel festgestellt worden. Bei diesem Bau hat man einige Schleusenkammermauerblöcke mit Kühlwasserrohren in ver-

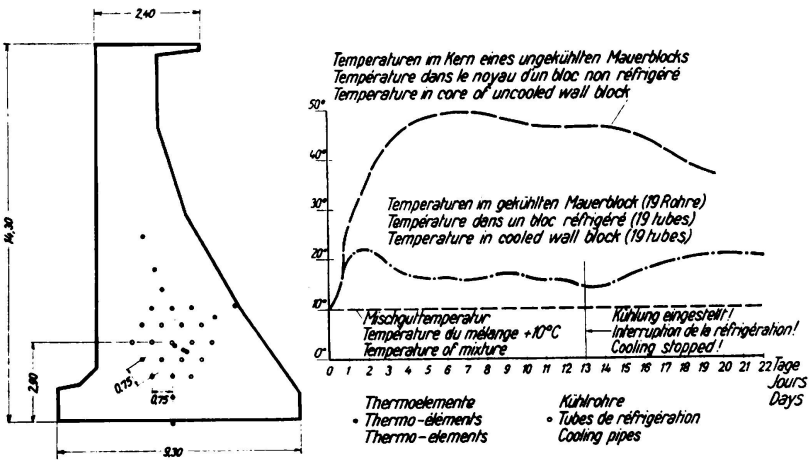


Fig. 2.

Betonkühlversuch bei der Kammermauer der Doppelschleuse Allerbüttel (Mittellandkanal).

schiedener Anordnung versehen. Eine Anordnung ist in Fig. 2 gezeigt, die auch die sonstigen Abmessungen der Mauer erkennen läßt. Die Temperatur des Kühlwassers betrug bei dem dargestellten Versuch $+7$ bis $+9^0$. Bei anderen Versuchen war sie höher, weil das Wasser dem benachbarten Kanal in wärmerer Jahreszeit entnommen wurde. Der Verlauf der Temperatur in diesen wie auch in einigen nicht gekühlten Blöcken und im Untergrund ist durch elektrische Thermometer gemessen und selbsttätig aufgezeichnet worden. Die im Bilde aufgetragenen Temperaturkurven lassen erkennen, daß durch die Kühlung eine beträchtliche Ableitung der Abbindewärme stattgefunden hat; die Kurvenhöhe hat sich um zwei Drittel ermäßigt. Bei anderen Mauerblöcken in Allerbüttel, bei denen die Zahl, der Abstand und Durchmesser der Rohre variiert war, entsprach der Erfolg diesen Änderungen. Bei keinem der gekühlten Blöcke sind Risse aufgetreten, obwohl die Rohre nur im Kern angeordnet waren.

Diese Versuche bei der Schleuse Allerbüttel zeigen zugleich, daß es auch bei kleineren Bauwerken mit verhältnismäßig einfachen Mitteln möglich ist, das Betonkühlverfahren anzuwenden und dadurch das Bauwerk vor Rissen zu bewahren, die seinen Bestand gefährden. Die geringen Aufwendungen für die Kühlung stehen in gar keinem Verhältnis zu dem großen Nutzen, den man damit erzielt.

VI 4

Temperaturerhöhung in Betonstaumauern.

L'échauffement dans les barrages en béton.

Temperature Rise in Concrete Dams.

N. Davey,

Ph. D., B. Sc., M. Inst. C. E., Garston.

In massigen Betonbauten, wie z. B. in Staumauern, verlieren die inneren Teile ihre Wärme nur sehr langsam, so daß der Beton nahezu unter adiabatischen Verhältnissen erhärtet; die Folge davon ist, daß sehr hohe Temperaturen entstehen. Die Temperaturerhöhung hängt ab von der Art des verwendeten Zementes (vgl. Tafel 1), vom Mischungsverhältnis, von der Höhe des einzelnen Betonblockes, der Art des Betonierens, der durch die Schalung bedingten Wärmedämmung und von den Witterungsverhältnissen.

Tafel 1.

Erwärmung bei verschiedenen Zementarten.

Art des Zements	Zahl der Probekörper	Entwickelte Wärme in Gramm-Cal je Gramm nach		
		1 Tag	2 Tagen	3 Tagen
Gewöhnlicher Portlandzement . . .	13	23—42	42—65	47—75
Hochwertiger Portlandzement . . .	13	35—71	45—89	51—94
Hütten-Zement	6	18—28	30—51	33—67
Tonerde-Zement	3	77—93	78—94	78—95

In der Building Research Station hat man den Einfluß der Wärmeentwicklung auf die Festigkeit und andere Eigenschaften des Betons verfolgt. Dabei hat sich ergeben, daß die Festigkeit in den inneren Teilen eines Betonblockes, wo die Temperatur höher ist, rascher anwächst als an den Kanten. In einem Block mit den Abmessungen 91 cm × 122 cm × 46 cm, dessen Beton aus 1 Teil hochwertigem Zement, 2 Teilen Flußsand, 4 Teilen Kies bei einem Wasser-Zement-Verhältnis nach Gewicht von 0,6 bestand, betrug nach 3 Tagen die Betonfestigkeit im Innern über 50 % mehr als an den Ecken, wo der Wärmeverlust durch die Schalung größer war.

Weil das Schwinden und Kriechen von der Festigkeit beeinflußt werden, muß man folglich annehmen, daß beide Größen an verschiedenen Stellen einer Betonmasse verschieden sind. Außerdem muß man berücksichtigen, daß zu der Schwindwirkung die Zusammenziehung infolge der Abkühlung hinzutritt. Wenn

große Blöcke in Beton, der zu einer Zeit erhärtet ist, in der die Temperatur infolge der inneren Wärmeentwicklung beträchtlich war, sich später auf die gewöhnliche Temperatur abkühlten, was manchmal viele Monate, oder sogar Jahre dauert, tritt bekanntlich eine Volumenverkleinerung ein.

Es kommt besonders darauf an, diese Temperaturwirkungen in großen Betonmassen durch Wahl eines geeigneten Zementes und zweckmäßigen Aufbau des Betons möglichst einzuschränken und es sollte möglich sein, auf Grund von Laboratoriumsversuchen mit Zement, die Temperaturen voraussagen zu können, die in Betonmassen, die mit diesen Zementen hergestellt sind, entstehen. Zu diesem Zweck hat die Building Research Station[1] die Temperaturen in drei großen Staumauern verfolgt und diese Beobachtungen mit den Temperatur-Zeitkurven verglichen, die im Laboratorium mit den für diese Staumauern verwendeten Zementen gefunden wurden. Wenngleich noch weitere Versuche notwendig sind, um eine genaue Beziehung aufzustellen, können doch jetzt schon näherungsweise Beziehungen angegeben werden, mit deren Hilfe es möglich ist, die Temperaturen vorauszusagen, die in großen Betonmassen mit einem bestimmten Zement entstehen werden.

Zweckmäßig werden die Beobachtungen in zwei Reihen aufgeteilt: die eine Reihe betrifft den Beton für die Tongland- und Clatterinshaws-Mauern der Galloway-Water-Power-Works und die andere Reihe den Beton der Laggan-Mauer der Lochaber-Water-Power-Works.

Die Tongland-Mauer über den Dee-Fluß in der Nähe von Kirkcudbright ist etwa 260 m lang und besteht aus einem Eisenbetonbogenabschnitt und einem Schwergewichtsabschnitt. Die Clatteringshaws-Mauer ist eine Schwergewichtsmauer und hat eine gesamte Länge von 440 m quer durch das Blackwater-Tal des Dee. Die Laggan-Mauer in der Nähe von Fort William ist etwa 210 m lang und 42 m hoch und ebenfalls eine Schwergewichtsmauer. Bei der Tongland- und Clatteringshaws-Mauer ist der Beton in Schichtdicken von 1,53 m bis 1,8 m und bei der Laggan-Mauer in Schichtdicken von etwa 1,00 m bis 1,15 m eingebracht worden.

Bei der Tongland- und Clatterringshaws-Mauer war es möglich, den Temperaturanstieg in den Betonblöcken zu beobachten. Man verwandte hierzu ein Maximum-Thermometer, das in ein in den Block einbetoniertes Rohr hineingeschoben wurde.

Jeder Block bestand aus einer in einem Zug betonierten Schicht, deren Höhe zwischen 1,53 und 1,8 m schwankte. Die Zusammensetzung betrug bei der Tongland-Mauer 152 kg Zement, 0,34 m^3 Gatehouse-Sand und 0,566 m^3 Porphyrite, bei der Clatteringshaws-Mauer waren außerdem noch 12 % Splitt beigefügt. In der Building Research Station wurden Proben des Zementes und der Zuschlagstoffe aufbewahrt, und außerdem wurde der Temperaturanstieg an vollkommen isolierten Betonproben gemessen, deren Zusammensetzung genau der im Bau verwendeten entsprach.

Bei der Laggan-Mauer wurden die Temperaturen im mittleren Teil der Mauer durch eine Reihe von „Cambridge-Widerstandthermometern" gemessen. Der

---

[1] *N. Davey:* Correlation between Laboratory Tests and Observed Temperatures in Large Dams. Building Research Technical Paper Nr. 18, 1935.

Beton wurde in Schichten von etwa 106 cm Dicke eingebracht. Sein Zementgehalt betrug 220 kg/m³. Die Zusatzwassermenge der einzelnen Mischungen war recht verschieden groß und hing vom Feuchtigkeitsgehalt der Zuschlagstoffe ab. Der frische Beton war verhältnismäßig steif. Der Gehalt an Granitsplitt betrug durchschnittlich etwa 5 % des Eingebauten. Die Schalung bestand aus 5 cm dicken Bohlen mit Nut und Feder und der erforderlichen Absteifung. Der frische Beton wurde unmittelbar nach dem Einbau mit schweren Kokosmatten abgedeckt. Diese Matten wurden so lange feucht gehalten, bis sie entfernt werden mußten, um die nächste Schicht einbringen zu können.

Eine Prüfung des Temperaturverlaufs im Innern der Betonschichten zeigt, daß mindestens, und zwar besonders bei den Versuchen an der Laggan-Mauer, zwei

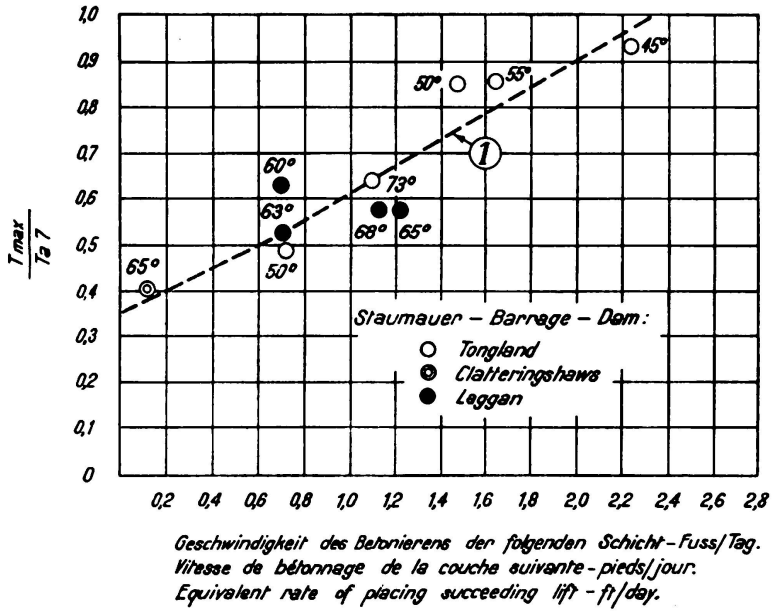


Fig. 1.

Temperaturzunahme im Beton.

(Die beim Betonieren gemessenen Temperaturen sind eingetragen.)

Scheitelpunkte vorhanden sind. Die Temperatur steigt zunächst sehr rasch an, und zwar am Bau womöglich noch schneller als bei Proben aus demselben Beton und mit derselben Anfangstemperatur, die im Laboratorium gegen Wärmeverlust geschützt gelagert werden. Dies rührt daher, daß (am Bau) die Wärme der vorhergehenden Schicht etwas zu der Temperaturerhöhung beiträgt. Auf den ersten Temperaturanstieg folgt ein weniger schneller Temperaturabfall. Dieser hört jedoch infolge der von der nachfolgenden Schicht ausstrahlenden Wärme auf und geht in einen neuen Temperaturanstieg über, der zu einem zweiten Scheitelpunkt führt.

Allgemein kann man folgendes feststellen: Wenn Beton bestimmter Zusammensetzung in Schichten von gleicher Dicke eingebracht wird, so ist der erste Temperaturgipfel jeder einzelnen Schicht vom Alter der vorhergehenden Schicht abhängig und der zweite Temperaturgipfel T'_{max} von dem Zeitraum, der vergeht, bis die nächstfolgende Schicht eingebracht wird.

Fig. 1 gibt die Beziehung zwischen dem Verhältnis $\frac{T_{max}}{T_{a\,7}}$ und der entsprechenden Dicke der vorher betonierten Schicht. $T_{a\,7}$ ist die Temperaturerhöhung in einem vollkommen isolierten Betonkörper nach sieben Tagen. In Fig. 2 wird die Beziehung zwischen dem Verhältnis $\frac{T'_{max} - T_{max}}{T_{max}}$ und der Dicke der nachfolgenden Schicht dargestellt. Wenn der Wert von $T_{a\,7}$ bekannt ist, kann man mit ziemlicher Genauigkeit die wahrscheinlich eintretende Temperaturerhöhung in einem

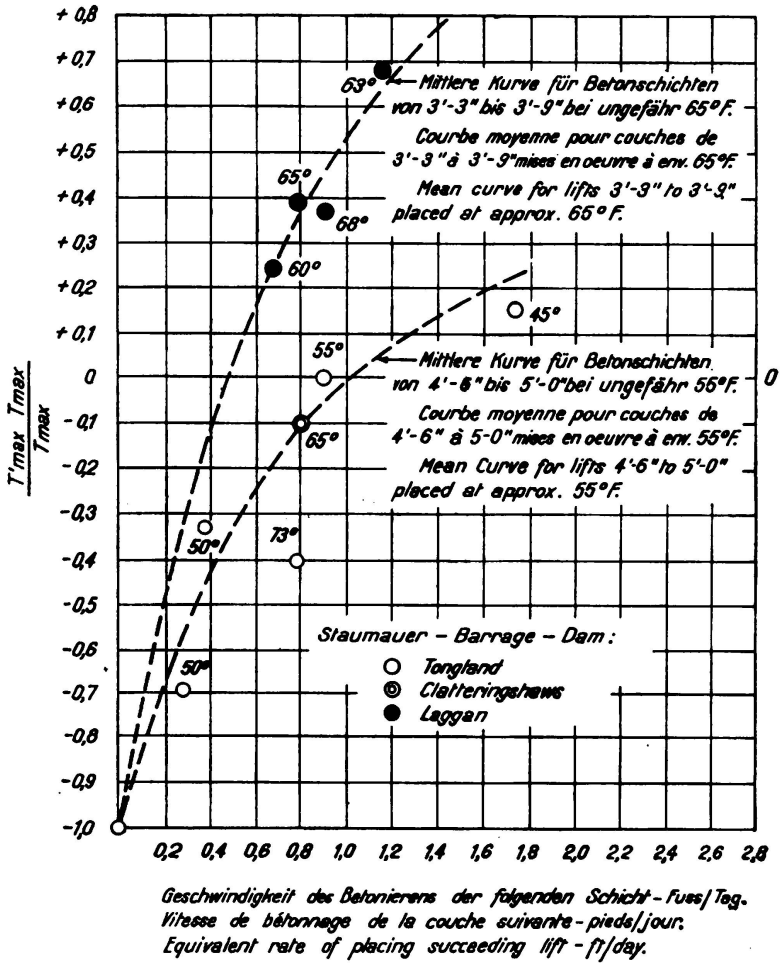


Fig. 2.

Temperaturzunahme im Beton.

(Die beim Betonieren gemessenen Temperaturen sind eingetragen.)

in gleicher Dicke und unter denselben Temperaturbedingungen, wie sie hier beschrieben wurden, hergestellten Betonblock bestimmen.

Infolge der hohen Temperaturen im Innern der Mauer bei einer viel niedrigeren an der Oberfläche ergeben sich hohe Spannungen nahe an der Oberfläche. Deshalb ist die Frage besonders wichtig, wie groß die Temperaturerhöhung sein darf, ohne daß dadurch Risse entstehen. Beobachtungen an der Laggan-Mauer haben in dieser Hinsicht wertvolle Hinweise gegeben. Der Zeitpunkt, in dem der

größte Temperaturunterschied zwischen dem Beton im Inneren und an der Oberfläche eintrat, wurde gemessen. Er entsprach der Zeit, in welcher der Beton im Inneren seine zweite Höchsttemperatur (T'_{max}) erreichte. In dem südlich der Staumauer gelegenen Block IV trat dieser Zeitpunkt vier bis fünf Wochen nach der Betonierung des Blockinnern ein.

Eine Prüfung der in der Zeit vom 27. Juli bis 6. August 1933 gemessenen Temperaturen bei den Punkten 3, 4 und 5, bzw. 13,10 m, 6,7 m und 0,92 m von der Wasserseite der Staumauer entfernt, zeigt, wie rasch sich die Temperatur nahe der Oberfläche ändert.

	Thermometer-Nr. 3	Thermometer-Nr. 4	Thermometer-Nr. 5	Luft-Temperatur
27. 7. 33	109° F = 42,7° C	106,5° F = 41,4° C	108° F = 42,2° C	62° F = 16,7° C
29. 7. 33	109 = 42,7	107 = 41,6	97 = 36,1	54 = 12,2
31. 7. 33	108,5 = 42,5	107 = 41,6	90 = 32,2	60 = 15,5
2. 8. 33	108 = 42,2	107 = 41,6	88 = 31,1	54 = 12,2
4. 8. 33	108,5 = 42,5	108 = 42,2	84 = 28,9	55 = 12,8
6. 8. 33	108,5 = 42,5	108 = 42,2	83 = 28,4	55 = 12,8

Die am 6. August beobachtete Temperaturkurve ist in Fig. 3 wiedergegeben. An einer Stelle, die 3,5 m von der Außenfläche entfernt ist, wurden 10° gemessen. Der Temperaturunterschied zwischen dem Innern der Staumauer und

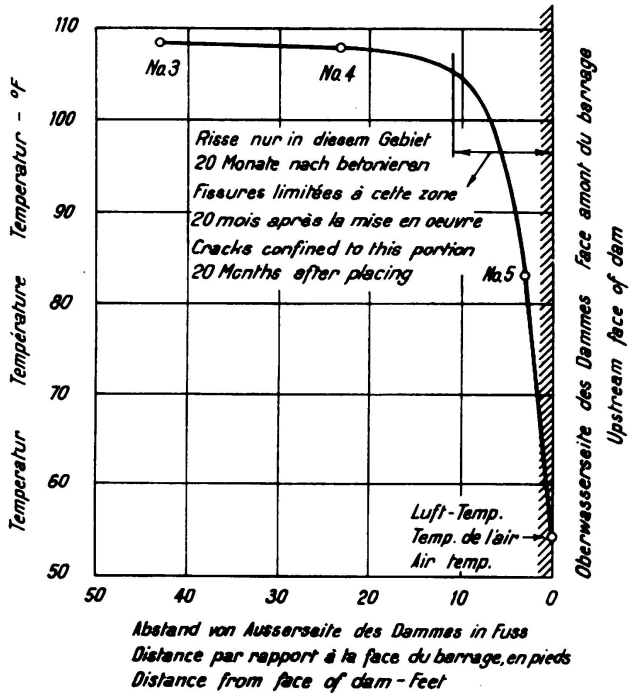


Fig. 3.

Temperaturkurve in der Laggan-Staumauer, 6. August 1933.

der Luft an der Oberfläche beträgt 55° F = 12,8° C. Diese Differenz hatte ihre Ursache nicht allein in der Abbindewärme des Betons (angenähert 7° C), sondern

auch im Sinken der durchschnittlichen Lufttemperatur um 5° C. Am Ende des Monats wurden Risse im Beton sichtbar, aber die Risse erreichten nach zwanzig Monaten noch nicht den Beobachtungsgang, der 2,44 m bis 3,8 m von der Wasserseite der Staumauer entfernt liegt. Die Risse bleiben also nur auf die Oberfläche beschränkt und können wohl endgültig auf das scharfe Temperaturgefälle in diesem Abschnitt zurückgeführt werden. Bei Annahme eines wirksamen[2] Elastizitätsmoduls von 70300 kg/cm² für den Beton mit einer durchschnittlichen Druckfestigkeit von $W_b = 197$ kg/cm² und einem Wärmeausdehnungskoeffizienten von 0,000012° C würde die Zugbeanspruchung infolge des Temperaturgefälles allein 21 kg/cm² wahrscheinlich überschreiten. Dieser Wert ist zu groß und würde Risse herbeiführen. Wenn die Gefahr der Rissebildung auf vernünftige Grenzen beschränkt werden soll, darf die Zugspannung im Beton (infolge Temperatur) 10,55 kg/cm² nicht überschreiten. Das bedeutet weiterhin, daß der Temperaturunterschied zwischen dem Innern und der Oberfläche eines Blockes 12° C nicht übersteigen darf. Um diese Bedingung zu erfüllen, muß die Dicke einer betonierten Schicht von gleicher Zusammensetzung und bei gleicher Temperatur wie bei der Laggan-Mauer mit einem Zement, der 65 cal pro g in sieben Tagen entwickelt, auf 15 cm pro Tag beschränkt werden, das bedeutet: Schichten von 1,07 m Dicke innerhalb von sieben Tagen. In der Abbildung wird angenommen, daß die durchschnittliche Lufttemperatur während der Zeit des Betonierens bis zur Erreichung der maximalen Temperaturerhöhung sich nicht wesentlich ändert. Jahreszeitliche Temperaturschwankungen bedingen Zunahme oder Abnahme des Temperaturgefälles innerhalb der Mauer. Bei ansteigender Lufttemperatur würde die Temperaturkurve weniger steil sein, und das Umgekehrte würde eintreten, wenn die Lufttemperatur beständig fällt. Wenn Zement verwendet würde, der nur 55 cal je g nach sieben Tagen entwickelt, so könnte die Betonierungsgeschwindigkeit um 20 % gesteigert werden, ohne daß dadurch die Gefahr der Rissebildung erhöht würde.

Die Untersuchungen haben natürlich keine abschließenden Ergebnisse erbracht, denn um diese zu erhalten, müßte man noch andere Versuche als die mit der Laggan- und Galloway-Mauer machen.

---

[2] Elastizitätsmodul nach Berücksichtigung des Kriechens.

VI 5

Elastisch eingespanntes Talsperrengewölbe.

L'arc de barrage élastiquement encastré.

Elastically Built-in Arch Dams.

Dr. sc. techn. K. Hofacker,
Zürich.

Als „Talsperrengewölbe" soll ein Bogen mit kreisförmig gekrümmter Axe und mit konstanter Bogenstärke, die im Verhältnis zur Spannweite groß sein kann, bezeichnet werden. Im Gegensatz zum „Brückengewölbe", das als Stabwerk genau genug auf Grund der Navierschen Biegungstheorie berechnet werden darf, muß das Talsperrengewölbe nach der mathematischen Elastizitätstheorie untersucht werden, falls ein genaues Bild über den effektiven Spannungszustand entworfen werden soll.

Zerlegt man den Wasserdruck, der auf eine Gewölbestaumauer wirkt, nach bekannter Methode auf die beiden sich durchdringenden Systeme von waagerechten Bogen und lotrechten Konsolträgern, so ergeben sich für die einzelnen Elemente ganz beliebige Belastungsdiagramme. Die Berechnung der Spannungen in lotrechten scheibenförmigen Trägerelementen nach der Theorie des ebenen Spannungs- bzw. Formänderungszustandes ist schon seit längerer Zeit bekannt. Auch sind schon diesbezügliche experimentelle Untersuchungen durchgeführt worden. Die Berechnung der Spannungen in horizontalen scheibenförmigen Bogenelementen ist bisher nur für den Sonderfall eines starr eingespannten Bogens durchgeführt worden. Über genaue Messungen der Spannungen oder Formänderungen von solchen Talsperrengewölben an Laboratoriumsmodellen ist dem Verfasser nichts bekannt. Es war deshalb von besonderem Interesse, die Frage des in allgemeiner Weise elastisch eingespannten Bogens, der durch beliebigen Wasserdruck belastet wird, theoretisch und experimentell zu untersuchen.[1]

Wir unterwerfen eine kreisringförmige Scheibe dem ebenen Spannungszustande, Fig. 1.

Ein gegebenes Belastungsdiagramm kann mit Hilfe einer Fourierschen Reihe mathematisch dargestellt werden durch:

$$\sigma'_r = A'_0 + \sum_{n=1}^{\infty} A'_n \cdot \cos n\varphi + \sum_{n=1}^{\infty} B'_n \cdot \sin n\varphi \tag{1}$$

[1] *K. Hofacker:* Das Talsperrengewölbe, 1936, Verlag Gebr. Leemann & Co., Zürich.

Wir betrachten in Fig. 2 die Spannungen, die auf ein Element dF im Punkte 0 wirken und schreiben die Gleichgewichtsbedingungen an. Unter Berücksichtigung der Beziehungen zwischen den Spannungen und den Dehnungen,

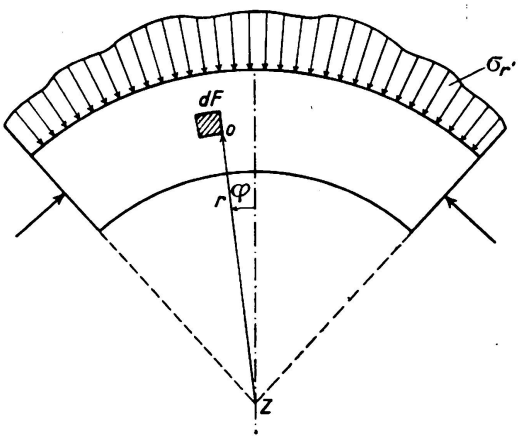


Fig. 1.

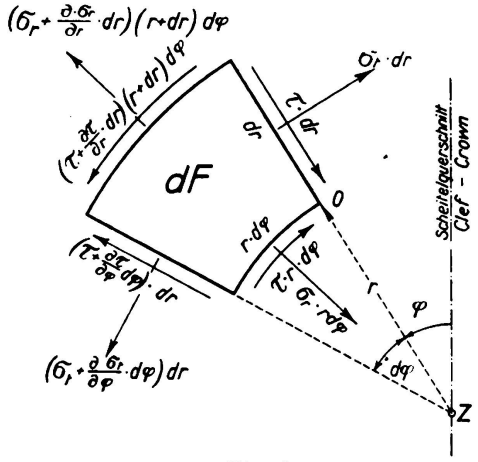


Fig. 2.

d. h. den bezogenen Differenzen der Verschiebungen u und v in radialer und tangentialer Richtung, ergeben sich die beiden Differentialgleichungen:

$$\frac{1}{r^2}\frac{\partial^2 u}{\partial \varphi^2}+\frac{2m}{m-1}\left(\frac{\partial^2 u}{\partial r^2}+\frac{1}{r}\frac{\partial u}{\partial r}-\frac{u}{r^2}\right)$$
$$+\frac{1}{r}\frac{\partial^2 v}{\partial r\cdot\partial\varphi}-\frac{1}{r^2}\frac{\partial v}{\partial\varphi}+\frac{2m}{m-1}\left(\frac{1}{mr}\frac{\partial^2 v}{\partial r\cdot\partial\varphi}-\frac{1}{r^2}\frac{\partial v}{\partial\varphi}\right)=0 \tag{2}$$

$$\frac{\partial^2 v}{\partial r^2}+\frac{1}{r}\frac{\partial v}{\partial r}-\frac{v}{r^2}+\frac{2m}{m-1}\frac{1}{r^2}\frac{\partial^2 v}{\partial\varphi^2}$$
$$+\frac{\partial^2 u}{\partial r\cdot\partial\varphi}\cdot\frac{1}{r}\frac{m+1}{m-1}+\frac{\partial u}{\partial\varphi}\cdot\frac{1}{r^2}\cdot\frac{3m-1}{m-1}=0 \tag{3}$$

Die allgemeinen Lösungen für u und v lauten:

Radialverschiebung:

$$E\cdot u=-\frac{m+1}{m}\cdot\frac{a_0}{r}+\left[\frac{2(m-1)}{m}\cdot b_0-\frac{m+1}{m}c_0\right]\cdot r+\frac{2(m-1)}{m}\cdot c_0\cdot r\lg r$$
$$+\left(\frac{m-1}{2m}\cdot a_1+2\beta_1\right)\varphi\cdot\sin\varphi-\left(\frac{m-1}{2m}\cdot c_1+2\delta_1\right)\varphi\cdot\cos\varphi$$
$$+\left[\left(a_1+\frac{m-1}{m}\cdot\beta_1\right)\lg r+\frac{m-3}{m}\cdot b_1 r^2+\frac{m+1}{m}\frac{\alpha_1}{r^2}\right]\cos\varphi$$
$$+\left[\left(c_1+\frac{m-1}{m}\cdot\delta_1\right)\lg r+\frac{m-3}{m}\cdot d_1 r^2+\frac{m+1}{m}\cdot\frac{\gamma_1}{r^2}\right]\sin\varphi \tag{4}$$
$$+\sum_{n=2}^{\infty}\left[-\frac{m+1}{m}\cdot n\cdot a_n\cdot r^{n-1}-\left(\frac{2n}{m}+(n-2)\frac{m-1}{m}\right)b_n\cdot r^{n+1}\right.$$
$$\left.+\frac{m+1}{m}\cdot n\cdot\alpha_n\cdot r^{-n-1}+\left(\frac{2n}{m}+(n+2)\frac{m-1}{m}\right)\cdot\beta_n\cdot r^{-n+1}\right]\cos n\varphi$$
$$+\sum_{n=2}^{\infty}\left[-\frac{m+1}{m}\cdot n\cdot c_n\cdot r^{n-1}-\left(\frac{2n}{m}+(n-2)\frac{m-1}{m}\right)\cdot d_n\cdot r^{n+1}\right.$$
$$\left.+\frac{m+1}{m}\cdot n\cdot\gamma_n\cdot r^{-n-1}+\left(\frac{2n}{m}+(n+2)\frac{m-1}{m}\right)\cdot\delta_n\cdot r^{-n+1}\right]\sin n\varphi$$

Tangentialverschiebung:

$$
\begin{aligned}
E \cdot v = & -\frac{m+1}{m} \cdot \frac{\alpha_0}{r} + 4\, c_0\, r \cdot \varphi + \left(\frac{m-1}{2m} \cdot a_1 + 2\,\beta_1\right) \varphi \cdot \cos\varphi \\
& + \left(\frac{m-1}{2m} \cdot c_1 + 2\,\delta_1\right) \varphi \cdot \sin\varphi \\
& + \left[-\left(a_1 + \frac{m-1}{m} \cdot \beta_1\right) \lg r - \frac{m+1}{2m} \cdot a_1 + \frac{5m+1}{m}\, b_1\, r^2 \right. \\
& \qquad \left. + \frac{m+1}{m} \cdot \frac{\alpha_1}{r^2} - \frac{m+1}{m} \cdot \beta_1\right] \sin\varphi \\
& + \left[\left(c_1 + \frac{m-1}{m} \cdot \delta_1\right) \lg r + \frac{m+1}{2m} \cdot c_1 - \frac{5m+1}{m} \cdot d_1\, r^2 \right. \\
& \qquad \left. - \frac{m+1}{m} \cdot \frac{\gamma_1}{r^2} + \frac{m+1}{m} \cdot \delta_1\right] \cos\varphi \qquad (5) \\
& + \sum_{n=2}^{\infty} \left[\frac{m+1}{m} \cdot n \cdot a_n \cdot r^{n-1} + \left(n\,\frac{m+1}{m} + 4\right) b_n \cdot r^{n+1} \right. \\
& \qquad \left. + \frac{m+1}{m} \cdot n \cdot \alpha_n \cdot r^{-n-1} + \left(n\,\frac{m+1}{m} - 4\right) \cdot \beta_n \cdot r^{-n+1}\right] \sin n\varphi \\
& + \sum_{n=2}^{\infty} \left[\frac{m+1}{m} \cdot n \cdot c_n \cdot r^{n-1} - \left(n\,\frac{m+1}{m} + 4\right) \cdot d_n \cdot r^{n+1} \right. \\
& \qquad \left. - \frac{m+1}{m} \cdot n \cdot \gamma_n \cdot r^{-n-1} - \left(n\,\frac{m+1}{m} - 4\right) \cdot \delta_n \cdot r^{-n+1}\right] \cos n\varphi
\end{aligned}
$$

Aus den Verschiebungen berechnen sich die Spannungen zu:

Radialspannung

$$
\begin{aligned}
\sigma_r = & \frac{a_0}{r^2} + 2\, b_0 + c_0\,(2 \lg r + 1) + \left(\frac{a_1 + \beta_1}{r} + 2\, b_1\, r - \frac{2\,\alpha_1}{r^3}\right) \cos\varphi \\
& + \left(\frac{c_1 + \delta_1}{r} + 2\, d_1\, r - \frac{2\,\gamma_1}{r^3}\right) \sin\varphi \\
& + \sum_{n=2}^{\infty} \left[n\,(1-n) \cdot a_n \cdot r^{n-2} + (n - n^2 + 2)\, b_n\, r^n \right. \qquad (6) \\
& \qquad \left. - n\,(n+1) \cdot \alpha_n \cdot r^{-n-2} - (n^2 + n - 2)\, \beta_n \cdot r^{-n}\right] \cos n\varphi \\
& + \sum_{n=2}^{\infty} \left[n\,(1-n) \cdot c_n \cdot r^{n-2} + (n - n^2 + 2) \cdot d_n\, r^n \right. \\
& \qquad \left. - n\,(n+1) \cdot \gamma_n \cdot r^{-n-2} - (n^2 + n - 2) \cdot \delta_n \cdot r^{-n}\right] \sin n\varphi
\end{aligned}
$$

Tangentialspannung

$$
\begin{aligned}
\sigma_t = & -\frac{a_0}{r^2} + 2\, b_0 + c_0\,(2 \lg r + 3) + \left(6\, b_1\, r + \frac{2\,\alpha_1}{r^3} + \frac{\beta_1}{r}\right) \cos\varphi \\
& + \left(6\, d_1\, r + \frac{2\,\gamma_1}{r^3} + \frac{\delta_1}{r}\right) \sin\varphi \\
& + \sum_{n=2}^{\infty} \left[n\,(n-1) \cdot a_n \cdot r^{n-2} + (n+1)\,(n+2) \cdot b_n \cdot r^n \right. \qquad (7) \\
& \qquad \left. + n\,(n+1) \cdot \alpha_n \cdot r^{-n-2} + (n-2)\,(n-1) \cdot \beta_n \cdot r^{-n}\right] \cos n\varphi \\
& + \sum_{n=2}^{\infty} \left[n\,(n-1) \cdot c_n \cdot r^{n-2} + (n+1)\,(n+2) \cdot d_n \cdot r^n \right. \\
& \qquad \left. + n\,(n+1) \cdot \gamma_n \cdot r^{-n-2} + (n-2)\,(n-1) \cdot \delta_n \cdot r^{-n}\right] \sin n\varphi
\end{aligned}
$$

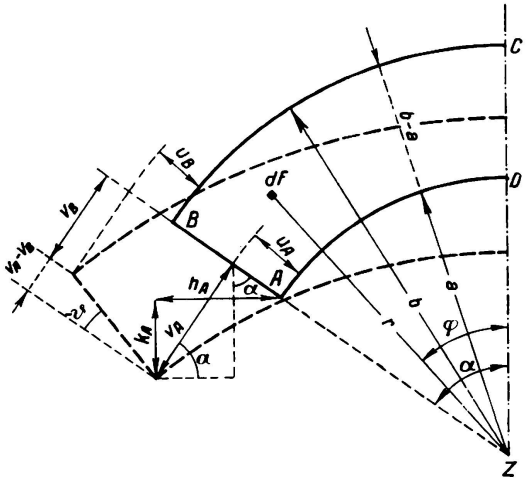
Schubspannung

$$\tau = \frac{\alpha_0}{r^2} + \left(2 b_1 r - \frac{2\alpha_1}{r^3} + \frac{\beta_1}{r}\right) \sin\varphi$$
$$- \left(2 d_1 r - \frac{2\gamma_1}{r^3} + \frac{\delta_1}{r}\right) \cos\varphi$$
$$+ \sum_{n=2}^{\infty} [n(n-1) \cdot a_n \cdot r^{n-2} + n(n+1) \cdot b_n \cdot r^n \tag{8}$$
$$- n(n+1) \cdot \alpha_n \cdot r^{-n-2} - n(n-1) \cdot \beta_n \cdot r^{-n}] \sin n\varphi$$
$$- \sum_{n=2}^{\infty} [n(n-1) \cdot c_n \cdot r^{n-2} + n(n+1) d_n \cdot r^n$$
$$- n(n+1) \cdot \gamma_n \cdot r^{-n-2} - n(n-1) \cdot \delta_n \cdot r^{-n}] \cos n\varphi$$

Nachdem nun die allgemeinen Gesetze für die Spannungen und Verschiebungen bekannt sind, handelt es sich um die Bestimmung der Konstanten mit Hilfe der Randbedingungen, indem für die Kreisränder die entsprechenden Werte von σ_r Gl. (6) und σ'_r Gl. (1) einander gleichgesetzt, d. h. indem die Koeffizienten entsprechender trigonometrischer Terme identifiziert werden.

Für die Radialränder kann nur über die Verschiebungen der Randpunkte eine Bedingung formuliert werden. So muß bei starrer Einspannung des Gewölbes gefordert werden, daß die Randpunkte keine Verschiebungen erleiden dürfen. Bei elastischer Einspannung müssen die Verschiebungen der Randpunkte des Bogens die gleichen Werte annehmen wie die entsprechenden Punkte des Widerlagers, das durch Normal- und Schubspannungen im Einspannquerschnitt des Bogens belastet wird. Diese Frage wurde in der Publikation des Verfassers eingehender behandelt.

Zur Vereinfachung des Berechnungsverfahrens sind in Fig. 3 für die Eckpunkte A und B des Bogens die Radial- und Tangentialverschiebungen sowie die aus ihnen berechnete Verlängerung h_A der inneren Bogensehne und die Drehung ϑ des Kämpferquerschnittes eingetragen.



$$h_A = u_A \cdot \sin\alpha + v_A \cdot \cos\alpha$$
$$k_A = v_A \cdot \sin\alpha - u_A \cdot \cos\alpha$$
$$\vartheta = \frac{v_B - v_A}{b - a}$$

Fig. 3.

Die theoretischen Studien wurden alsdann durch Messungen an Celluloidmodellen überprüft.

Fig. 4 zeigt die Ansicht eines elastisch eingespannten Talsperrengewölbes, das an der äußern Leibung durch radialgerichtete Pressungen belastet wird.

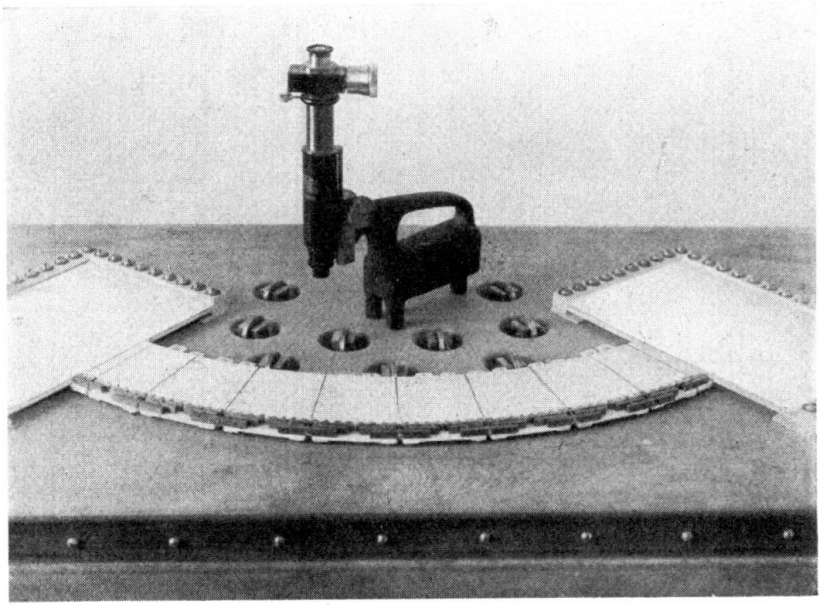


Fig. 4.

In Fig. 5 sind die mit Hilfe von Mikroskopen gemessenen Verschiebungen der Kreisränder dargestellt. Für die beiden Schnitte $\varphi = 36^0$ und $\varphi = 27^0$ sind

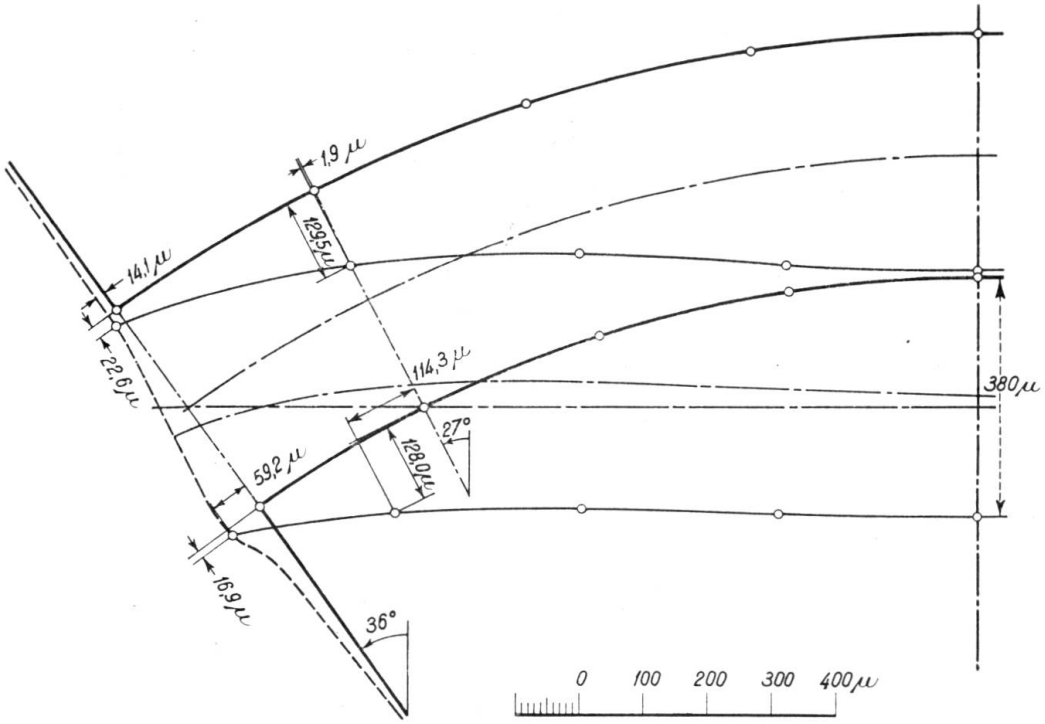


Fig. 5.

die gemessenen Werte der Verschiebungen eingetragen. Berechnet man die Scheitelsenkung des inneren Randes, indem zum Beispiel die Verschiebungen der

Randpunkte des Schnittes $\varphi = 27^0$ als Widerlagerverschiebungen des in diesem Radialschnitt elastisch eingespannten Bogens betrachtet werden, so erkennt man,

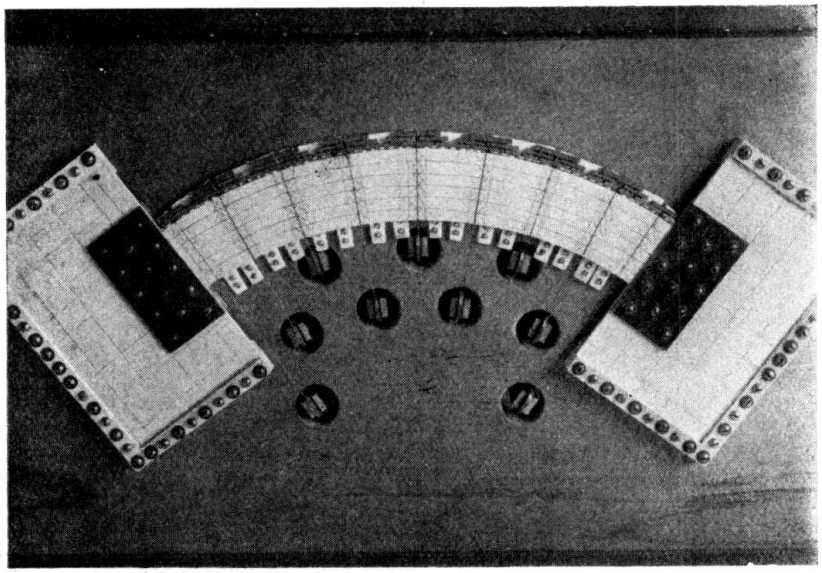


Fig. 6.

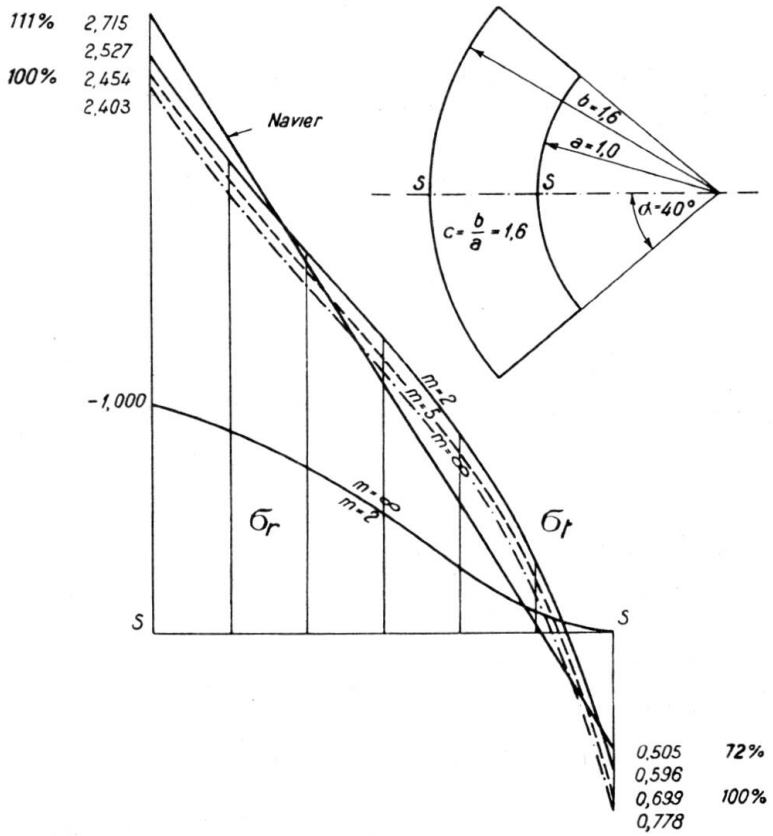


Fig. 7.

daß der gemessene Wert nur um $^1/_3$ % größer ausfällt als der berechnete. Diese Übereinstimmung genügt zur Anerkennung der theoretischen Grundlagen des Problems.

Berechnet man unter Berücksichtigung der gemessenen Verschiebungen der Eckpunkte des Kämpferquerschnittes die Scheitelsenkung des inneren Randes, so weicht das Resultat um rd. 4 % vom gemessenen Wert ab. Fig. 6 zeigt das Modell des starr eingespannten Bogens. Setzt man für diesen Fall voraus, daß das Spannungs- und Deformationsgesetz bis zur Einspannstelle ungestört gelte, so ergibt die Rechnung gegenüber der Messung für die Scheitelsenkung einen um rd. 15 % zu kleinen Wert. Die in Wirklichkeit in der Umgebung des Einspannquerschnittes auftretenden größeren Deformationen sind eine Folge der Spannungskonzentration gegen die luftseitige Leibung hin. Die bisher in dieser Richtung durchgeführten Untersuchungen[2] setzen starre Einspannungen voraus.

An Hand eines Beispieles des durch Wasserdruck beanspruchten Talsperrengewölbes sollen die Spannungsdiagramme der genauen Theorie mit den Ergebnissen der Navierschen Näherungslösung, die bisher zur Untersuchung von elastisch eingespannten Gewölben ausschließlich verwendet wurde, verglichen werden. Aus Fig. 7 erkennt man gleichzeitig den Einfluß der Poißonzahl m der Querkontraktion auf die Spannungswerte. Die Näherungslösung ergibt für die Zugspannungen, unter Annahme einer Poißonzahl $m = 5$ für Beton im Scheitel, um rd. 28 % zu kleine Werte.

---

[2] *M. Caquot:* Annales des Ponts et Chaussées, 1926, IV. Juillet-Août, S. 21. *R. Chambaud:* Génie Civil 1926 (Bd. 99 und 100).

VI 6

Dickwandige Eisenbetonleitungen. Vorschläge zur Verbesserung ihres statischen Wirkungsgrades.

Tuyaux de béton armé à parois épaisses. Propositions en vue d'améliorer leur rendement statique.

Thick-Walled Reinforced Concrete Pipes: Proposals for Increasing their Statical Efficiency.

Dr. Ing. Dr. techn. W. Olszak,
Zivilingenieur, Cieszyn (Polen).

Es ist charakteristisch für dickwandige Konstruktionen, die durch gleichmäßige längs ihrer Berandung verteilte Normalkräfte belastet werden (vgl. Fig 1) — gleichgültig ob sie bewehrt oder unbewehrt sind —, daß die Ausnützung ihres Baustoffes nur sehr mangelhaft ist. Dies kommt deutlich zum Ausdruck in den bekannten *Lamé*'schen Formeln, die den Spannungszustand in derartigen dickwandigen Gebilden, unter Voraussetzung ihres elastisch-*isotropen* Verhaltens, definieren. Wird der Querschnitt einer dickwandigen Rohrleitung, eines ähnlichen Tunnel-, Druckstollen- oder bergmännischen Ausbaues derart dimensioniert, daß die größten *Spannungen* gewisse Werte, die eben noch als „zulässig" erachtet werden, nicht überschreiten sollen — ein Verfahren, welches noch in den meisten offiziellen Vorschriften als Grundlage der statischen Berechnung vorgeschrieben wird —, dann ist es ohne weiteres ersichtlich, daß infolge der am Innenrande auftretenden Spannungsspitze im Verlauf der Umfangs- (Tangential-) Spannungen σ'_t, die dann höchstens gerade noch den zulässigen Wert erreichen darf, $\sigma'_{t\,max} \leqq \sigma_{zul}$, die übrigen Querschnittspartien nur in einem sehr geringfügigen Bruchteil ihres Tragvermögens zur Geltung kommen (vgl. Fig. 2).[1]

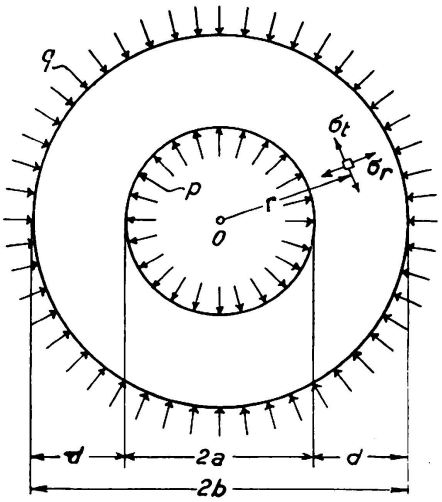


Fig. 1.
Allgemeine Anordnung.

Wird hingegen der Dimensionierung nicht die Einhaltung der zulässigen Spannungen zugrunde gelegt, sondern das Maß der noch zulässigen *Anstrengung*

[1] Die Radialspannungen σ'_r werden hier und später noch öfters, als weniger interessant, übergangen.

— ein Vorgehen, welches in statischer Beziehung dem ersteren überlegen erscheint —, dann gestalten sich die Verhältnisse in den betrachteten Fällen u. U. noch merklich ungünstiger. Das Maß der Anstrengung σ'_{red} (vgl. Fig. 2) ist nämlich bei durch hydrostatischen Innendruck p beanspruchten Bauten durch einen noch steileren Linienzug gegeben, als die Verteilung der Umfangsspannungen σ'_t, was man ohne weiteres einsieht, wenn man sich den zugehörigen Verlauf der Radialspannungen σ'_r vergegenwärtigt. Die so bedingte gewaltige Anstrengungsspitze $\sigma'_{red\,max}$ am Innenrande ist eine sehr unliebsame, nicht nur für den statischen Bestand der Konstruktion, sondern, so insbesondere bei Druckrohrleitungen, auch für deren klaglosen Betrieb sehr gefährliche Erscheinung.

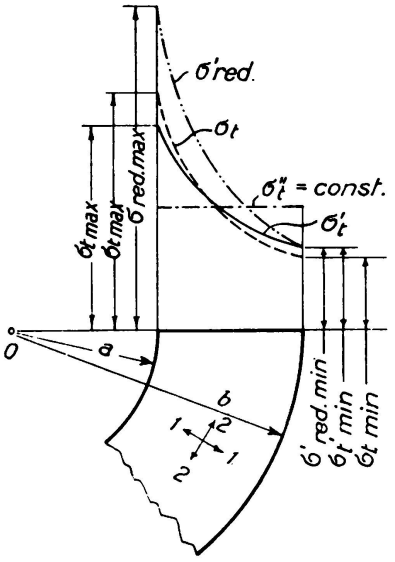


Fig. 2.

Verteilung der Tangential- (Umfangs-) Spannungen:

——— σ'_t bei isotroper Materialstruktur ($E_1 = E_2$)

– – – – σ_t bei (polar- bezw. zylinder-) orthotroper Materialstruktur ($E_2 > E_1$)

– · – · – σ''_t = const. bei verbesserter Ausführung (inhomogen orthotrope Materialstruktur (E_2 veränd.)

– · – · – σ'_{red} Anstrengung bei isotroper Materialstruktur

da unmittelbar von hier aus (bei eventuellen Überschreitungen der angenommenen Belastung, verursacht etwa durch Wasserstöße usw.) die Rißbildung und sonstige Zerstörungsvorgänge einsetzen müssen.

Solche Verhältnisse finden wir bereits bei *unbewehrten* Rohren und verwandten dickwandigen Betonkonstruktionen vor, die als *isotrope* Bauwerke gelten können; es sind dann in ihnen alle Richtungen elastisch gleichwertig und der Anwendung der bekannten, bereits erwähnten *Lamé*'schen Formeln steht nichts im Wege. Unangenehmer werden noch diese Erscheinungen fühlbar, sobald man den Querschnitt durch eine Stahlarmierung verstärkt. Diese Anordnung wird vorgesehen, wenn man z. B. bei Druckleitungen den Zugspannungen mit Sicherheit begegnen will; sie ist unerläßlich stets dann, wenn der Betriebsinnendruck p (oder der Außendruck q) bedeutende Werte annimmt: mit der Verstärkung der Wanddicke darf man nämlich nicht zu weit gehen, zunächst aus rein praktischen Gründen; man würde es sonst mit zu unhandlichen und zu schweren Konstruktionselementen zu tun bekommen; dann aber auch deswegen, weil der Festigkeitseffekt nicht proportional dem Wandstärkenzuwachs ist, sondern mit (im Verhältnis zum Rohrdurchmesser) zunehmender Wandstärke immer langsamer steigt. Der benötigte Zuwachs an Widerstandsfähigkeit gegen innere (oder äußere) Normalkräfte würde nur dann mit der Wanddicke proportional gehen, wenn die Spannungsverteilung derart wäre, daß die mittleren, über den Querschnitt genommenen Umfangsspannungen σ''_t für jede beliebige Wanddicke

($\alpha = \frac{a}{b}$ = beliebig, unter Berücksichtigung der in Fig. 1 eingeführten Bezeichnungen) denselben Wert behielte (beim Festhalten von $\sigma'_{t\,max}$, etwa $\sigma'_{t\,max} = \sigma_{zul}$). Nun wissen wir aber, daß σ''_t mit zunehmender Wandstärke rapid abnimmt. Um dies zahlenmäßig zu erfassen, genügt es, die mittlere, über den ganzen Querschnitt genommene Umfangsspannung zum größten im Querschnitt auftretenden Spannungswert ins Verhältnis zu bringen

$$\sigma''_t = \eta' \sigma'_{t\,max}. \tag{1}$$

Für isotrope dickwandige Rohre ist

$$\eta' = \frac{\sigma''_t}{\sigma'_{t\,max}} = \left(\frac{ap}{b-a}\right) : \left(\frac{a^2+b^2}{b^2-a^2}\,p\right) = \alpha\,\frac{1+\alpha}{1+\alpha^2}, \tag{2}$$

wenn, der Einfachheit halber, nur der innere Normaldruck p als alleinige Belastung vorausgesetzt wird, wenn also gleichzeitig $q = 0$.

Die „Ausnützungsziffer" η', oder auch der „statische Wirkungsgrad" der Konstruktion, wie ich diese charakteristische Zahl im Weiteren nennen will, ist in der nebenstehenden Zahlentafel I für verschiedene Verhältnisse $\alpha = \frac{a}{b}$ ausgerechnet. Diese Zusammenstellung beweist, daß der Werkstoff bei zunehmender

Zahlentafel I.

α	0,0	0,2	0,4	0,5	0,6	0,8	1,0
η'	0,00	0,23	0,48	0,60	0,71	0,88	1,00

Wandstärke immer schlechter ausgenützt, daß also die Konstruktion immer unwirtschaftlicher wird. Wie ersichtlich, wird bereits bei nicht allzu kräftigen Wandungen der Baustoff hochgradig verschwenderisch vergeudet.

Auch bleibt außerdem zu bemerken, daß sobald $p > \sigma_{zul}$ (beziehungsweise $q > \frac{\sigma_{zul}}{2}$) eine unbewehrte Konstruktion überhaupt unmöglich wird, da auch bei einer unendlich großen Querschnittsstärke $\left(\alpha = \frac{a}{b} = 0\right)$ die Spannungsspitze nie unter den Wert $\sigma'_{t\,max} = p$ (beziehungsweise $\sigma'_{t\,max} = -2\,q$) herabgedrückt werden kann.

Man greift also in der Praxis zu dem erprobten Behelf der Stahlbewehrung, die man in mehrere (gewöhnlich mindestens zwei), konzentrische Ringe aufzuteilen pflegt. Man drückt damit die Betonzug- (oder Druck)-Spannung etwa im Verhältnis $\frac{100}{100 + n F_2}$ herab, wenn mit F_2 der Umfangsbewehrungssatz in Prozent, mit n hingegen das Verhältnis der *Young*'schen Elastizitätsmoduli von Stahl und Beton, $n = \frac{E_e}{E_b}$, bezeichnet wird, bewirkt aber dabei gleichzeitig, durch die auf diese Art verkleinerte elastische Nachgiebigkeit des Bauelements in dessen Umfangsrichtung, also dessen *Anisotropie*, eine gerade entgegengesetzte Er-

scheinung, nämlich die sehr unliebsame weitere Steigerung der Ungleichmäßigkeit in der Spannungsverteilung über die Wanddicke, also die Steilerstellung der σ_t-Linie (vgl. Fig. 2), somit u. a. auch die Erhöhung der gefährlichen Spannungsspitze am Innenrande des Rohres, wodurch so zum Teil die günstige Wirkung der Bewehrung wieder vereitelt wird.

Die rechnerische Erfassung dieses soeben erwähnten Einflusses bietet keine besonderen Schwierigkeiten. Die durch die Stahlbewehrung herbeigeführte Anisotropie (Aeolotropie) des Verbundkörpers kommt darin zum Ausdruck, daß in den für dickwandige Rohrleitungen und ähnlichen Eisenbetonkonstruktionen maßgebenden drei Hauptrichtungen voneinander abweichendes elastisches Verhalten des Materials zu Tage tritt. Diese drei Richtungen sind gegeben: 1) durch die Richtung des Radiusvektors r (Bewehrungsprozente F_1, Elastizitätskonstanten E_1 und m_1), 2) durch die (Umfangs-)Tangente t an die konzentrischen Kreise, die um die Rohrachse als Nullpunkt gezogen werden (F_2; E_2, m_2) und 3) durch die Längsausdehnung z der zylindrischen Konstruktion (F_3; E_3, m_3). Es herrscht also — im Gegensatz zur geradlinig-rechtwinkeligen Anisotropie, oder auch „Orthotropie", wie man diese zu nennen pflegt, — eine krummlinige Anisotropie, für die ich die Bezeichnungen *„polare Orthotropie"* (bei dünnen Scheiben) und *„zylindrische Orthotropie"* (bei endlich langen oder unendlich ausgestreckten Rohren und Zylindern) einführe.[2]

Die *Young*'schen Elastizitätsmoduli in diesen drei Richtungen (E_1, E_2, E_3) können u. U. stark voneinander abweichen, ebenso die *Poisson*'schen Zahlen, beziehungsweise, richtiger gesprochen, die Querdehnungskoeffizienten (m_1, m_2, m_3). Diese Konstanten sind jedoch voneinander nicht unabhängig, vielmehr besteht zwischen ihnen die einfache Doppelbeziehung

$$m_1 E_1 = m_2 E_2 = m_3 E_3. \tag{3}$$

Der Wert dieser konstanten Produkte wird weiterhin abgekürzt mit M bezeichnet. Die Schubmoduli G sind demgegenüber für die nachstehend ins Auge gefaßten Betrachtungen ohne Bedeutung.

Die verschiedenen Werte der elastischen Konstanten in den drei Hauptrichtungen werden durch die Herstellungsart der Rohre (z. B. das Schleuderverfahren), vor allem aber durch den verschieden starken Grad der Stahlarmierung verursacht.

Wird der Prozentsatz der Bewehrung in einer der Richtungen i, (i = 1, 2, 3), mit F_i bezeichnet, dann können wir den Elastizitätsmodul des Verbundkörpers in dieser Richtung in Übereinstimmung mit Prof. Dr. Ing. M. T. *Huber* setzen[3]

$$E_i = E_b \lambda_i, \quad \text{worin} \quad \lambda_i = 1 + (n - 1)\frac{F_i}{100}, \tag{4}$$

[2] Ursprünglich war es beabsichtigt, den ganzen Fragenkomplex der polarorthotropen Scheiben und zylinderorthotropen Rohre in diesem Diskussionsbeitrag zu behandeln. Die später eingetretene Einschränkung des Umfanges einzelner Beiträge veranlaßte mich, die eingehende Besprechung dieses Themas einer eigenen Veröffentlichung („Beiträge zur Statik von polarorthotropen Scheiben und zylinderorthotropen Rohren". Der Bauingenieur 1936, Nr. 31/32) zu überlassen. Auf diese wird im jetzigen Beitrag unter der abkürzenden Bezeichnung (WO 17) öfters Bezug genommen.

[3] *M. T. Huber:* Probleme der Statik technisch wichtiger orthotroper Platten. Akademie der technischen Wissenschaften, Warszawa 1929 (in deutscher Sprache), S. 13.

mit dem früher schon definierten Verhältniswert $n = \frac{E_e}{E_b}$. Freilich wird auf diese Art der unstetig anisotrope Verbundkörper durch ein ideal stetig orthotropes Modell ersetzt; diese Vereinfachung jedoch, die für die übersichtliche Durchführung der weiteren Betrachtungen und deren einfache zahlenmäßige Erfassung ausschlaggebend ist, trifft um so besser zu, je dichter die Strukturelemente (Stahleinlagen) im Vergleich zu den übrigen Körperabmessungen liegen. Bei späterer Übertragung der auf dieser Basis gewonnenen Ergebnisse in die Wirklichkeit muß auf diesen Umstand entsprechend Bedacht genommen werden.[4]

Schwieriger ist die Erfassung der Querdehnungskoeffizienten m_i ($i = 1, 2, 3$), zumal das hiefür maßgebende Versuchsmaterial z. Zt. noch sehr spärlich ist. Wie diese Werte m_i, die, wie wir gleich sehen werden, für die Ermittlung des Spannungszustandes und des Anstrengungsmaßes der hier betrachteten, anisotropen Verbundbauweise von Bedeutung werden, abzuschätzen sind, wird vom Verfasser an einer anderen Stelle (WO 17) gezeigt.

Der Formänderungs- und Spannungszustand einer unter gleichmäßigen Innen- und Außendruck befindlichen zylindrischen Konstruktion ist von der laufenden Koordinate z unabhängig; es liegt somit das s. g. „ebene Problem" der Elastizitätstheorie vor. Wegen der hier vorausgesetzten Kreissymmetrie sowohl der geometrischen Gestaltung des Querschnittes als auch der äußeren Lasten, wird außerdem der Formänderungs- und Spannungszustand vom Zentriwinkel φ unabhängig, so daß das gesamte Spannungsfeld nur von einer einzigen Variablen, dem Radiusvektor r, beeinflußt wird. An Stelle von partiellen Ableitungen treten totale Differentialquotienten.

Gleich vorweggenommen sei das bemerkenswerte Ergebnis, daß bei anisotroper Materialstruktur der ebene *Formänderungs*zustand und der ebene *Spannungs*zustand *nicht* miteinander verwechselt werden dürfen — im prinzipiellen Gegensatz zu isotropem Materialaufbau. In letzterem Falle ist es bekanntlich in vielen Fällen gleichgültig, ob eine Scheibe aus dem Inneren eines (unendlich) langen Zylinders herausgeschnitten wird, so daß, infolge des Zwanges der angrenzenden Partien, die Vorder- und Hinterfläche einer solchen ebenen Lamelle sich nur in sich selbst deformieren können, oder ob eine ähnliche Scheibe, jedoch einem freien Zylinderende entnommen, also mit vollkommen ungehinderter Deformationsfreiheit ausgerüstet, betrachtet wird. In diesen beiden Fällen sind die Spannungsverhältnisse in den zugeordneten isotropen Scheibenebenen (abgesehen von jenen Anordnungen, bei denen die Materialkonstanten in die Lösungen mit hineinkommen) stets identisch. Man kann bei isotropen Medien diese beiden Fälle stets gemeinsam rechnerisch behandeln.[5]

---

[4] Diese Diskontinuität elastizitätstheoretisch genau zu erfassen, wäre nur dann möglich, wenn man das einfachere, homogene, anisotrope Modell verließe, um die Aufgabe als ein räumliches (achsensymmetrisches) Problem der inhomogenen Verbindung von zwei isotropen Bestandkomponenten zu behandeln, etwa in einer ähnlichen Art, wie Dr. Ing. *A. Freudenthal* („Verbundstützen für hohe Lasten", Berlin 1933) umschnürte Säulen studiert; für Interessierte, die Zeit- und Arbeitsaufwand nicht scheuen, gewiß eine verdienstvolle und aufschlußreiche Beschäftigung.

[5] vgl. z. B. des Verfassers „Der ebene Formänderungs- und Spannungszustand der Elastizitätstheorie", Zeitschrift des Österr. Ingenieur- und Architektenvereines 1936, Heft 15/16, worin gezeigt wird, daß die erwähnten beiden ebenen Grenzfälle bei isotroper Struktur *immer* eine

Nicht so bei anisotroper Struktur. Hier ist nicht nur die *prinzipielle* Unterscheidung zwischen ebenem Formänderungszustand und ebenem Spannungszustand unerläßlich, sondern es weichen auch die einander zugeordneten Spannungsfelder *effektiv* voneinander ab. Allerdings kann diese Differenz, zahlenmäßig betrachtet, in *praktischen* Ingenieuraufgaben ohne Bedenken übergangen werden, was daraus hervorgeht, daß in den Gleichungsgruppen für die Radial- und Tangentialspannungen, σ_r und σ_t, diese Differenz, wie wir gleich unten sehen werden, einzig nur durch die wenig voneinander abweichenden, in diesen Ausdrücken auftretenden „Strukturzahlen" s und t gegeben ist. Immerhin muß das ebene anisotrope Problem aufgespaltet werden in die Betrachtung der dünnen Ringscheibe des endlich langen und des unendlich lang ausgestreckten Rohres. Diese Aufgaben sind auch rechnerisch voneinander getrennt zu untersuchen.

Es ist aus Raummangel nicht möglich, hier diesen Rechnungsgang für die sich damit ergebenden Varianten und Fälle besonders vorzuführen. Es muß hierin auf die in Fußnote [2] erwähnte Arbeit (WO 17) verwiesen werden. Immerhin soll für den einfachsten Fall der Kreisringscheibe von geringer Dicke (Tiefe) der Gedankengang zur besseren Orientierung im Aufbau der Endergebnisse kurz angedeutet werden.

Ausgegangen wird von der Gleichgewichtsbedingung

$$\sigma_t = \frac{d}{dr}[r\sigma_r] \tag{5}$$

eines Ringelementes, welches durch zwei benachbarte Radialschnitte und zwei benachbarte konzentrische Kreise aus der Ringscheibe ausgesondert wird.

Da die Ringscheibe in den in der Praxis vorkommenden Fällen eine Stahlverstärkung vor allem in der Umfangsrichtung erhalten wird, wird der Elastizitätsmodul in dieser Richtung, E_2, stets größer sein, als der Elastizitätsmodul E_1 in Richtung des Radiusvektors r, also $E_2 > E_1$, wobei man sich bei Errechnung von E_2 der Gleichungen (4) zu bedienen hat. (Sollten indessen andere Verhältnisse vorliegen, wie z. B. bei Schwungrädern, wo auch eine radiale Armierung in Frage kommen kann, dann bliebe der nachstehende Gedankengang auch in diesem Falle prinzipiell derselbe, wobei sich jedoch die zahlenmäßigen Ergebnisse entsprechend verschieben würden). Wie sich die besonderen Betonherstellungs- und -einbringungsprozesse, wie etwa das Vibrations- oder Schleuderverfahren, auf das Verhältnis $\frac{E_2}{E_1}$, auf welches es ankommen wird, auswirken, bleibt wegen Mangel an jeglichen experimentell festgestellten Anhaltspunkten vorderhand offen.

Unter Beachtung des in den zwei gegenseitig krummlinig orthogonalen Hauptrichtungen „1" und „2" verschiedenen elastischen Verhaltens des Werkstoffes kann man nun die grundlegenden Beziehungen zwischen den Verzerrungs- und Spannungskomponenten, auf die hier eingegangen werden muß und worin die

---

gemeinsame formale Behandlung zulassen, auch dann, wenn es sich um mehrfach zusammenhängende Gebiete handelt, oder wenn als Randbedingungen Verschiebungen (also nicht Spannungen) vorgeschrieben werden.

statische Unbestimmtheit des elastischen Problems eines jeden kontinuierlichen Mediums zum Ausdrucke kommt, in der folgenden Form anschreiben

$$\left.\begin{aligned} \varepsilon_r &= \frac{du}{dr} = +\frac{1}{E_1}\sigma_r - \frac{1}{m_2}\frac{1}{E_2}\sigma_t, \\ \varepsilon_t &= \frac{u}{r} = -\frac{1}{m_1}\frac{1}{E_1}\sigma_r + \frac{1}{E_2}\sigma_t, \end{aligned}\right\} \tag{6}$$

wenn hierin u die Vergrößerung des Radius bedeutet.

Wie ersichtlich, wurde hierin die Spannungskomponente σ_z gänzlich übergangen, $\sigma_z = 0$, was für den soeben behandelten Fall des ebenen *Spannungs*zustandes (oder auch quasiebenen Spannungszustandes, wie ihn manche Autoren zu nennen pflegen[6]) der Platte (Scheibe) von kleiner Dicke (Tiefe) wesentlich und charakteristisch ist. Dieser Zustand wird in Wirklichkeit um so genauer zutreffen, je dünner die Scheibe im Verhältnis zu ihren sonstigen Abmessungen ist. Zu beachten bleibt, daß sowohl sämtliche Spannungsgrößen (σ, τ) wie auch die Verzerrungskomponenten (ε) nur Mittelwerte, genommen über die Scheibendicke, bleiben.

Die Auflösung der Gleichungsgruppe (6) nach den Spannungskomponenten führt zu den nachstehenden Spannungs-Dehnungs-Gleichungen

$$\left.\begin{aligned} \sigma_r &= \frac{M}{m_1 m_2 - 1}\left[\frac{u}{r} + m_2\frac{du}{dr}\right], \\ \sigma_t &= \frac{M}{m_1 m_2 - 1}\left[m_1\frac{u}{r} + \frac{du}{dr}\right]. \end{aligned}\right\} \tag{7}$$

Nun bleibt nur noch ein Schritt zu tun: die soeben ermittelten Werte (7) in die Gleichgewichtsbedingung (5) zu substituieren, wodurch man zu der Differentialgleichung

$$\frac{d^2u}{dr^2} + \frac{1}{r}\frac{du}{dr} - \frac{m_1}{m_2}\frac{u}{r^2} = 0 \tag{8}$$

für die radiale Verschiebung u gelangt. Deren Integral

$$u = Ar^s + Br^{-s}, \tag{9}$$

worin

$$s = \sqrt{\frac{m_1}{m_2}} = \sqrt{\frac{E_2}{E_1}} \tag{10}$$

bedeutet, muß noch den vorgeschriebenen Randbedingungen

$$\sigma_r = \begin{cases} -p \\ -q \end{cases} \quad \text{für } r = \begin{cases} a \\ b \end{cases} \tag{11}$$

angepaßt werden.

Nach einer längeren Zwischenrechnung gelangt man schließlich, nach Einführung der unbenannten (dimensionslosen) „reduzierten" radialen Koordinate

[6] vgl. z. B. *H. Reißner* und *Fr. Strauch:* Ringplatte und Augenstab. Ing.-Archiv, 1933, S. 483.

$\rho = \frac{r}{b}$, zu den gesuchten Spannungswerten selbst, die in der Form von

$$\left.\begin{aligned} \sigma_r &= \frac{1}{1-\alpha^{2s}}\left\{\rho^{s-1}[p\alpha^{s+1}-q]-\left(\frac{\alpha}{\rho}\right)^{s+1}[p-q\alpha^{s-1}]\right\}, \\ \sigma_t &= \frac{s}{1-\alpha^{2s}}\left\{\rho^{s-1}[p\alpha^{s+1}-q]+\left(\frac{\alpha}{\rho}\right)^{s+1}[p-q\alpha^{s-1}]\right\}, \end{aligned}\right\} \quad (12)$$

erhalten werden.[7] Hierin bedeutet α das schon früher eingeführte Verhältnis von Innen- zu Außenradius, $\alpha = \frac{a}{b}$, welches eindeutig die Querschnittsgestalt festlegt.

Es ist leicht festzustellen, daß durch die Sonderfestlegung $E_1 = E_2$, also $s = 1$, der Übergang zu den für isotrope Körper geltenden *Lamé*'schen Formeln, die somit in der hier betrachteten Anordnung als ein Spezialfall mitenthalten sind, hergestellt wird.

Der in besonderem Maße hier interessierende Fall des allein auftretenden, gleichmäßig verteilten Innendruckes p (wobei gleichzeitig $q = 0$), führt zu den Ausdrücken

$$\left.\begin{aligned} \sigma_r &= \frac{1}{1-\alpha^{2s}}\left(\frac{\alpha}{\rho}\right)^{s+1}[\rho^{2s}-1], \\ \sigma_t &= \frac{s}{1-\alpha^{2s}}\left(\frac{\alpha}{\rho}\right)^{s+1}[\rho^{2s}+1], \end{aligned}\right\} \quad (13)$$

die mit $s = 1$ (also $E_1 = E_2$) selbstverständlich ebenfalls zu den allgemein bekannten Formeln für dickwandige isotrope Druckleitungen führen.

Als besonders charakteristische Größen der soeben angeschriebenen Spannungskomponenten greifen wir die Randwerte der Umfangsspannungen heraus. Für den Innenrand, $r = a$, erhalten wir mit $\rho = \alpha$ die im Querschnitt überhaupt größte auftretende Spannung vom Betrage

$$\sigma_{t,\,r=a} = s\,\frac{1+\alpha^{2s}}{1-\alpha^{2s}}\,p, \qquad \left(\sigma'_{t,\,r=a} = \frac{1+\alpha^2}{1-\alpha^2}\,p\right), \quad (14)$$

der stets positiv ist, also Zug bedeutet. Für die Außenfaser, $r = b$, gilt mit $\rho = 1$

$$\sigma_{t,\,r=b} = 2\,s\,\frac{\alpha^{s+1}}{1-\alpha^{2s}}\,p, \qquad \left(\sigma'_{t,\,r=b} = 2\,\frac{\alpha^2}{1-\alpha^2}\,p\right). \quad (15)$$

Vergleicht man die so erhaltenen Ergebnisse mit den für isotropen[8] Körperaufbau gültigen Randwerten, die zur leichteren Gegenüberstellung in den entsprechenden Zeilen eingeklammert wiedergegeben wurden, so ist festzustellen, daß die Außenfaser samt Umgebung beim armierten, also orthotropen Rohr, im

[7] Dieselben Ergebnisse kann man auf etwas anderem Wege durch Einführung einer sog. Spannungsfunktion, aus der sämtliche Spannungskomponenten lediglich durch Differentiationen hervorgehen, bestätigt finden.

[8] Die ungestrichenen Funktionswerte gelten für orthotrope Struktur, die einmal gestrichenen hingegen, zwecks Auseinanderhaltung der Ergebnisse, für isotropen Materialaufbau. Die schon in den Gleichungen (1) und (2) und noch später oft benützten doppelten Striche beziehen sich auf den Idealfall G der gleichförmig über jeden Radialschnitt verteilten Umfangsspannungen und seine charakteristischen Größen.

Vergleich zur unbewehrten Konstruktion, entlastet wird ($\sigma_{t,\,r=b} < \sigma'_{t,\,r=b}$), wohingegen die ohnehin schon gefährliche Spannungsspitze am Innenrand bei der betrachteten, praktisch häufigsten Art der Anisotropie ($E_2 > E_1$; $s > 1$) um einen u. U. noch erheblichen Betrag hinaufschnellt ($\sigma_{t,\,r=a} > \sigma'_{t,\,r=a}$).

So ist es im Falle der soeben untersuchten Ringscheibe von geringer Dicke (Tiefe), also im Falle des ebenen *Spannungs*zustandes; noch etwas ungünstiger liegen die Verhältnisse bei einem endlich langen ($\varepsilon_z = k = \text{const.} \neq 0$) oder unendlich langgestreckten ($\varepsilon_z = k = 0$) Rohr. Ohne auf die rechnerische Erfassung des bei diesem Varianten vorliegenden Spannungs- und Formänderungszustandes einzugehen — aus Raummangel muß hier auf die Abschnitte III und IV der in Fußnote[2] genannten Arbeit (WO 17) verwiesen werden —, soll hier nur das Ergebnis für diese beiden, soeben genannten Fälle mitgeteilt werden. Durch einen, dem schon oben angedeuteten ähnlichen Gedankengang gelangt man zu der bemerkenswerten Feststellung, welche besagt, daß die Spannungskomponenten σ_r und σ_t in genau derselben Form, wie wir sie bereits aus der Gleichungsgruppe (12) kennen, erhalten werden, mit dem einzigen Unterschied, daß die bisher maßgebende, als Faktor und Exponent auftretende Zahl s, gegeben durch den Wert (10), nunmehr jeweils durch den Ausdruck

$$t = \sqrt{\frac{m_1 m_3 - 1}{m_2 m_3 - 1}} \tag{16}$$

ersetzt werden muß.

Hingegen tritt, an Stelle des früher charakteristischen $\sigma_z = 0$, jetzt noch die Funktion

$$\sigma_r = \frac{1}{m_3}(\sigma_r + \sigma_t + k\,M) \tag{17}$$

auf, welche jene in der Längsrichtung des Zylinders wirkenden Spannungen festlegt, die nun ihrerseits die rein ebene Deformation der einzelnen Lamellen erzwingen.

Da für die in der Ingenieurpraxis vorliegenden Verhältnisse stets die Ungleichungen

$$t \geqq s \geqq 1 \tag{18}$$

bestehen, sieht man ohne weiteres ein, daß im Falle zylindrischer (beliebig langgestreckter) Konstruktionselemente, also beim Auftreten des ebenen *Formänderungs*zustandes, die Ungleichmäßigkeit der Spannungsverteilung noch markanter (wenn auch in einem praktisch kaum bemerkbaren Maße) zu Tage tritt, als bei dünner Ringscheibe, also im Falle des ebenen *Spannungs*zustandes.[9]

Die beigefügten Zahlentafeln II und III sollen über die bisher erhaltenen Ergebnisse einen zahlenmäßigen Überblick vermitteln. In der Zahlentafel II sind die für die polar- bzw. zylinderorthotrope Struktur maßgebenden Werte s und t zusammengestellt, wobei $n = \frac{E_e}{E_b} = 10$ angenommen wurde. [Bezüglich der

[9] Die Sonderfälle, bei denen in den Beziehungen (18) ausnahmsweise die Gleichheitszeichen in Wirksamkeit treten, werden in (WO 17) näher erläutert. Jedenfalls bleibt es ersichtlich, daß die Zahlen s bzw. t als ein Maß für die Abweichung von der isotropen Materialstruktur — dieser ist der Wert 1 zugeordnet — betrachtet werden können; sie werden also zu einer Art von Strukturkennzahlen.

zahlenmäßigen Erfassung von m_1, m_2, m_3 vergleiche man (WO 17)]. Ersichtlich ist, daß der Unterschied zwischen s und t *praktisch* belanglos ist (wenn auch, wie schon früher erwähnt, die *begriffliche* Auseinanderhaltung der Fälle unbedingt notwendig ist).

Zahlentafel II.

F_2 in %	λ_2	s	t
0	1,00	1,000	1,000
1	1,09	1,043	1,044
2	1,18	1,086	1,088
3	1,27	1,127	1,130
4	1,36	1,166	1,170
5	1,45	1,204	1,210
7	1,63	1,277	1,286
10	1,90	1,378	1,393

Wichtiger sind die in Zahlentafel III zusammengestellten funktionalen Zusammenhänge. Diese Übersicht ermöglicht einen Vergleich zwischen den Spannungswerten bei isotroper ($S' = \sigma'_t/p$) und bei der hier betrachteten orthotropen ($S = \sigma_t/p$) Struktur, wobei in den letzten Kolonnen noch jener Fall mitberücksichtigt wurde, zu dem wir anschließend sofort übergehen werden und der durch eine vollkommen gleichmäßige Verteilung der Umfangsspannungen $S'' = \sigma''_t/p = \frac{a}{b-a} = \frac{\alpha}{1-\alpha}$ über jeden Radialschnitt gekennzeichnet ist. Vorausgesetzt wurde, daß nur ein hydrostatischer Innendruck p allein auftritt, somit $q = 0$ ist.

Zahlentafel III.

s, t		1,00				1,20				1,50				G	
α	ρ	S'	D%	A%	U%	S	D%	A%	U%	S	D%	A%	U%	S''	U%
0,00	α	1,00	±0	+ ∞	∞	1,20	+ 20	+ ∞	∞	1,50	+ 50	+ ∞	∞	0,00	±0
	1	0,00		± 0		0,00	± 0	± 0		0,00	± 0	± 0			
0,25	α	1,13	±0	+ 239	300	1,29	+ 14	+ 287	351	1,55	+ 37	+ 365	435	0,33	±0
	1	0,13		− 61		0,12	− 8	− 64		0,10	− 23	− 70			
0,50	α	1,67	±0	+ 67	100	1,76	+ 5	+ 76	112	1,93	+ 16	+ 93	133	1,00	±0
	1	0,67		− 33		0,64	− 4	− 36		0,60	− 10	− 40			
0,75	α	3,57	+0	+ 19	33	3,62	+ 1	+ 21	36	3,69	+ 3	+ 23	39	3,00	±0
	1	2,57		− 14		2,56	− 1	− 15		2,53	− 2	− 16			
0,90	α	9,54	±0	+ 6	11	9,56	+ 0,2	+ 6	11	9,58	+ 0,4	+ 7	12	9,00	±0
	1	8,54		− 5		8,54	~ 0,0	− 5		8,51	− 0,4	− 5			
1,00	α	∞	±0	±0	0	∞	±0	±0	0	∞	±0	±0	0	∞	±0
	1														

Es wurden in der Zusammenstellung III für verschiedene Querschnittsgestaltungen ($\alpha = \frac{a}{b} = 0,\ ^1/_4,\ ^1/_2,\ ^3/_4,\ ^9/_{10},\ 1$) jeweils in dem oberen Feld die Spannungswerte am Innenrande ($\rho = \alpha$), im unteren jene an der Außenfaser ($\rho = 1$) eingetragen. In den Kolonnen D wurde die prozentuale Differenz gegenüber den nach *Lamé*, also für isotropen Materialaufbau, berechneten Werten notiert, hingegen in den Kolonnen A der positive (+) oder negative (—) prozentuale Ausschlag gegenüber dem Idealfall der vollkommen gleichförmigen Spannungsverteilung S″. Durch Summierung dieser beiderseits gerichteten Ausschläge A errechnet sich das Ungleichförmigkeitsmaß U, welches in den entsprechenden Kolonnen abzulesen ist und welches guten Aufschluß erteilt über den Grad der sehr ungünstigen Spannungsverteilung in allen dickwandigen Konstruktionen, wenn diese in der bisher stets üblichen Art ausgeführt werden. Ganz besonders kraß trifft diese unliebsame Erscheinung zum Vorschein, wenn die Wandstärke anwächst (d. h. wenn α abnimmt) und die Armierung stark gewählt wird (d. h. wenn s bzw. t groß werden).

Mit zunehmender Wanddicke und Bewehrungsstärke konzentriert sich der innere Kraftfluß in einer zusehends immer schmäler werdenden und dabei gleichzeitig um so mehr beanspruchten inneren Zone; die inneren Kräfte drängen sich also immer intensiver an die Innenkontur heran, wobei gleichzeitig die äußeren Querschnittspartien am Kraftspiel immer mehr unbeteiligt bleiben.

Im Grenzfalle sehr kräftiger (unnachgiebiger) Bewehrung $\left(\frac{E_2}{E_1} \longrightarrow \infty\right)$ müßte sogar schon die Innenfaser allein, allerdings dann über jedes endliche Maß hinaus beansprucht, die ganze statische Funktion, d. h. den Gesamtwiderstand, übernehmen.

Aus den Kolonnen D ersieht man, wie groß der Fehler ist, der begangen wird, wenn man orthotrope Verbundkonstruktionen nach den einfachen und in der Praxis bisher ausschließlich benützten *Lamé*'schen Formeln berechnet und dimensioniert. Bei Konstruktionen für besondere Zwecke, wie etwa bei den vom Verfasser beschriebenen Eisenbetonrohren für bergmännische Spülversatzbetriebe[10] (Betriebsdrücke von 20 und mehr Atmosphären), bei denen die Wandstärke groß und die Armierung überaus kräftig gehalten werden müssen, kann dieser Fehler u. U. 15, 20, 30 und mehr Prozent betragen. In solchen Fällen ist es nicht mehr zulässig, sich durch vereinfachte aber nicht mehr zutreffende Rechnungsannahmen irreführen zu lassen, zumal wenn dies, wie hier, auf *Kosten* der Bruch- und Riß*sicherheit* geschieht.

Der statische Wirkungsgrad η von bewehrten Rohrleitungen und verwandten Eisenbetonkonstruktionen ist somit noch merklich schlechter als jener von unbewehrten. Die Zahlen η werden durchweg noch kleiner als die Werte η', die in Zahlentafel I zusammengestellt wurden.

Die bisherigen Betrachtungen legen uns den Gedanken nahe, zu versuchen, derartige dickwandige Rohre und andere zylindrische, ähnlich beanspruchte Bauwerke zu konstruieren, die die mit der ungleichmäßigen Spannungsverteilung

[10] *W. Olszak:* Eisenbetonrohre für Spülversatzzwecke. Zement 1935, Nr. 14, 15, 16.

verbundenen Mängel (schlechte Ausnützung des Werkstoffes, erhöhte, von der Innenkante aus ausgehende Riß- und Bruchgefahr, nicht zu rechtfertigende Baustoffvergeudung usw.) restlos auszuschalten gestatten würden.

In der Tat ist es durch ein einfaches Verfahren möglich, der Verbundkonstruktion von vornherein ein derartiges elastisches Verhalten aufzuzwängen, daß man das soeben gesteckte Ziel in praktisch vollkommener Weise erreicht und somit der bisherigen Ausführung von dickwandigen Konstruktionen eine neuartige, in jeder Beziehung überlegene, verbesserte Herstellungsart gegenüberzustellen in der Lage ist.

Im ersten Augenblick könnte man sich geneigt fühlen, der Verdichtung des Kraftflusses längs der Innenkontur mit der Armierung zu folgen. Dies wäre aber gänzlich verfehlt und falsch. Es ist zwar richtig, daß die Erhöhung der Spannungsspitze am Innenrande mit gleichzeitiger Entlastung der äußeren Partien des dickwandigen Rohres, somit die Steilerstellung der gesamten Verteilungslinie der Umfangsspannungen, eine Verschiebung des Schwerpunktes der Spannungsfläche nach innen zu bewirkt, die ja — wie wir schon andeuten konnten — besonders dann scharf hervortreten kann, wenn eine besonders kräftig armierte, ausgesprochen dickwandige Konstruktion vorliegt.

Aber dieser ungünstigen Spannungsverlagerung durch Änderung der gleichförmigen Verteilung der Umfangsarmierung in dem Sinne begegnen zu wollen, daß man ihre Verdichtung in der Innenzone des ringförmigen Querschnittes herbeiführt, so etwa, daß der Schwerpunkt der Stahleinlagen mit dem Schwerpunkt der Spannungsfläche zur Deckung gelangen würde, hieße, nur noch eine um so stärkere Kraftkonzentration in der Rohr*innen*zone und eine noch weitere Steigerung der ohnehin schon störenden Spannungsspitze herbeiführen, da ja alle statisch unbestimmten Systeme stets so arbeiten, daß ihre „stärkeren", d. h. weniger nachgiebigen Partien sich stärker am inneren Kraftfluß beteiligen.

Diese Erkenntnis führt uns zu einem anderen Vorgehen, zu einer gerade entgegengesetzten Anordnung: durch Verdichtung der Stahlarmierung nach *außen* hin, also durch stetige Erhöhung des Elastizitätsmoduls E_2 in der äußeren Querschnittszone, wollen wir die letztere zur verstärkten Kraftübertragung derart gewinnen, daß — im Idealfalle — jede Rohrfaser gleichmäßig beansprucht, also etwa bei hydrostatischem Innendruck p, gleichmäßig gezogen wird.

Wir kehren also die sonst übliche Aufgabenstellung gerade um: bisher haben wir stets zu bereits bekannten, im voraus gegebenen elastischen Eigenschaften des Verbundkörpers die zugehörigen statischen Werte, seinen Spannungs- und Formänderungszustand, gesucht. Jetzt schreiben wir einen bestimmten Spannungszustand a priori vor und wollen jene vorläufig noch unbekannten elastischen Eigenschaften feststellen, die mit dieser verlangten, vorgeschriebenen Spannungsverteilung verträglich sind.

Bei Eisenbetonkonstruktionen ist es verhältnismäßig leicht, die elastischen Eigenschaften des Verbundkörpers wunschgemäß zu variieren: man arbeitet ja mit zwei voneinander im elastischen Sinne stark abweichenden Strukturkomponenten, dem Beton und dem Stahl. Durch entsprechende gegenseitige Abstimmung der wirkenden Querschnitte gelangt man in einfacher Weise zu dem erstrebten Ziel, der verbesserten Herstellungsart von Verbundkonstruktionen.

Auch hier ist es nicht möglich, in die Einzelheiten der Rechnung einzugehen,

zumal sich hier mehrere Wege ergeben, die zum Ziele führen. Es kommt nämlich bei der Lösung des Problems weniger auf die absoluten Elastizitätswerte an, als vielmehr auf ihr gegenseitiges Verhältnis, also auf die *veränderliche* Gestaltung von $\frac{E_2}{E_1}$. Hierin kann man aber entweder, bei fixem E_1, den Wert E_2 veränderlich gestalten, oder das gewünschte gegenseitige Verhältnis durch Beeinflussung von E_1 bei festgehaltenem E_2 erreichen, schließlich aber auch noch beide Werte entsprechend gegenseitig verändern. Der bisher erläuterte Fall der (homogenen) Polar- bzw. Zylinderorthotropie wird also jetzt durch eine ebenfalls krummlinige, jedoch ortsveränderliche, also inhomogene Orthotropie ersetzt werden müssen.

Genauer soll darüber in einer bereits fertig vorliegenden, in Kürze zu veröffentlichenden Arbeit berichtet werden, auf die hier weiterhin mancherorts unter Benützung der Abkürzung (WO 20)[11] verwiesen wird. Hier soll nur das Ergebnis für den einfachsten und auch praktisch ohne Schwierigkeit durchführbaren Fall mitgeteilt werden, wonach durch entsprechende Verdichtung der Umfangsarmierung nach außen hin, bei unveränderlich festgehaltenem $E_1 = E_b$, der erwünschte Effekt erreicht wird.

Ausgehend von der nunmehr grundgelegten Forderung nach einer vollkommen ausgeglichenen Verteilung der Umfangsspannungen längs jedes Radialschnittes setzen wir

$$\sigma''_t = \frac{d}{dr}[r \cdot \sigma''_r] = \text{const.} = C = \frac{ap - bq}{b - a}. \tag{19}$$

Daraus erhält man durch einmalige Integration den Verlauf der zugehörigen Radialspannungen

$$\sigma''_r = C + \frac{D}{r}, \tag{20}$$

wobei die Integrationskonstante D den Randbedingungen (11) angepaßt wird. Mit

$$D = ab\,\frac{q - p}{b - a} \tag{21}$$

genügen wir der Vorschrift (11) an beiden Rändern. Nunmehr betrachten wir den Zusammenhang zwischen Spannungs- und Formänderungszustand. Gehen wir, der Einfachheit halber, zunächst auf den Fall der Ringscheibe von geringer Dicke (Tiefe) ein (also auf den Fall des ebenen *Spannungs*zustandes), so können wir die Gleichungsgruppe (6) auch hier als vollauf gültig übernehmen, vorausgesetzt, daß wir darin E_2 nicht mehr als Festwert, sondern als eine Funktion des Radiusvektors, $E_2 = E_2(r)$, behandeln.

Wenn wir weiterhin auch wieder die erste der Beziehungen (3) benützen — eine Annahme übrigens, die für die früher behandelten Fälle der Polar- bzw. Zylinderorthotropie *streng* erfüllt ist, deren Gültigkeit hier aber noch nachzuprüfen wäre, die aber mittlerweile auch für die jetzt untersuchten Aufgaben als hinreichend zutreffend und somit als zulässig erachtet werden kann —, dann steht nichts mehr im Wege, die vorläufig noch unbekannte und noch gesuchte Funktion E_2 zu ermitteln.

[11] Inzwischen erschienen in der polnischen Fachzeitschrift „Czasopismo Techniczne" 1937, Nr. 1, 2, 3, 4, 5, 6. (Anmerkung bei der Korrektur.)

Das Ergebnis lautet einfach:

$$E_2 = E_b \cdot \lambda''_P, \tag{22}$$

worin

$$\lambda''_P = \frac{\rho}{A_P + \rho + \frac{1}{b}\frac{D}{C}\ln\rho}. \tag{23}$$

Wird hingegen ein (unendlich) langes Rohr betrachtet, somit der ebene *Formänderungs*zustand der Untersuchung zugrunde gelegt, dann lautet die Lösung

$$E_2 = E_b \cdot \lambda''_R, \tag{24}$$

worin

$$\lambda''_R = \frac{\rho}{A_R + \rho + \frac{1}{b}\frac{D}{C}\left(1 - \frac{1}{m_1 m_3}\right)\ln\rho}. \tag{25}$$

Die Werte A_P und A_R werden darin, um die Aufnahme eines unbequemen unendlichen Doppelreihenausdruckes vermeiden zu können, durch die folgenden, sehr gut zutreffenden [vgl. (WO 20)] Näherungsausdrücke festgelegt:

$$A_P = -\frac{(n-1)F''_2}{100 + (n-1)F''_2}\,\frac{1+\alpha}{2} - \frac{1}{b}\frac{D}{C}\ln\frac{1+\alpha}{2}, \tag{26}$$

$$A_R = -\frac{(n-1)F''_2}{100 + (n-1)F''_2}\,\frac{1+\alpha}{2} - \frac{1}{b}\frac{D}{C}\left(1 - \frac{1}{m_1 m_3}\right)\ln\frac{1+\alpha}{2}. \tag{27}$$

Die veränderliche Ringbewehrung f''_2 muß betragen

$$f''_2 = \frac{100}{n-1}(\lambda'' - 1) \tag{28}$$

worin λ'', nach Maßgabe der Problemstellung, den Wert (23) oder (25) annimmt. Es muß selbstverständlich stets gelten

$$\frac{1}{b-a}\int_a^b f''_2 \cdot dr = F''_2. \tag{29}$$

Natürlich kann die Funktion $E_2 = E_b \cdot \lambda''$ praktisch nicht kleiner werden als E_b (also λ'' nicht kleiner als Eins), denn wir haben es nur in der Hand, den Elastizitätsmodul des Verbundkörpers, durch entsprechende Stahlverstärkungen, im Vergleich zu E_b zu *vergrößern*, also die Verbundkonstruktion zu „verdichten", nicht aber das Materialgefüge „aufzulockern"; damit wird dem Verfahren auch eine gewisse praktische Grenze gesetzt, die, um hier eine Orientierung zu ermöglichen, mit etwa $\alpha = \frac{a}{b} \geqq (0{,}6$ bis $0{,}8)$ (je nach der Bewehrung F_2'') festgelegt wird. Aber noch dickwandigere Konstruktionen, als sie die soeben genannte Ungleichung festlegt, deren Mantelstärke also größer wäre als (0,4 bis 0,2) b, sind in der Praxis ziemlich selten; außerdem kann dann nötigenfalls noch immer zu dem allerdings schwierigeren Mittel der Veränderung von

E_1 gegriffen werden, so daß wir schließlich zu der Überzeugung gelangen, daß in allen praktisch vorkommenden Fällen wohl stets der günstige gleichmäßige Spannungsausgleich herbeigeführt werden kann.

Als *Beispiel* sei hier angeführt ein Druckrohr von der Gestalt $\alpha = \frac{a}{b} = 0{,}6$, welches durch das einfache Mittel einer entsprechenden Verteilung der Umfangsarmierung im verlangten Sinne beeinflußt werden kann.

Es ergibt sich

$$E_2 \cong \frac{\rho}{0{,}510 + \rho - \ln \rho},$$

$$f''_2 \cong \frac{100}{n-1}\left(\frac{\rho}{0{,}510 + \rho - \ln \rho} - 1\right).$$

Es ist dies, wie Fig. 3 zeigt, ein fast geradliniger Zuwachs von E_2, welches an der Innenkante den Wert $E_{2,\,r=a} \cong E_b$ annimmt, und seinen Größtwert an der Außenfaser erreicht, $E_{2,\,r=b} = 2{,}04\ E_b$. Die f''_2-Linie verläuft ebenfalls fast geradlinig mit den Werten $f''_{2,\,r=a} = 0$ und $f''_{2,\,r=b} = 7{,}4\ \%$ (wenn $n = 15$

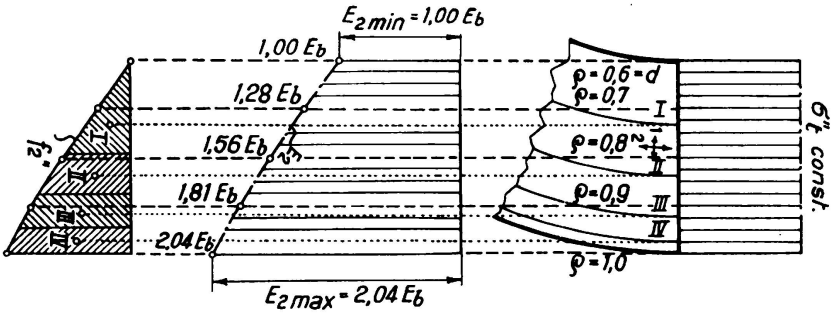


Fig. 3.

Die gleichmäßig verteilten Tangentialspannungen $\sigma''_t = \text{const.}$ werden erzwungen durch entsprechende Veränderung des Umfangsmoduls E_2. Daraus ergibt sich das Armierungsdiagramm f''_2, aus welchem die Lage der Bewehrungsringe I, II, III, IV ermittelt wird.

gesetzt wird). Die Schwerpunktslage des f''_2-Diagramms teilt also die Wandstärke fast genau in drei gleiche Teile; der Schwerpunkt der Armierung muß also in einer Entfernung von $^2/_3 d = {}^2/_3\,(b-a)$ von der Innenkante entfernt liegen.

Die Verteilung der Stahlarmierung wird zweckmäßig in einer ähnlichen Art vorgenommen, die uns von der Aufteilung der Schubbewehrung bei Eisenbetonbalken aus dem Schubkraftdiagramm her bekannt ist. Zweckmäßig wird man möglichst viele und dünne Einlagen wählen, um so eine möglichst stetige Verbundwirkung zu erreichen. Die Bewehrungsringe selbst werden dann in die Schwerpunkte der in entsprechende Teilfelder aufgeteilten f''_2-Fläche verlegt, wie dies aus Fig. 3 für 4 Einlagen gleichen Durchmessers ersichtlich ist. Näheres über den günstigsten *Gesamt*bewehrungssatz F''_2 (29) ist in (WO 20) zu finden.

Nun kann man noch einen Schritt weitergehen. Bekanntlich ist die zulässige Spannung des Verbundkörpers u. a. von dem Bewehrungssatz abhängig; dieser nimmt aber bei der hier von mir vorgeschlagenen verbesserten Lösung nach außen hin zu. Somit kann man auch gestatten, daß die zulässige Spannung nach außen zu in einem gewissen, dem Bewehrungsgrad entsprechenden Maße zunimmt. Der Fall ist ganz analog wie der soeben betrachtete zu behandeln, nur muß die Grundgleichung (19) durch die nunmehr maßgebende

$$\sigma_t''' = \sigma_{b\,zul}\left[1 + n\frac{f_2'''}{100}\right] = \sigma_{b\,zul}\frac{1}{n-1}\left[n\frac{E_2}{E_1} - 1\right], \tag{30}$$

wobei

$$E_2 = E_b \cdot \lambda''', \qquad f_2''' = \frac{100}{n-1}(\lambda''' - 1),$$

ersetzt werden.

Bei diesem Sonderproblem wollen wir uns indessen nicht länger aufhalten. Wichtiger ist — im Gegensatz zu den bisher behandelten Fällen der Einhaltung von zulässigen Spannungen — die Forderung, daß das Maß der *Anstrengung* der Konstruktion in jedem Punkt das gleiche bleibe, d. h. daß das dickwandige Bauwerk in jedem beliebigen Punkte gegenüber Bruch und Riß denselben Sicherheitsgrad aufweise. Dies wird aber weder durch die Forderung (19), noch durch die zugeschärfte Bedingung (30) erreicht, sondern man muß in diesem Falle von einer bestimmten Anstrengungshypothese ausgehen.

Als solche kommen hier in Frage, entweder die *Guest-Mohr*'sche Schubspannungshypothese oder die *Huber*'sche Gestaltänderungsenergiehypothese. Dann tritt an Stelle von (19) bzw. (30) die Forderung, daß die entsprechenden „reduzierten" Spannungen unveränderliche Werte annehmen müssen:

$$\sigma_{red}'''' = \sigma_t'''' - \sigma_r'''' = \text{const}, \tag{31}$$

bzw.

$$\sigma_{red}'''' = \sqrt{(\sigma_r'''')^2 + (\sigma_t'''')^2 + (\sigma_z'''')^2 - \sigma_r''''\,\sigma_t'''' - \sigma_t''''\,\sigma_z'''' - \sigma_z''''\,\sigma_r''''} = \text{const}. \tag{32}$$

Damit wird aber eine in jeder Beziehung statisch (Bruchsicherheit), betriebstechnisch (Rissefreiheit), wirtschaftlich (Baustoffersparnis)[12] ideale Lösung erreicht. Wie in diesen Fällen das Gesetz $\lambda'''' = \frac{E_2}{E_1}$ lautet und wie hier die Armierung zu verteilen ist (Funktion f_2''''), kann im Rahmen dieses Beitrages aus Raummangel nicht mehr mitgeteilt werden und bleibt einer getrennten Veröffentlichung vorbehalten.

Der statische Wirkungsgrad η'' beträgt — im Gegensatz zu den kärglichen Zahlen η und η' — bei den verbesserten Konstruktionen laut obigem Vorschlag stets durchweg $\eta'' = 1 = 100\,\%$, ganz unabhängig von der Wanddicke, womit auch die in Fußnote 11 angedeutete gewaltige Baustoffersparnis ohne weiteres einleuchtend erscheint.

---

[12] Vergleichsweise ist bei dickwandigen Leitungen der bisherigen, altherkömmlichen Bauweise der Materialaufwand um 20, 50, 100 und mehr Prozent (je nach dem Dimensionsverhältnis α und dem Bewehrungssatz F_2) größer als der Verbrauch an Baustoff bei der verbesserten Ausführung [vgl. (WO 19)].

VI 7

Anwendung der Vorspannungen auf Staumauern.

Utilisation des précontraintes dans les barrages.

The Application of Pre-Stressing in Dams.

M. Coyne,
Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées, Paris.

Wir haben in dem 1. Band der Abhandlungen der I.V.B.H. auf verschiedene Konstruktionsmöglichkeiten für die Verstärkung alter Staumauern hingewiesen und über Arbeiten berichtet, die in Algerien auf unsere Anregung hin geplant waren. (Verstärkung der Staumauer von Cheurfas.) Waren es damals erst Vorversuche, so haben seitdem die Arbeiten zu einem vollen Erfolg geführt, so daß sie verdienen, vor dem Kongreß erwähnt zu werden.

Die am Oued Mékerra 20 km oberhalb von St. Denis am Sig (Département Oran, Algerien) gelegene Talsperre der Grands Cheurfas wurde in den Jahren

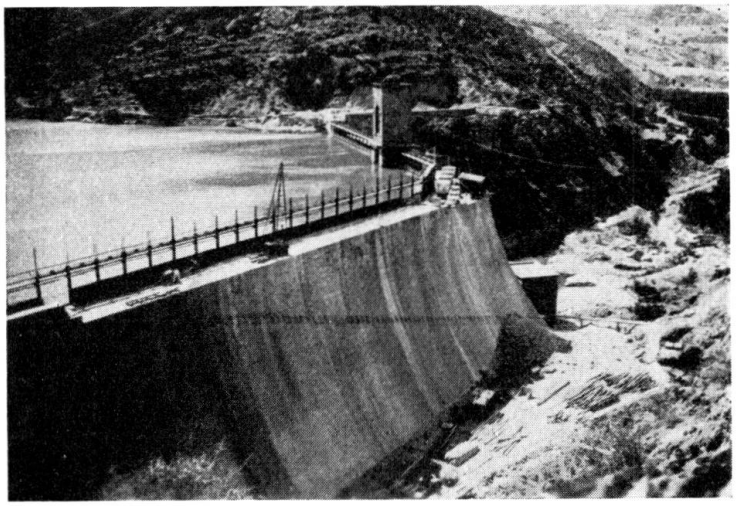


Fig. 1.
Cheurfas-Staumauer.

1880—1882 erbaut für die Bewässerung der fruchtbaren Ebene am Sig (so heißt der Mékerra im unteren Teil seines Laufes). Sie ist eine Schwergewichtsmauer aus Bruchsteinmauerwerk und mißt an ihrer höchsten Stelle 30 m (Fig. 1).

Sie gehört zu denjenigen französischen Schwergewichtsstaumauern, die im Laufe des vorigen Jahrhunderts erbaut worden sind, und deren Sicherheitsgrad zuweilen sehr klein ist. Mehrere von ihnen sind gebrochen, z. B. Bouzey, und ferner, näher bei uns, die Staumauer des Oued Fergoua und des Habra. Ver-

anlaßt durch diesen letzten Einsturz hat das Gouvernement Général d'Algérie die Verstärkung der Staumauer Cheurfas beschlossen.

Das angewandte Verfahren besteht darin, die Staumauer mittels Zuganker, die wie große Schrauben oder Zugbohrer wirken, im Untergrund zu verankern. Wenn man sich zwischen Punkt A des Untergrundes und Punkt B der Krone der Staumauer eine derartige in Spannung gesetzte Zuganker denkt (Fig. 2),

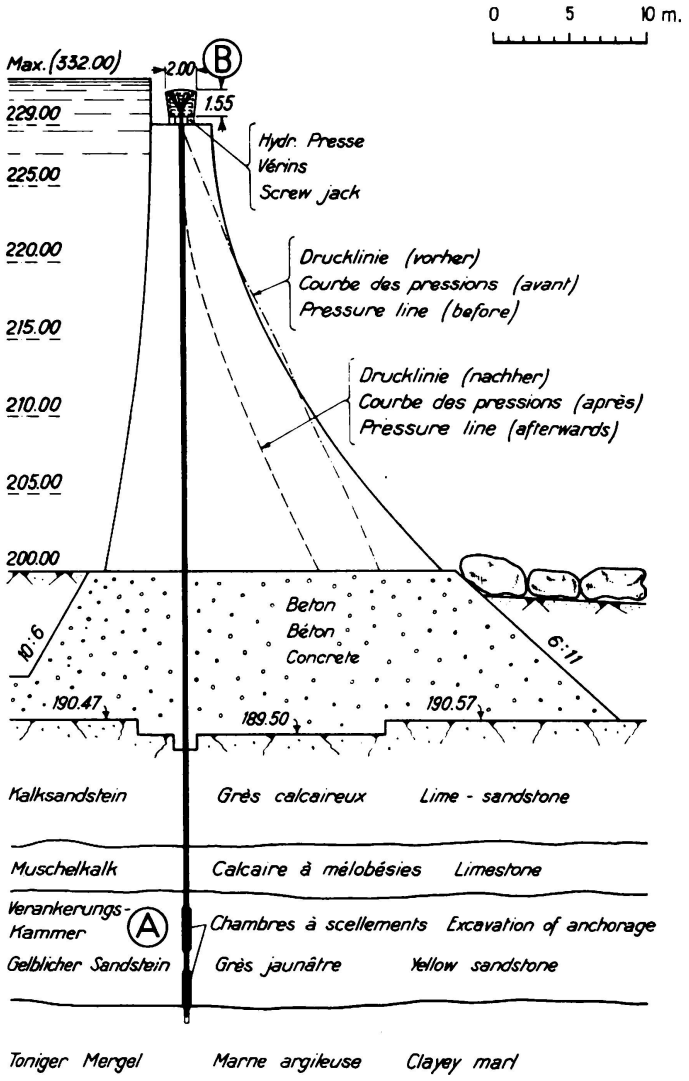


Fig. 2.

Wirkung der gespannten Zuganker. Änderung der Drucklinie.

kann man, indem man die Stärke und Anzahl der Zuganker verändert, die Lage der Resultierenden beliebig beeinflussen und dadurch den für die Staumauer erforderlichen Sicherheitsgrad wieder herstellen und sie gegebenenfalls erhöhen (die vorgesehene Erhöhung bei Cheurfas beträgt 3 m). Es handelt sich hier augenscheinlich nur um die Anwendung eines sehr einfachen, in der Praxis sehr gebräuchlichen Gedankens. Das Neue liegt hier in der Größenordnung der Kräfte. Jeder Zuganker übt auf die Krone der Staumauer eine Kraft von 1000 t aus und bei 37 Zuganker stellt man so für die Staumauer ein künstliches

Gegengewicht her, das einem Drittel des Gewichts der Konstruktion und der Hälfte des Wasserdruckes entspricht. Man vermag so die Resultierende nach Belieben zu verlagern und dadurch die Sicherheit wesentlich zu erhöhen.

Selbstverständlich ist die Durchführung der Arbeiten sehr langwierig und schwierig gewesen, umsomehr, als der Untergrund der Staumauer nicht besonders günstig war. Er besteht aus leichtem Sandstein, mit Kalk und Mergeleinschlüssen und sogar aus Triebsand.

Vertikale Löcher von 25 cm Durchmesser und 50 m Tiefe sind durch die Staumauer bis zum Untergrund gebohrt worden. Im unteren Teil verbreitern sie

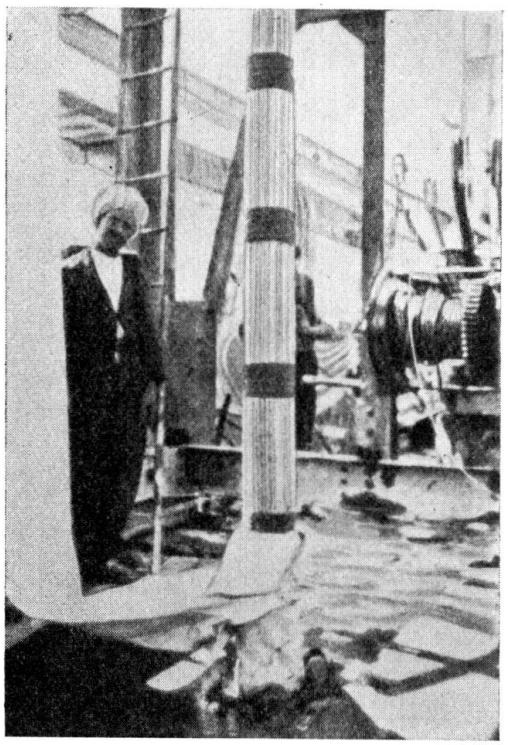


Fig. 3.
Versetzen der Zuganker von 1000 t.

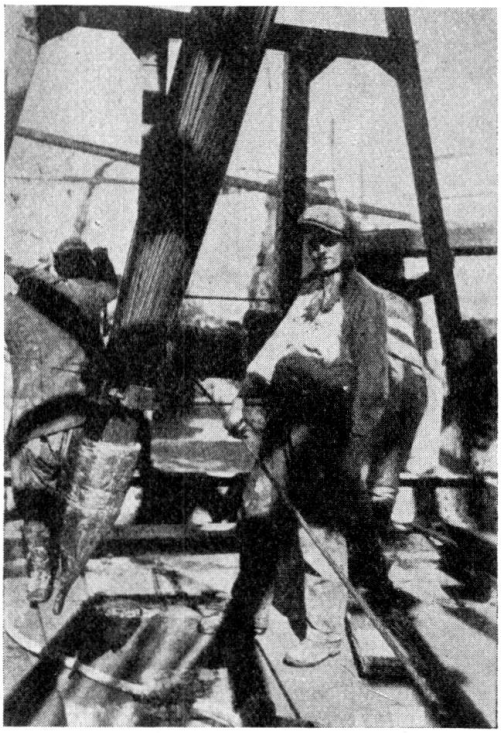


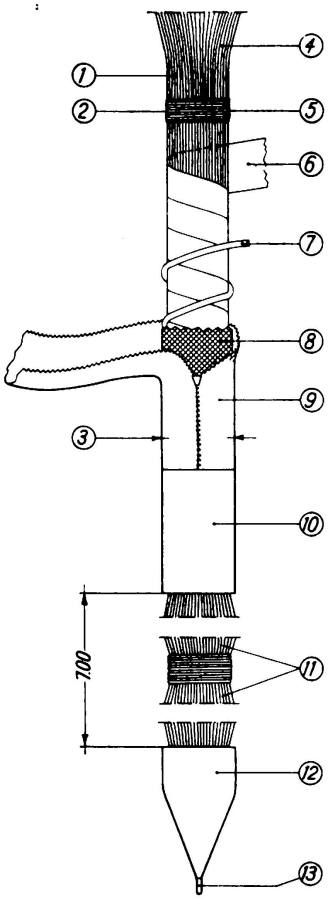
Fig. 4.
Zuganker von 1000 t.

sich in zwei übereinanderliegenden Verankerungskammern von 3 m Länge und 38 cm Durchmesser. In jedes Loch wird ein Kabel aus 630 parallelen Stahldrähten von 5 mm Durchmesser eingeführt (Fig. 3). Diese Drähte sind bis auf die untersten Meter in ihrer ganzen Länge zusammengebunden (Fig. 4). Sobald sie in die Verankerungskammern gelangt sind, verzweigen sie sich unter der Eigengewichtsbelastung des Kabels. Mit einem zur gleichen Zeit wie das Kabel heruntergelassenen Rohr werden die Verankerungskammern mit Zement ausgepreßt. Um zu vermeiden, daß das Kabel auf seiner ganzen Länge festhaftet, wird es über den Verankerungsräumen mit einer besonderen bituminösen Masse umgeben, die zwischen zwei Stoffumhüllungen eingeführt wird (Fig. 5). Es bleibt also, außer an der Stelle der Verankerung, gegenüber dem Mauerwerk vollkommen beweglich.

Auf der Staumauer verteilen sich die Drähte in einem Querhaupt aus Eisenbeton, das durch Schraubenwinden, die auf der Krone abgestützt sind, angehoben

werden kann. Hierdurch kann das Kabel gespannt werden (Fig. 6 und 7). Die Spannung des Stahls beträgt 8000 kg/cm² und ist damit sechs- bis siebenmal so groß als die zugelassene Spannung im Eisenbeton.

Alle ausgeführten Verankerungen dieser Art sind sofort gelungen trotz der (ungünstigen) Beschaffenheit des Bodens. Sie haben im Laufe der Zeit nur einige Hundertstel ihrer Anfangsspannung verloren. Die leicht zu überwachende Spannung des Kabels kann übrigens durch Anziehen der Schraubenwinden wieder auf die ursprüngliche Höhe gebracht werden.



(1) 630 galvanisierte Stahldrähte von 5 mm.

(2) Durchmesser des gebundenen Kabels: 15 cm.

(3) Mittlerer Durchmesser des fertigen Kabels: 20 cm.

(4) Flint-Kot-Anstrich.

(5) Bindung alle 50 cm.

(6) Segeltuch mit Flint-Kot-Tränkung.

(7) Aloe-Seil.

(8) Plastische Schicht (Gemenge von Fett und Bitumen).

(9) Segeltuchhülle mit Reißverschluß.

(10) Mörtelmantel zur Einbetonierung der Drähte und der Tuchhüllen.

(11) Entblößte Drähte zum Einzementen.

(12) Spitze aus Weißmetall-Guß.

(13) Injektierungsrohr.

Fig. 5.

Schema der Herstellung eines Verankerungskabels.

Die Anwendung dieses Verfahrens hat eine Einsparung von 10 Millionen Francs gebracht (Fig. 8). Die Herren *Vergniaud,* Ingénieur en chef des Ponts et Chaussées, und *Drouhin,* Ingénieur des Ponts et Chaussées, unter Zusammenarbeit mit der Fa. Rodio haben die Ausführung übernommen.

Das Verfahren besitzt zahlreiche Anwendungsmöglichkeiten. Um den Leuchtturm von La Jument d'Ouessant zu verankern (Fig. 9), und um ihn gegen die großen Sturmfluten, die in dieser Gegend von ungewöhnlicher Heftigkeit sind, zu sichern, hat man ihn mittels eines halben Dutzend Zuganker von 1500 t Spannkraft im Boden verankert. Vor allem für Neuausführungen ist dieses Verfahren sehr wirksam und wirtschaftlich.

Der Schub von Bogenbrücken oder die Ankerkräfte der Kabel von Hänge-

brücken können auf diese Art und Weise sehr einfach aufgenommen werden, ohne daß es notwendig ist, große kostspielige und raumbehindernde Widerlager herzustellen.

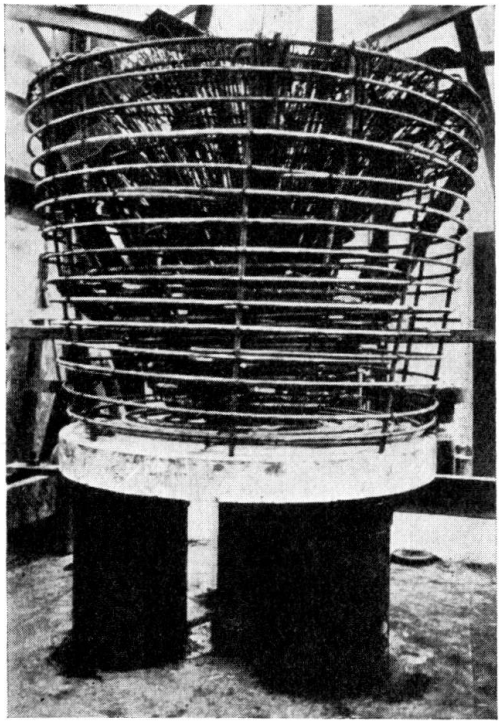


Fig. 6.
Armierung eines Zuganker-Kopfes.

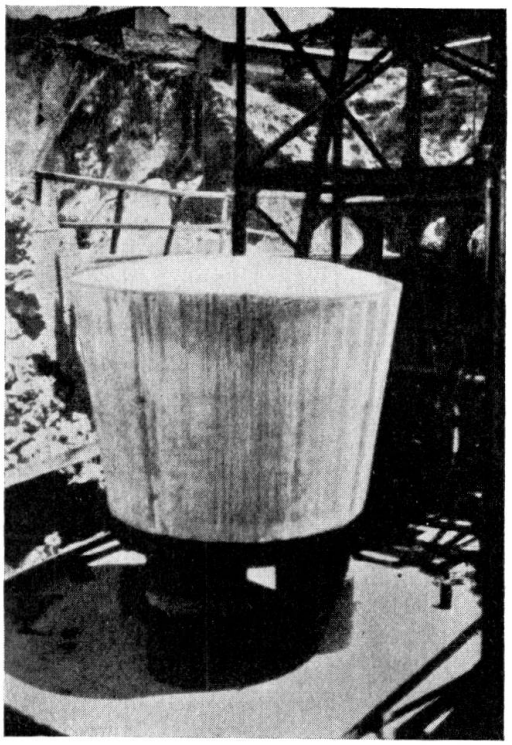


Fig. 7.
Betonierter Zuganker-Kopf auf drei hydraulischen Pressen ruhend.

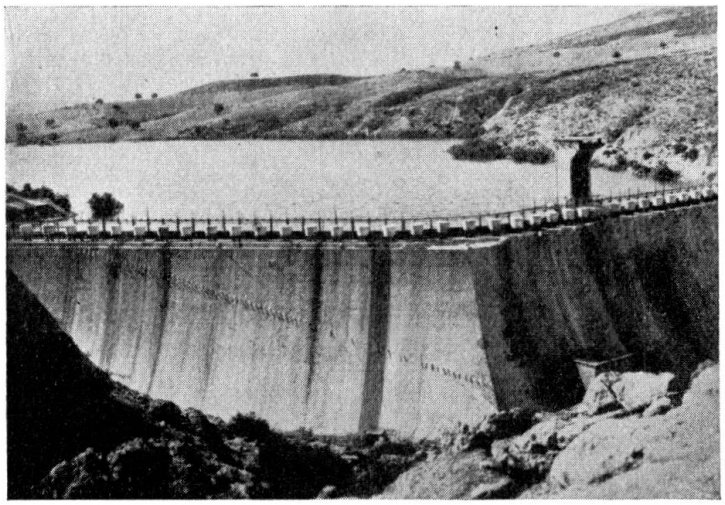


Fig. 8.
Cheurfas-Staumauer nach der Verstärkung. Auf der Mauerkrone sind die Köpfe der 37 Zuganker von 1000 t erkennbar.

Oft zwingt Raummangel zur Anwendung dieses Verfahrens, z. B. bei gewissen Widerlagern von Gewölbestaumauern oder für Wasserleitungen im beengten

Gelände, falls es möglich ist, die Verankerung im Boden sicher auszuführen. Ein solcher Fall liegt auch bei dem äußersten rechten Ufer des Widerlagers der Staumauer von Marèges vor, das auf einer schmalen Granitbank gegründet ist. Die Bodenbeschaffenheit wird es in den meisten Fällen erlauben, auf die Vorsichtsmaßregeln zu verzichten, die man bei der ersten Anwendung in Cheurfas in dem schwierigen Boden für notwendig gehalten hat. Es ist unnötig, die Löcher am Grunde zu verbreitern und die Kabel mit einer Bitumenmasse zu umkleiden. Das Kabel wird ohne besondere Vorbereitung in ein nicht erweitertes Loch eingeführt, dessen unterer Teil wie bei einer gewöhnlichen Verankerung mit einer

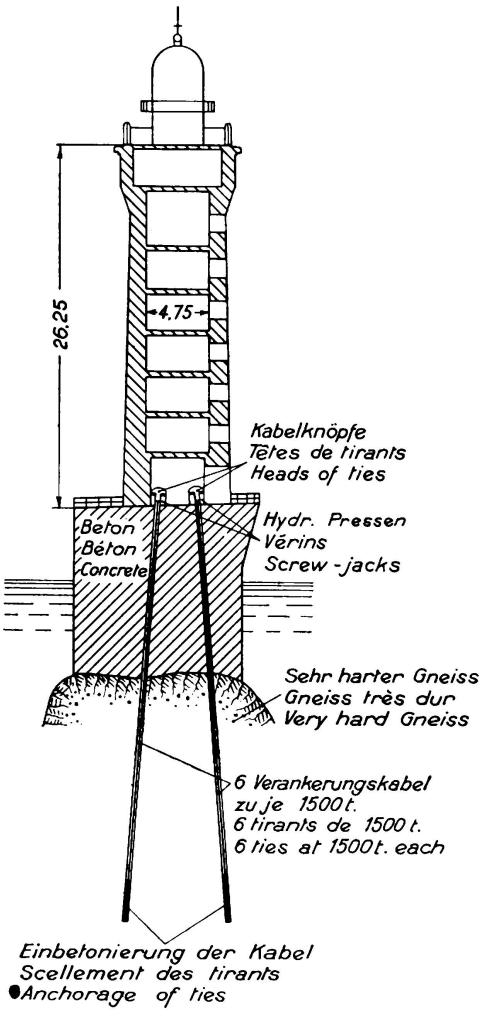


Fig. 9.

Schnitt durch den Leuchtturm von Jument d'Ouessant, mit den Zugankern.

genau bestimmten Menge Zementmilch ausgefüllt wird. Nach dem Anspannen des Kabels füllt man das Loch von oben bis unten mit Zement an. Schließlich vereinfacht die Anwendung von Kabeln, die schon vorher in der Fabrik hergestellt wurden, die Handhabung auf dem Bauplatz und führt zu einer beachtlichen Senkung des Selbstkostenpreises (Fig. 10—15).

Man verfügt so über ein wirksames, genaues und sparsames Verfahren, um

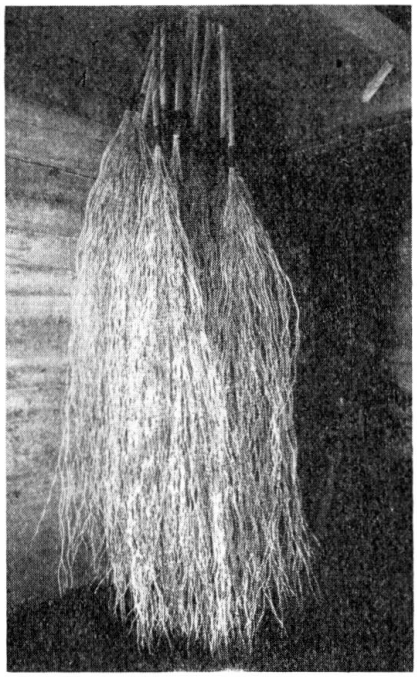


Fig. 10.

Marèges-Staumauer. Verankerung des Gewichtswiderlagers. Auflösen des unteren Ende des Zugankers.

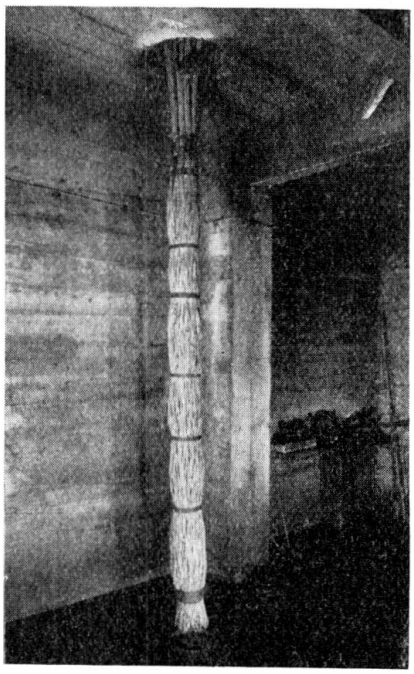


Fig. 11.

Marèges-Staumauer. Verankerung des Gewichtswiderlagers. Das untere Ende des Zugankers ist gebunden zwecks Einführung in die Bohrung. Einzig die unterste Bindung wird beibehalten.

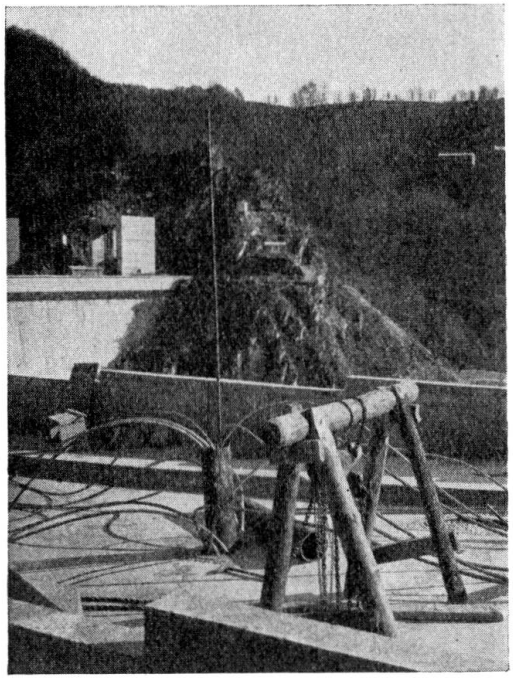


Fig. 12.

Marèges-Staumauer. Verankerung des Gewichtswiderlagers. Herstellung des Zugankers auf der Mauerkrone. Man sieht das Injektionsrohr zur Einzementierung des untersten Endes des Zugankers.

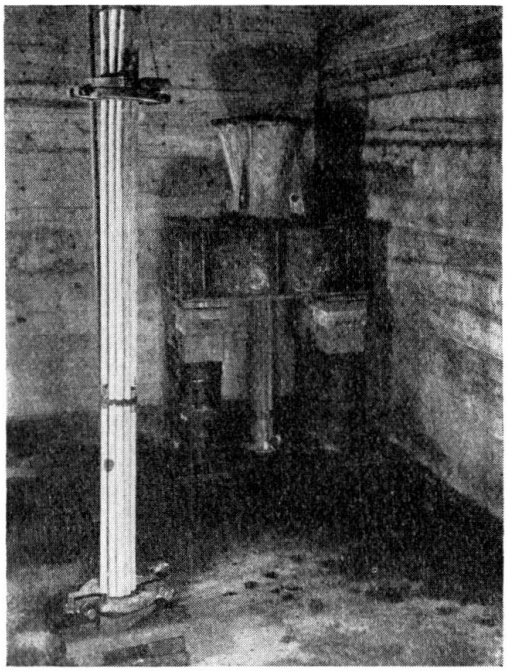


Fig. 13.

Marèges-Staumauer. Verankerung des Gewichtswiderlagers. Im Vordergrund erkennt man den Schaft eines Zugankers, gebildet aus 15 Kabeln, im Hintergrund einen Zuganker-Kopf nach dem Anziehen der Anker; er ruht noch auf den 6 hydraulischen Pressen.

in den Mauern gewisse künstliche elastische Spannungszustände zu erzeugen, oder sogar ihr statisches Gleichgewicht grundlegend zu verändern. Man kann dieses Verfahren also als eine grundlegende Umwälzung für die meisten gebräuchlichen Konstruktionsformen, die waagerechten Kräften widerstehen sollen, betrachten.

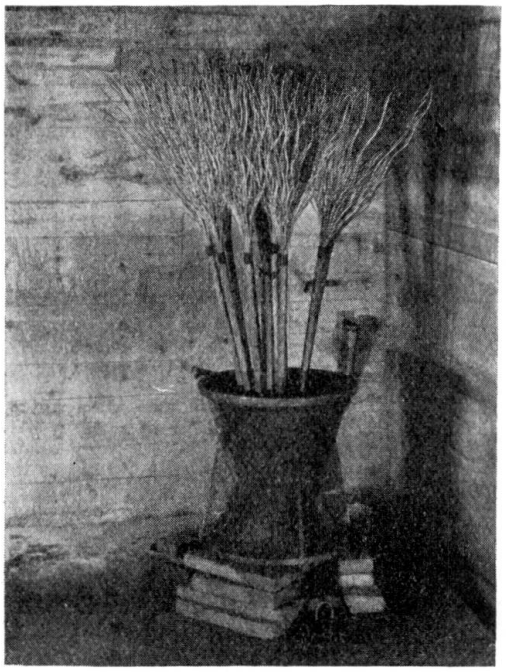


Fig. 14.

Marèges-Staumauer. Verankerung des Gewichtswiderlagers. Ankerkopf vor dem Vergießen.

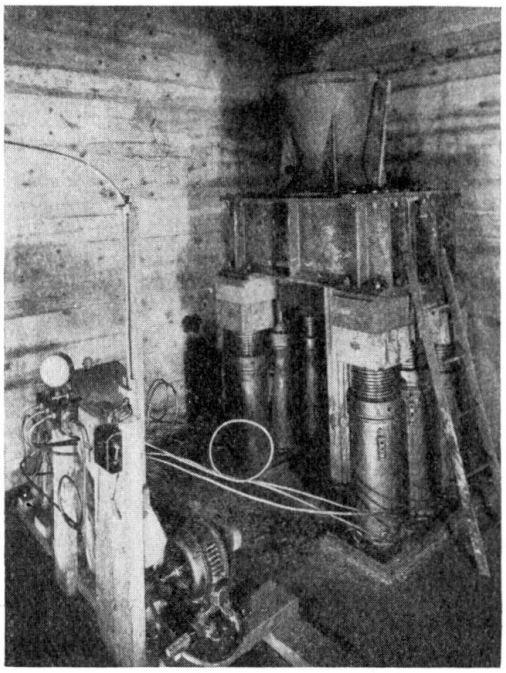


Fig. 15.

Marèges-Staumauer. Verankerung des Gewichtswiderlagers. Anziehen eines Zugankers mit Hilfe von 6 hydraulischen Pressen.

VI 8

Beton im Wasserbau.

Le béton dans les constructions hydrauliques.

Concrete in hydraulic constructions.

Dipl. Ing. J. Killer,
Baden (Schweiz).

Bei der Konstruktion von Betonbauwerken im Wasserbau ist grundsätzlich anders vorzugehen als bei der Dimensionierung von Betonbauten im Hochbau. Während im Hochbau die Konstruktionen zum größten Teil vor äußeren Einflüssen geschützt sind und deshalb zur Querschnittsbestimmung allein die statischen Erfordernisse maßgebend sind, spielen beim Beton im Tiefbau die äußeren Einflüsse eine eben so große Rolle wie die statische Durchbildung des Bauwerks. Neben den Einflüssen des aggressiven Wassers ist darauf zu achten, daß der Beton rißsicher bleibt. Aus diesem Grunde können die in den Vorschriften enthaltenen zulässigen Spannungen nicht voll ausgenützt werden. Es empfiehlt sich überhaupt im Tiefbau wie im Wasserbau, die Betonbauten massig auszubilden, im Gegensatz zum Hochbau, wo die höchstzulässigen Spannungen und die neuesten Konstruktionsprinzipien ausgenützt werden sollen. Im Tiefbau soll das Prinzip der Masse vorherrschen. Da jedes Wasser, hauptsächlich aber kalkarmes, den Beton angreift, so bietet eine stärkere Konstruktion dem aggressiven Wasser länger Widerstand als ein leichter, dafür aber stark armierter Bauteil. Es ist deshalb von Vorteil, mehr Beton, dafür weniger Eisen zu verwenden. Im Wasserbau ist der Beton vielfach vom Wasser durchtränkt, das ihn mit der Zeit bei schlechter Verarbeitung zermürben kann. Der Beton muß daher möglichst kompakt hergestellt werden. Besonders gefährlich sind aber auch die Frosteinwirkungen auf den Beton. Hauptsächlich gefährdet sind die Stellen im Bereiche der Wasserschwankungen.

Die Erfahrungen beim schweizerischen Talsperren- und Wehrbau lehren, daß besonders dem Frostproblem große Bedeutung beigemessen werden muß. An den Staumauern Barberine und Wäggital, die beide in den Jahren 1922—24 in Gußbeton erstellt wurden, hat sich Vorsatzbeton mit 300 kg Zementdosierung als frostbeständig erwiesen, während der eigentliche Staumauerbeton mit 190 kg P.C. an der Luftseite so starke Frostschäden aufwies, daß vor einigen Jahren Natursteinverkleidungen angebracht werden mußten. Auf Grund dieser schlechten Erfahrungen mit schwach dosiertem Gußbeton sind die neueren Talsperrenbauten in der Schweiz, Dixence und Etzel, mit Vorsatzbeton von 250 bis 300 kg P.C. und zudem noch mit einer Natursteinverkleidung versehen worden. Der Kern der Mauern wurde mit einer Mischung von 200 kg P.C.

erstellt. Auch von den Betonierungsanlagen mit Gießtürmen ist man vollständig abgekommen. Während bei Dixence der Beton noch von einer Transportbrücke aus durch ein kleines Rinnensystem zur Verwendungsstelle gelangte, wird bei der sich heute im Bau befindenden Etzelsperre nur mittels Kranen und Kübeln betoniert, um jede Entmischung zu vermeiden. Bei dieser Sperre, die im Voralpengebiet liegt, werden also alle Vorkehrungen getroffen, die mit den heutigen technischen Mitteln möglich sind, um das Bauwerk frostsicher zu erstellen. Es frägt sich aber, ob eine so große Vorsicht wie Vorsatzbeton und Natursteinverkleidung zusammen in Zukunft nötig sein wird. Ich glaube vielmehr, daß man darnach trachten muß, auch hinsichtlich der Wirtschaftlichkeit der Wasserkraftanlagen, einen Beton zu erhalten, der auch in höher gelegenen Gebieten frostbeständig bleibt. Dies umso mehr, als eine Natursteinverkleidung doch nur ein Hilfsmittel bleibt, hinter welcher der Beton jeder Kontrolle entzogen ist. Auch ist zu sagen, daß in hoch gelegenen Gebieten der Frost bis zwei Meter ins Mauerwerk eindringt. Eine Steinverkleidung wird aber nicht mehr als 70 bis 80 cm stark sein, so daß also auch der Beton noch vom Frost erreicht wird. Ein frostbeständiger Beton ist zu erreichen durch äußerst sorgfältige Verarbeitung, wenig Wasserzusatz und starke Zementdosierung. Vor allem ist darauf zu achten, daß auf dem Wege von der Mischanlage bis zur Verwendungsstelle keine Entmischung eintritt. Die Erfahrung an ausgeführten Sperren lehrt, daß Beton, der eine größere Distanz durch das Rinnensystem zurücklegen mußte, weniger frostbeständig war als Beton, der beim gleichen Bauwerk nur einen kürzeren Weg durch die Gießrinnen zu machen hatte.

Die Pfeiler von Wehranlagen wurden in der Schweiz früher immer auf ihre ganze Höhe mit Natursteinen verkleidet. Erst bei neueren Kraftwerken ist man dazu übergegangen, die Verkleidung nur bis auf die Höhe zu führen, die vom Geschiebe noch bestrichen werden kann. Der übrige Teil wurde schalungsroh gelassen. Es zeigten sich aber hauptsächlich im Bereiche der Wasserschwankungen starke Frostschäden, so daß man sich neuerdings frägt, ob die Verkleidung nicht doch bis zu der Höhe geführt werden soll, die von den Wasserstrahlen gerade noch erreicht wird. Da eine Verkleidung aber sehr kostspielig ist, weil frostbeständige Steine gewöhnlich sehr weit hergeholt werden müssen, so soll auch hier versucht werden, einen Beton zu erstellen, der den äußeren Einflüssen genügend Widerstand bietet. Beim Wehr eines Kraftwerkes konnte man große Frostschäden feststellen, während die Teile des Krafthauses, die doch genau den gleichen Einflüssen ausgesetzt waren, vollkommen schadlos sind. Das Kiesmaterial sowie dessen Zusammensetzung war die gleiche. Durch die starke Armierung der Kraftwerksteile war hier allerdings eine bessere Verarbeitung des Betons bedingt. Aus diesem Beispiel geht klar hervor, daß durch eine peinlich genaue Verarbeitung sehr viel an Qualität gewonnen werden kann. Vor allen Dingen sollte im Kraftwerksbau, wo die einzelnen Bauteile sehr der Durchfeuchtung des Wassers und dem Frost ausgesetzt sind, nicht mehr mit Rinnen, sondern nur mit Kranen und Kübeln oder Transportbändern betoniert werden. Diese Betonierungsart bietet nach den heutigen Erkenntnissen die beste Möglichkeit, daß sich der Beton auf dem Transportweg nicht entmischt.

Vorsicht ist aber auch beim Betonieren der Druckstollen geboten. Hier entstehen besonders bei Wasserandrang aus den Felsspalten große Schwierigkeiten.

Beim heute üblichen Kreisprofil ist die Einbringung des Betons nur mit vermehrtem Wasserzusatz möglich, was eine erhöhte Zementdosierung bedingt. Infolge des großen Transportweges im Stollen, kann sich der Beton leicht entmischen, was ein nochmaliges Durcharbeiten vor dem Einbringen notwendig macht. Wenn man bedenkt, daß durch eine Wiederinstandstellung des Druckstollens die ganze Kraftanlage stillgelegt werden muß, so erkennt man, welche Bedeutung einer richtigen Betonverarbeitung im Stollenbau zukommt.

Ein treffendes Beispiel, das zeigt, daß die Anwendung des Gußbetonverfahrens zum größten Teil die vielen Frostschäden verursacht hat, ist das, daß die Kraftwerke, die vor der Gußbetonperiode, also vor 1920, in erdfeuchtem Stampfbeton erstellt wurden, ganz unwesentliche Frostschäden aufweisen. Obschon man bei dieser älteren Kraftwerksgruppe das Sand- und Kiesgemisch meistens so verwendete, wie es gerade an Ort und Stelle vorhanden war, so macht doch der Beton, trotz seines Alters, einen guten Eindruck. Der Grund ist wohl darin zu suchen, daß beim Stampfbeton Schicht um Schicht verarbeitet werden mußte, und daß der Beton keinen überschüssigen Wasserzusatz enthielt. Dies zeigt uns deutlich, daß wir in Zukunft alles Augenmerk der Verarbeitung des Betons zuwenden müssen. Um dieses Ziel zu erreichen, ist es aber nicht allein getan, wenn die Betonforschung neue Erkenntnisse zeigt, sondern im gleichen Maß müssen Schulen und Lehranstalten dafür sorgen, daß mit der Zeit Ingenieure und Facharbeiter sich genügend Kenntnisse aneignen, um auf den Baustellen einen hochwertigen frostsicheren Beton herstellen zu können.

Wehr und Krafthaus sollten wegen den starken Schwingungen, die durch die Wasserstöße und Turbinen entstehen, nicht zu elastisch dimensioniert werden. Mehr Masse, dafür weniger Armierung wird hier das Richtige sein. Die Ufermauern sind mit einem Drainagesystem zu versehen, um das Wasser vom Beton wegzuleiten. Die Mauerkronen sind mit Natursteinplatten gegen Abfrieren zu schützen.

Der Beton hat sich im Wasserbau als ein Material erwiesen, mit dem bei billigsten Kosten alle möglichen Formen, die die moderne Hydraulik verlangt, wie Einlaufspiralen, Saugrohre, Tosbecken usw., ausgeführt werden können. Da aber gerade diese Bauten ständig vom Wasser durchfeuchtet sind, so ist der Beton stark dem Frost ausgesetzt, der mit der Zeit das Bauwerk zerstören kann. Die Herstellung des Betons im Wasserbau stellt deshalb hohe Anforderungen an die ausführenden Organe. Beton mit einem Wasserzusatz, bei dem sich der Beton gerade noch verarbeiten läßt, mit einer Zementdosierung von mindestens 250 bis 300 kg P.C. und peinlicher Verarbeitung hat sich bis jetzt als frostbeständig erwiesen. Vibrationsapparate zur Verdichtung des Betons erhöhen die Oberflächenfestigkeit und können viel zur Frostbeständigkeit beitragen.

Das große Ziel für den Beton im Wasserbau wird sein, in Zukunft einen Beton zu erhalten, der den äußeren Einflüssen genügend Widerstand bietet. Wenn man bedenkt, daß Fehlschläge in der Bauausführung bei großen Wasserbauten oft sehr große Summen für Rekonstruktionsarbeiten erfordern, so erkennt man, daß Forschung und Praxis alles daran setzen müssen, die Betonqualität zu verbessern.