

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

16. Jahrgang 1919.

№ 13.

Von der 42. Generalversammlung des „Vereins Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten“ zu Berlin. (Schluß.)



ie Reihe der Lichtbilder-Vorträge wurde eingeleitet durch einen ausführlichen Bericht von Abt.-Vorsteher im Materialprüfungsamt Berlin-Lichterfelde Geh. Reg.-Rat Professor Dr.-Ing. Gary über die „Endergebnisse der Versuche der Meerwasser-Kommission“. Diese Versuchsreihe ist

1902 nach einem zwischen dem preuß. Ministerium der öffentl. Arbeiten und Vertretern der Zement- und Traßindustrie aufgestellten Arbeitsplan eingeleitet worden. Ueber das Ergebnis der 5jährigen Versuche ist 1909 in den Veröffentlichungen des Mat.-Prüf.-Amtes ausführlich berichtet (vergl. auch „Mitteilungen“ 1909, S. 107), seitdem alljährlich bis 1914 auf den Versammlungen des Vereins (vergl. auch die bezügl. Jahrgänge der „Mitteilungen“). Jetzt soll demnächst das Endergebnis der 15jährigen Versuchsreihe durch das Amt veröffentlicht werden. Diese Versuche zeichnen sich gegenüber den früheren, nur laboratoriumsmäßigen dadurch aus, daß auch große Betonprobekörper mit reinem Zement bzw. mit Kalk oder Traßzusatz usw. zur Verwendung kamen, die dem kräftigen Wellenschlag ausgesetzt in die Bühnen der Insel Sylt eingebaut worden sind. Nebenher liefen Laboratoriumsversuche, ebenfalls auf Sylt, Vergleichsversuche mit Süßwasserlagerung, chemische Analysen usw. Eine Erweiterung des Arbeitsplanes sah denn, während die ersten Versuchsreihen nur mit erhartetem Beton arbeiteten, auch solche mit frischem Schüttnbeton vor, die auf Helgoland ausgeführt sind, jetzt aber nicht zugänglich waren. Es wurden 2 verschiedene Zemente in Vergleich gestellt, ein kalkreicher Zement A und ein tonerdereicher, kalkarmer C. Der erstere erreichte nach 28 Tagen eine Druckfestigkeit von 323 kg/cm², der zweite von 245. Ueber die sonstigen Eigenschaften und die Zusammensetzung der Probekörper vergleiche den Bericht von 1909.

Der Zement A mit höherem Kieselsäure-, geringerm Tonerde-Gehalt erwies sich als widerstandsfähiger. Nach 15 Jahren zeigten sich die Probekörper der Mischung 1:2 noch fast unverändert, während die von C schon nach 8 Jahren stark angegriffen waren. Bei

Mischung 1:4 ging die Zerstörung noch rascher vor sich. Traßzusatz hatte einen günstigen Einfluß und zwar stärker bei Zement A als bei C. Körper, die vor ihrer Einbringung in das Meerwasser nur kurze Zeit vorher in feuchtem Sand gelagert wurden, wurden rascher zerstört, als vorher länger erhärtete. Zement C hat sich nach dieser Richtung besser bewährt, dagegen schlechter mit Traßzusatz. Ein Festigkeitsrückgang der im Seewasser gelagerten Probekörper war nur bei den mageren Mischungen zu verzeichnen. Bei den vorher gut erhärteten erwies sich auffälliger Weise die Festigkeit der fetten Körper sogar höher als im Süßwasser. Es kann das nur auf die Einwirkung des sehr reinen Wassers auf den Kalkgehalt des Zementes zurückgeführt werden.

Zusammenfassend ist also zu sagen, daß sich, entgegen früheren Anschauungen, möglichst kieselsäurereiche Zemente, die an Tonerde und Eisenoxyd arm sind, besser eignen zum Seebau als tonerdereiche, daß mit Traßzusatz, besonders bei den kalkreichen Zementen eine Verbesserung möglich ist, daß dichter Beton und gute Erhärtung in feuchtem Sand vor der Einlagerung in das Meerwasser die Widerstandsfähigkeit erhöhen. Die geringen Unterschiede in der Zusammensetzung der üblichen Portlandzemente beeinflussen die Haltbarkeit übrigens nicht so stark wie die Zuschlagstoffe.

Die Vorträge rein wissenschaftlicher Art sind schon erwähnt. Die übrigen bezogen sich auf betriebstechnische Fragen der Zementindustrie. Hr. Dir. Dr. Müller-Rüdersdorf, zeigte in interessanten Ausführungen „die Entwicklung des Schachtofens der deutschen Zementindustrie“, der durch Schneider seine praktischste Form und neuerdings durch die mannigfaltigen Einrichtungen zur selbständigen Entleerung wesentliche Verbesserungen erhalten hat. Seine Leistungsfähigkeit ist damit wesentlich erhöht worden. Der Schachtofen hat sich daher dank mannigfacher Vorzüge neben dem Drehrohren durchaus behaupten können. Es sprachen ferner die Herren Dir. R. Grimm-Göschwitz a. S. über „Staubmessungen in Rauchgasen“ und Geh. Reg.-Rat Gentsch-Berlin, über „die brennkrafttechnische Gesellschaft als Sammel-

stelle deutscher Wärme - Wirtschaft". Der Verein trat dieser Gesellschaft, da es sich bei ihren Arbeiten hauptsächlich um wissenschaftliche Aufgaben handelt, als Mitglied bei.

Gründungen auf Eisenbetonplatten.



uch eine ganze Reihe von Gebäuden, bei denen eine einigermaßen gleichmäßige Verteilung der Lasten vorausgesetzt werden konnte, sind auf durchgehende Fundamentplatten gestellt, die sowohl die Umfassungswände wie die Innenmauern und etwaige Stützen tragen. Das bedeutendste Beispiel sind die Generatorenhäuser, von denen Abbildung 8 den Querschnitt wiedergibt. Sie haben $23 \cdot 71$ m Grundfläche und sind ganz in Stützen aufgelöst. In den oberen Geschossen sind Silos eingebaut. Da diese nur gruppenweise gleichzeitig gefüllt zu sein brauchen, so kann der Bau in der Längsrichtung stark ungleichmäßig belastet sein. Er ist daher in 3 vollständig von einander getrennte Abschnitte zerlegt, von denen jeder auf seiner eigenen Fundamentplatte steht. Die Stützen stehen in der Längsrichtung mit Ausnahme eines kurzen Innenfeldes von nur $7,55$ m Länge in je $8,95$ m Abstand, in der Quere in $7,45$ m. Die auf das Fundament entfallende Gesamtlast ist zu $5,5$ t/m² ermittelt.

Zunächst war nach Abb. 9, S. 87 eine einheitliche Platte von 1 m Stärke ohne sichtbare Rippen geplant, wie sie durchweg bei den kleineren Gebäuden angewandt worden ist. Bei diesem großen Bau sind aber bei der tatsächlichen Ausführung nach Abbildung 10 kräftige Querrippen unter den Stützen durchgeführt, zur Erzielung größerer Steifigkeit nach der Querrichtung. Denn es sind über den Silos in der Längsrichtung 4 Transportbänder angeordnet, die nicht gleichzeitig zu arbeiten brauchen, sodaß auch einseitige Belastungen in der Querrichtung entstehen können. Die 1 m starke Platte ist dann als ein über mehrere Felder durchlaufender Balken von $8,95$ m Feldweite zu betrachten, der nach außen ringsum noch um $1,8$ m vorgekragt ist.

Für das Endfeld der 1 m starken Platte ist an der Außenstütze freie Auflagerung angenommen worden, das größte Feldmoment zu rd. $\frac{pl^2}{14}$, das Moment über der ersten Stütze zu $\frac{pl^2}{8}$. Der Momenten-Nullpunkt liegt in $6,7$ m Abstand

vom Ende. Die weitere Berechnung ist durchgeführt nach den Eisenbeton-Zahlentafeln von Reg.-Baumstr. Weese (3. Aufl., Berlin 1916, Verlag R. F. Funke, aufgest. nach den minist. Bestimmungen vom 13. 1. 1916). Erforderlich werden in der freien Platte oben 17 Rundeseisen von 16 mm Durchm. auf $1,24$ m, unten 25 Rundeseisen von 15 mm Durchm. Die Schubspannung am Auflager beträgt nicht ganz 3 kg/cm². In den Mittelfeldern ist das Moment in der Mitte mit $\frac{pl^2}{24}$, an der Stütze mit $\frac{pl^2}{12}$ eingeführt.

Erforderlich werden 10 bzw. 16 Rundeseisen von 15 mm Durchm. Die Eisenspannungen sind dabei mit 1200 kg/cm² eingeführt, die Betonbeanspruchungen bewegen sich zwischen 24 und 30 kg/cm².

Die Querrippen sind Balken von $7,45$ m Stützweite, durchlaufend über 3 Felder und beiderseits um je $1,8$ m über die Außenstützen vorgekragt. Zur Sicherheit ist im Endfeld das Feldmoment statt mit $\frac{pl^2}{14}$ mit $\frac{pl^2}{12}$ eingeführt. Die Bal-

kenbreite beträgt 70 cm, die Höhe $1,36$ m. Für die in Rechnung zu stellende Plattenbreite ergaben die drei Bedingungen: nicht größer als 8 mal Rippenbreite, 16 mal Plattendicke, 4 mal Trägerhöhe, für letztere den kleinsten Wert von $5,4$ m. Erforderlich wurde eine obere Bewehrung von 26 Rundeseisen zu 28 mm Durchm. mit zus. 160 cm² Fläche. An der Stütze ist der Balken auf $1,8$ m verbreitert. Es ergaben sich trotzdem Schubspannungen von $8,45$ kg/cm², die durch 26 abgebogene Eisen von 28 mm Durchmesser an den Enden aufgenommen werden. Die Balkenhöhe ist an der Stütze auf $1,90$ m vergrößert, das Moment mit $\frac{pl^2}{8}$ eingeführt. Hier wurde

Die reichhaltige Tagesordnung behandelte also eine Fülle interessanter Fragen, die durch die Berichte, Vorträge und Aussprachen in anregender Form ihrer Klärung näher gebracht wurden. — Fr. E.

(Schluß.) Hierzu die Abbildungen Seite 87.

bei Betondruckspannungen bis 36 kg/cm² und bei 1000 kg/cm² Eisenspannung 34 Rundeseisen von 28 mm Durchm. an der Unterseite des Balkens erforderlich, die in zwei Reihen übereinander untergebracht sind. Bei den Mittelfeldern sind die Verhältnisse bei nur $\frac{pl^2}{16}$ bzw. $\frac{pl^2}{12}$ entsprechend günstiger. Bei den Rippen unter den äußeren Balken in den Fronten liegen die Belastungsverhältnisse dagegen wegen der geringeren in Rechnung zu stellenden Plattenbreite wieder etwas ungünstiger.

Die angewandten Betonmischungen sind bei starken Stampfbetonkörpern $1:8$, bei Eisenbeton $1:5$ bzw. $1:4$ und in den Säulen $1:3$. Verwendet ist Kies und Splitt von Grauwacke zum Zuschlag. An einzelnen tief liegenden Stellen der Baustelle war der Untergrund von schwefelhaltigem Wasser durchzogen. Hier wurde eine besondere Schutzschicht unter den Betonplatten angewendet, indem zunächst eine Kiesschicht eingebracht und auf diese eine Ziegelflachschiebt verlegt wurde, die dann einen Zementputz $1:2$ und darauf einen Teeranstrich erhielt. Erst auf dieser Schutzschicht wurde dann die Eisenbetonplatte eingestampft.

Die Bauten haben sich unter dem Einfluß der Last meist etwas gesetzt und hier und da auch noch einige Risse erhalten. Während aber das Kesselhaus, das zunächst nur ein verbreitertes Fundament ohne Eiseneinlagen besaß, sich um 12 cm setzte und starke Risse erhielt, sodaß das Mauerwerk mit Ringankern zusammengehalten werden mußte, haben sich bedenkliche Bewegungen bei den späteren Gründungen dank der geringen zugelassenen Bodenpressungen und der Vorsicht bei Zerlegung verschiedener belasteter Teile durch Trennungsfugen nicht mehr gezeigt. — Fr. E.

Vermischtes.

Ueber den Einfluß schlammhaltigen Sandes auf die Festigkeit von Zementmörtel und Beton sind nach der österreich. „Wochenschrift f. d. öffentl. Baudienst“ 1919 Heft 1/2 Versuche beim Bau einer Schleuse im Soroksärer Donauarm bei Budapest angestellt worden. Es wurden Probekörper aus 1 Gew.-Teil Portlandzement, 3 Gewichtsteilen reinem Sand mit Spuren von Schlamm-Beimengung bis zu 35 % des Sandgewichtes (trocken, staubförmig zugesetzt) mit $7,1$ cm Kantenlänge hergestellt. Wasser wurde bis zur Sättigung zugesetzt und das Gemisch im Steinbrück-Schmelzer'schen Apparat gemischt und mit Tet-

(Fortsetzung S. 88.)

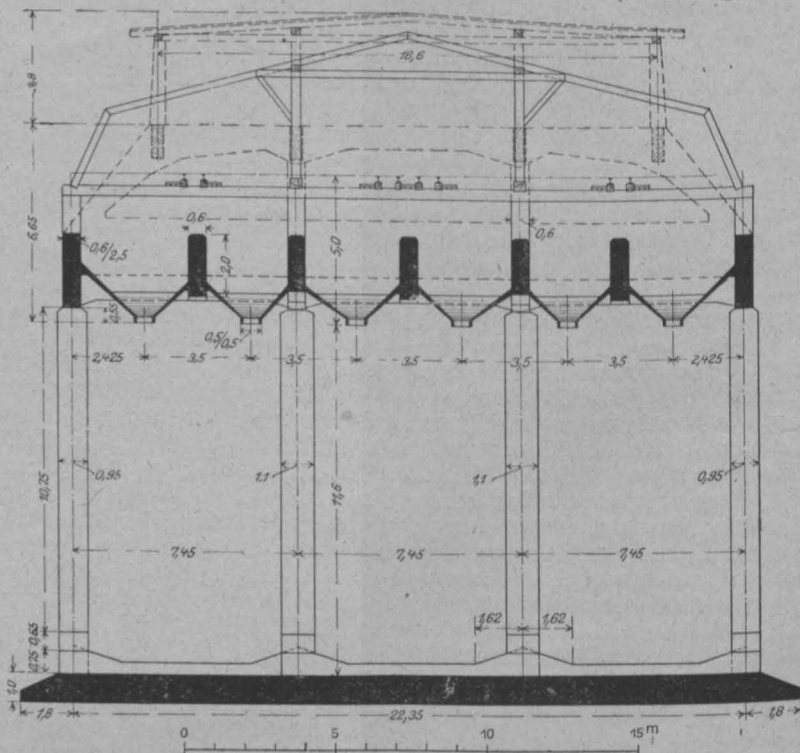


Abbildung 8. Querschnitt durch das Generatorenhaus.

majer'schen Hammerapparat in die Form geschlagen. Die Körper wurden nach 24stündiger Erhärtung entformt, weitere 24 Stunden in feuchtem Raum und 4 Wochen in Wasser gelagert. Die Festigkeit betrug bei Normensand 274 kg/cm^2 , bei rein ausgewaschenem, vorher schlammigem Sand nur 263 kg/cm^2 , bei Spuren von Schlamm 282, bei 2% noch 264 kg/cm^2 . Mit stärkerem Schlammzusatz sinkt die Festigkeit aber rasch, bis auf 93 kg/cm^2 bei 35%. Bei Waschen des mehr als zu 2% schlammhaltigen Sandes wurde eine Verbesserung der Festigkeit erzielt, aber ebenso durch erhöhten Zementzusatz, sodaß die Frage, welches Verfahren wirtschaftlicher ist, von Fall zu Fall entschieden werden muß. —

Ueber die Grundlagen zum Vergleich von Sonder-Bauweisen mit bisherigen Bauweisen. Mit Recht betont der Verfasser des gleichnamigen in No. 11 der „Mitteilungen“ veröffentlichten Aufsatzes u. a. die Wichtigkeit genügender Wärmehaltung für Wohngebäude. Nicht oft genug kann die Bauwelt auf die Ergebnisse der neueren Forschung auf diesem Gebiet hingewiesen und zu ihrer Verwertung angehalten werden. Allerdings setzt die Verwendung der betreffenden Zahlen (etwa der Wärmeleitzahlen) das genaue Verständnis der einfacheren Vorgänge der Wärmeausbreitung voraus, das nicht allzu schwer zu erwerben ist*). Es hat aber den Anschein, als ob der Verfasser selbst von einigen hergebrachten irrtümlichen bzw. unklaren Vorstellungen in dieser Hinsicht nicht frei ist. Da jedoch die Verbreitung derartiger Begriffsverwirrungen in Fachzeitschriften nur die allgemeine Unsicherheit auf diesem Gebiet zu vermehren geeignet ist, sei es dem Einsender gestattet, eine kurze Richtigstellung bzw. Erklärung nachzutragen.

Der Verfasser kommt in Absatz 4 seines Aufsatzes zu dem Schluß: „Aus diesen Mitteilungen ist zu erkennen, daß es sich bei den oben angeführten Versuchswerten um Vergleichszahlen für die Wärmeleitfähigkeit der verschiedenen Baustoffe handelt, während die zur Ermittlung der Wärmeverluste aufgestellten Werte der V.D.C. weniger die Art des Baustoffes als die wechselnde Dicke der aus ihnen angeführten Wände berücksichtigen und demnach ebenfalls nur Vergleichswerte nach dieser einen Richtung sein können. Es fehlen also die tatsächlichen, auf wissenschaftlichen Versuchen beruhenden Unterlagen für die Beurteilung von aufgeführten Wänden in wärmetechnischer Hinsicht, ohne welche ein Vergleich verschiedener Bauweise kein vollständiges Bild geben kann.“ —

Demgegenüber ist zu sagen: Die Beurteilung aufgeführter Wände in wärmetechnischer Hinsicht ist bereits recht wohl möglich. In erster Linie das Laboratorium für technische Physik der technischen Hochschule in München beschäftigt sich seit mehr als einem Jahrzehnt auf das Eingehendste mit der wissenschaftlichen Forschung auf diesem Gebiet. Einige der aus den dort ausgeführten Versuchen hervorgegangenen Zahlen hat der Verfasser selbst in seiner Arbeit angegeben, und fügt auch die Begriffsbestimmung der Wärmeleitzahl richtig bei. Diese gibt nämlich an, wieviele Wärmeeinheiten durch 1 m^2 eines bestimmten Materials von 1 m Stärke in 1 Stunde von einem Gebiet höherer Temperatur zu einem Gebiet niedrigerer Temperatur hindurch gehen, wenn der Temperaturunterschied 1° C . beträgt. — Die Wärmeleitzahl ist also für einen bestimmten Baustoff ein absoluter Wert (der nur noch etwas abhängig ist von der Temperaturhöhe selbst), und nicht etwa eine „Vergleichszahl“. Wenn die Wärmeleitzahl eines Stoffes bekannt ist, dann kann die durch eine aus diesem Stoff bestehende Wand bei bestimmter Temperatur und sonstigen physikalischen Verhältnissen hindurchtretende Wärmemenge der Begriffsbestimmung der Wärmeleitzahl entsprechend für jede Dicke berechnet werden. Es ist also irreführend, wenn der Verfasser sagt:

„Während z. B. die Wärmeleitzahl für gewöhnliches Ziegelmauerwerk (Stärke nicht angegeben) zu etwa 0,40 . . . ermittelt wurde usw.“, denn die Angabe der Wandstärke ist überflüssig. In genau demselben Sinn ist es geradezu falsch, von der „Abhängigkeit der Wärmeleitzahl von der Mauerdicke“ zu sprechen. Wahrscheinlich denkt der Verfasser an die Abhängigkeit der durch eine Mauer und dergl. hindurchgehenden Wärmemenge bei Annahme verschiedener Dicken. Diese kann für die Zeit und Flächeneinheit errechnet werden aus der Wärmeleitzahl, der Mauerstärke und den Wärmeübergangszahlen zu beiden Seiten der Wand; die Wärmeübergangszahlen selbst sind sehr veränderlich je nach der Oberflächenbeschaffenheit der Wand und dem physikalischen Zustand der Umgebung.

*) In der „Deutschen Bauzeitung“ wird demnächst ein Aufsatz des Einsenders erscheinen „Wege und Schranken der Wärmeausbreitung“, in dem diese Gesetze zusammengefaßt sind. — Ein hierher gehöriger Stoff „Der Wert der Hohlwände als Wärmeschutz“ wird später im „Gesundheitsingenieur“ behandelt werden.

Aber auch sie sind für alle bautechnisch denkbaren Fälle wissenschaftlich einwandfrei ermittelt. Es handelt sich also wohl um eine in diesem Zusammenhang sehr bedenkliche Verwechslung der Wärmeleitzahl mit der Wärmedurchgangszahl. —

Raumangel verbietet hier weiteres Eingehen auf diese wichtigen Fragen, auch über die Erforschung des Schallschutzes. Es sei daher nur darauf hingewiesen, daß eine größere Anzahl diesbezüglicher Abhandlungen im Laufe des letzten Jahrzehntes erschienen sind in der „Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure“, in den „Mitteilungen über Forschungsarbeiten des V. d. I.“, dem „Gesundheitsingenieur“ und dem „Bayer. Industrie- und Gewerbeblatt“. Eine außerordentliche klare und auf geringen Raum zusammengedrängte Uebersicht bietet besonders auch das Kapitel „Wärmeleitung“ von Prof. Dr. O. Knoblauch im „Handwörterbuch der Naturwissenschaften“.

Wir stimmen mit dem Verfasser lebhaft darüber überein, daß sich die leitenden Stellen, aber besonders auch die Bauwelt selbst und ihre Zeitschriften, viel mehr als früher der Einbürgerung und Anwendung der wissenschaftlichen Erkenntnisse auf dem Gebiet des Wärmeschutzes annehmen sollten. —

Dr. R. Poensgen, Essen.

Literatur.

Musterbeispiele für die Ausführung von Bauten aus Eisenbeton vom 13. Januar 1916. Herausgegeben im Ministerium der öffentl. Arbeiten. Fol. 31 S. Text mit 38 Textabb. Berlin 1919. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn. Pr. geh. 1,50 M. —

Während die alten Eisenbetonbestimmungen von 1904 und 1907 mit Rücksicht auf die Neuheit der Sache auch Angaben über das einzuschlagende Rechnungsverfahren enthielten nebst einigen ausgerechneten Beispielen, hat man bei den Bestimmungen von 1916 mit Rücksicht auf die überreiche Eisenbeton-Literatur darauf verzichtet und hat nur Leitsätze für die statische Berechnung aufgestellt. Es hat sich dann aber doch als zweckmäßig erwiesen, namentlich für Staatsbauten und für die baupolizeiliche Prüfung von Bauvorlagen, eine einheitliche Berechnungsart vorzuschreiben, die anzuwenden ist, sofern nicht besonders geartete Fälle eine genauere Rechnungsart notwendig machen. (Erlaß vom 3. Juni 1919.)

Es wird zunächst das Rechnungsverfahren für reine Biegung, ohne und mit Berücksichtigung der Zugspannungen, für Platten und Balken mit einfacher und doppelter Bewehrung entwickelt und zwar für den Fall des Entwurfes und für den der Nachprüfung. Es schließen sich Angaben über die Berechnung der Schubspannungen, über zentrischen und exzentrischen Druck an. Für die Berechnung und Prüfung von Platten sind auch noch Hilfstafeln beigegeben. Eine Anzahl gut ausgewählter Musterbeispiele, die ausschließlich dem Gebiet der häufig vorkommenden Hochbaukonstruktionen entnommen sind, zeigen die Anwendung der Formeln. Die Schrift wird auch den Kreisen der nicht-beamteten Architekten und Ingenieure willkommen sein. —

Neuerscheinungen. (Besprechung bleibt vorbehalten.)

Der Eisenbeton-Schiffbau. Von Dr.-Ing. M. Rüdiger. 8°, 121 S. Text, 140 Textabbildg. Berlin 1919. Verlag Julius Springer. Pr. geh. 10 M. + 10% Teuerungszuschlag. —

Rahmenformeln. Gebrauchsfertige Formeln für einhäufige, zwei-stielige, dreieckförmige und geschlossene Rahmen aus Eisen- oder Eisenbetonkonstruktion nebst Anhang mit Sonderfällen teilweiser oder ganz eingespannter Träger. Von Prof. Dr.-Ing. A. Kleinlogel, Priv.-Doz. a. d. Techn. Hochschule Darmstadt. 2. neubearbeitete und erweiterte Auflage. 8°, 219 S. Text, 227 Rahmenfälle mit 415 Abb. Berlin 1919. Verlag Wilh. Ernst & Sohn. Pr. geh. 20 M., geb. 23 M. —

Berechnung von Rahmenkonstruktionen und statisch unbestimmten Systemen des Eisen- und Eisenbetonbaues. Von Ing. P. Ernst Glaser. 8°, 132 S. Text mit 112 Textabb. Berlin 1919. Verlag Julius Springer. Pr. geh. 9 M. + 10% Teuerungszuschlag. —

Grundwasser-Abdichtung. Darstellung aus der Praxis von Dr.-Ing. Joachim Schultze. 2. neubearbeitete Aufl. 8°, 49 S. Text mit 12 Abb. Berlin 1919. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn. Pr. geh. 4 M. —

Technischer Index. (Jahrbuch der technischen Zeitschriften-, Buch- und Broschüren-Literatur). Auskunft über Veröffentlichungen in technischen Zeitschriften und über den technischen Büchermarkt nach Fachgebieten mit technischem Zeitschriftenführer. Herausgegeben von Heinrich Rieser. 8°, 143 S., Ausgabe 1918 für die Literatur des Jahres 1917. (5. Jahrgang). Im Buchhandel durch: Verlag für Fachliteratur G. m. b. H., Berlin und Wien. Pr. geh. 8 M. —

Inhalt: Von der 42. Generalversammlung des „Vereins Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten“ zu Berlin. (Schluß.) — Gründungen auf Eisenbetonplatten. (Schluß.) — Vermischtes. — Literatur. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin. Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin. Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

* * * * *

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

16. Jahrgang 1919.

NO 14.

Beton im Meere. Von Geh. Reg.-Rat Prof. Dr.-Ing. M. Gary.

Seit mehr als 20 Jahren hat der „Verein deutscher Portland-Cement-Fabrikanten“ gemeinsam mit der Wasserbauinspektion Husum und dem Materialprüfungsamt Lichterfelde am Weststrande der Insel Sylt versucht, die chemische und mechanische Einwirkung der Nordsee auf Betonmischungen verschiedener Art zu ermitteln. Im Jahr 1894 sind, aufbauend auf den damals bereits vorliegenden Erfahrungen, umfangreiche Versuche neu eingeleitet worden, über die ich bereits im Jahr 1900, und nach Einleitung neuer Versuchsreihen, umfassend alle Versuche bis zu 5 Jahren Alter der Proben, im Jahr 1909 weiter berichtet habe (Mitteilungen des kgl. Materialprüfungsamtes 1900, Ergänzungsheft 1 und 1909, Heft 5 und 6).

Nunmehr sind 16 Jahre verflossen, seit die Körper in See gebracht wurden. Ich habe über die höchst interessanten Beobachtungen an diesen Körpern einen umfangreichen, alle Einzelheiten enthaltenden Bericht unter der Feder, der demnächst ebenfalls in den Mitteilungen des Amtes erscheinen wird. Ueber die Hauptergebnisse habe ich einen kurzen Bericht in der Hauptversammlung des „Vereins Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten“ am 12. Juni 1919 erstattet, dessen wesentlichen Inhalt ich auf Wunsch der Schriftleitung nachstehend mitteile.

Die Versuche gliederten sich in zwei Gruppen:

1. Untersuchung von Mörtel- und Betonproben im Laboratorium,

2. Versuche an großen Blöcken im Meer.

Durch die ersten Versuche wurde bereits der Beweis erbracht, daß es möglich ist, durch Zusätze von Traß zu Portlandzementbeton diesen für die Benutzung in Seewasser geeigneter zu machen. Späteren Versuchen blieb indessen die Feststellung vorbehalten, wie weit diese Grenzen bei Zementen verschiedener Herkunft und Zusammensetzung zu stecken sind, und wie sich große Körper (Betonblöcke) innerhalb langer Beobachtungszeiten verhalten.

Nach Michaelis' Anschauung ist der im Portlandzement befindliche freie oder beim Erhärten frei werdende Kalk die vornehmste Ursache der Zerstörung durch Meerwasser, indem der Kalk mit der Schwefelsäure dieses Wassers Verbindungen eingeht, die eine nachteilige Raumvergrößerung im Mörtel herbeiführen. Dadurch, daß man nun, wie Michaelis vorschlägt, dem Portlandzement „Puzzolane“, d. h. verbindungs-fähige Kieselsäure zusetzt, die sich mit dem frei werdenden Kalk verbindet, wird letzterer unschädlich gemacht und der Portlandzement verbessert.

Zu den im Jahr 1902 begonnenen Versuchen sind 2 Zemente verwendet worden, deren wesentliche Bestandteile wie folgt festgestellt wurden:

Bestandteile	Zement A	Zement C
Kieselsäure	23,74	21,73
Tonerde + Eisenoxyd	7,6	9,57
Kalk	65,8	61,61

Hiernach war der Zement A wesentlich reicher an Kalk und an Kieselsäure, aber ärmer an Tonerde und Eisenoxyd als der Zement C, der als tonereich bezeichnet wird, während der Zement A als kalkreich angesprochen wird.

In ihrer Festigkeit unterscheiden sich beide Zemente wesentlich, denn bei der Normenprobe ergab nach 28 Tagen:

Festigkeiten	Zement A kg/cm ²	Zement C kg/cm ²
Zugfestigkeit	31,4	25,1
Druckfestigkeit	323	245

Der Zement A band nur wenig langsamer ab als C. Die Mahlfineinheit beider Zemente war ziemlich übereinstimmend, beide waren raumbeständig. Der als Zuschlagstoff benutzte Traß stammte von Plaidt im Nettetal und wurde für die Prüfung so gefeint, daß er durch das 900 Maschensieb völlig hindurchging. Als Sand wurde scharfer Dünensand, wie er sich am Fuß der Düne an der Grenze der höchsten Flut vorfindet, gewählt und vom Größten auf dem 20-Maschensieb befreit. Der Fettkalk wurde aus Cöln bezogen und als Kalkteig verwendet. Der Steinschlag wurde aus schwedischem Granit hergestellt; er bestand zur Hälfte aus Körnern zwischen 60 und 25 mm, zur anderen Hälfte aus Körnern zwischen 25 und 10 mm.

Sämtliche Proben sind durch Angestellte des Amtes in dem in Westerland auf Sylt vorhandenen Laboratorium und in einem Bauschuppen am Weststrande nahe dem Baktal angefertigt worden.

Für die Mörtelproben sowie für die zu Druckversuchen bestimmten Betonwürfel kamen 2 Lagerungsarten in Frage. Die Hälfte der Proben lagerte in Süßwasser, die Hälfte in Seewasser und dann wieder lagerte von diesen Proben je die Hälfte vor dem Einbringen unter Wasser 9 Tage, die andere 1 Jahr unter feuchtem Sand. Durch diese unterschiedliche Behandlung sollte festgestellt werden, ob etwa die längere Luftlagerung mit ihren Möglichkeiten der Kohlensäureaufnahme die Zementkörper widerstandsfähiger gegen Zersetzen durch das Meerwasser macht. Verwendet wurden folgende Mörtel- bzw. Betonmischungen (siehe Tabelle Seite 90):

Zur richtigen Beurteilung der verwendeten Mörtel- und Betonmischungen muß auf die Zusammensetzung der Mörtel nach Hundertteilen geachtet werden, wie sie in der umstehenden Tabelle rechts zur Darstellung gekommen ist. Daraus ist ersichtlich daß, um die Wirkung des Trasses als Ersatz des Zementes in den Zementmörteln zu studieren, hauptsächlich die Mischungen 1 und 4 mit einander in Vergleich gestellt werden müssen. In der Mischung 4 sind gegenüber der Mischung 1 13,3 % des Zementes durch Traß ersetzt, während die Menge des Sandes ($\frac{2}{3}$ des Gemisches) dieselbe geblieben ist. Bei dem Vergleich der Mischungen 2 und 4 ist dagegen zu beachten, daß in der Mischung 4 die Menge des Zementes dieselbe geblieben ist wie in Mi-

Mischungsverhältnis				Zement	Traß	Sand	Kalk
				In Hundertteilen des Mörtels			
1.	100	Zement	+ 200 Sand	33,3	—	66,7	—
2.	100	"	+ 400 "	20,0	—	80,0	—
3.	50	"	+ 50 Traß + 200 Sand	16,6	16,6	66,8	—
4.	60	"	+ 40 " + 200 "	20,0	13,3	66,7	—
5.	50	"	+ 50 " + 400 "	10,0	10,0	80,0	—
6.	60	"	+ 40 " + 400 "	12,0	8,0	80,0	—
7.	150	Traß	+ 100 Kalkteig + 50 "	—	50,0	16,6	33,4
8.	150	"	+ 100 " + 100 "	—	42,8	28,6	28,6

schung 2, daß aber von den 80% Sand der Mischung 2 13,3% durch Traß ersetzt worden sind. Hier tritt also der Traß als Sandersatz auf. Hinter die Mischung 4 reihen sich abfallend nach der Magerkeit die Mischung No. 3, demnächst No. 6 und schließlich No. 5 ein mit 16,6, 12, 10% Zement, denen 16,6, 8, 10% Traß als Zuschlag gegenüberstehen. Der Vergleich der Mischungen 5 und 6 gibt die Möglichkeit, zu beurteilen, wie geringe Verschiebungen in der wechselseitigen Menge von Zement zu Traß die Festigkeiten der Mörtel von gleichem Sandgehalt beeinflussen.

Ich habe die Ergebnisse nach Möglichkeit zusammengefaßt und zeichnerisch dargestellt. Auf die Ergebnisse dieser Festigkeitsuntersuchungen der Mörtel kann ich aber hier nicht näher eingehen. Ich will nur darauf hinweisen, daß die Festigkeiten der Mörtelproben keineswegs immer mit denen der Betonwürfel parallel laufen.

Der chemische Einfluß des Meerwassers auf die Körper ist naturgemäß, um so größer, je größer die Oberfläche der Körper im Verhältnis zu ihrem Inhalt ist. Da aber im Bauwesen im allgemeinen für Seebauten nur große Massen in Frage kommen, beanspruchen die Versuchsergebnisse an den Betonwürfeln und noch mehr an den in die Bühnen des Weststrandes von Sylt eingebauten Blöcken erhöhtes Interesse.

Allgemein hat sich ergeben, daß der Zement A in den fetten Mischungen höhere Festigkeiten ergeben hat, daß aber die Mischungen des Zementes C eine bessere Festigkeitssteigerung ergeben haben als die mit Zement A. Im allgemeinen hat auch die längere Lagerung im Sand höhere Druckfestigkeiten zeitigt, was in den Mischungen mit Zement C stärker zum Ausdruck kommt als in denen mit Zement A, und im Seewasser stärker als im Süßwasser. Die auffallende Erscheinung, daß die Seewasserlagerung den Betonwürfeln zuträglich gewesen ist als die Süßwassererhärtung, wobei besonders die Mischungen des Zementes A auffällig hohe Festigkeiten nach der Seewasserlagerung, verglichen mit den Proben im Süßwasser, ergeben haben, erklärt sich aus dem Umstande, daß der Süßwasserbehälter im Freien gelegen und dem Regenwasser zugänglich war. Dieses sehr reine Wasser hat die Oberflächen der Betonkörper teilweise stark angeätzt.

Diese lösende Wirkung reinen Wassers ist schon früher an Proben im Bernauer Moor beobachtet worden, dessen Wasser außerordentlich rein ist und infolgedessen stark lösend auf Zementmörtel einwirkt. Die Kohlensäure der Luft, die durch Regengüsse mitgerissen wird, kann unter Umständen die lösende Wirkung der Wasser vermehren.

Die zeichnerische Darstellung der gesamten Versuchsergebnisse in ihren Mittelwerten läßt deutlich erkennen, daß der Zement A der zuverlässigere, mehr zu empfehlende ist, ungeachtet der Tatsache, daß die Mischungen mit Zement C in einzelnen Fällen die höheren Festigkeiten aufweisen. Dieses Ergebnis ist durch die Beobachtung der 16 Jahre lang in den Bühnen liegenden, etwa 0,5 m³ umfassenden Betonblöcke bestätigt worden.

In diesen Bühnen lagen in je 5 Reihen neben einander die Blöcke jeder Versuchsreihe derart, daß je 2 Blöcke einer und derselben Mischung in die dem Seewasser am meisten ausgesetzten Außenreihen, je 2 Blöcke derselben Mischung in die vor dem Wogenprall mehr geschützte Innenreihe und je 1 Block in die Mittelreihe kamen. Es hat sich aber gezeigt, daß die Lage der Blöcke keinen wesentlichen Einfluß auf ihren Bestand ausgeübt hat, da die See über die ganze Länge eines nicht versandeten Bühnenkopfes hin gleichmäßige Angriffe auf die Blockabdeckung ausgeübt hat.

Im großen und ganzen konnten an diesen Blöcken 9 verschiedene Stufen der Zerstörung, die auf einander folgen und in einander übergehen, festgestellt werden, nämlich: Leichter Angriff der Oberfläche, wesentlich hervorgerufen durch die schleifende Wirkung des Sandes.

Starker Angriff der Oberfläche als Folge von vereinter mechanischer und chemischer Wirkung.

Feine Risse als Beginn eintretender Zersetzung.

Tiefe Risse, den Fortschritt chemischer Zersetzung kennzeichnend.

Absprengungen der Ecken und Abrundungen der Kanten.

Abschälung der Oberfläche in Schichten und Stücken bis zu etwa 8 cm Tiefe.

Bersten der Blöcke, sehr tief gehende Zerstörung von den Rissen aus.

Erhebliche Materialverluste, zumeist von oben beginnend durch fortschreitende Zerstörung an der Oberfläche (beobachtet bis zu 20 cm Dicke der fehlenden Schicht).

Völliger Zerfall der Blöcke, die in ihren letzten Trümmern von der See weggespült werden.

Die verschiedene Widerstandskraft der Zemente C und A kommt in den Blöcken noch deutlicher zum Ausdruck als in den in ruhigen Wassern aufbewahrten kleineren Versuchskörpern. Namentlich deutlich zeigt sich das im fetten Beton mit dem 1:2-Mörtel, in dem sich die Blöcke aus dem Zement A 15 Jahre lang nahezu unverändert gehalten haben, während die Blöcke aus dem Zement C schon nach etwa 8 Jahren beginnen, teilweiser oder völliger Zerstörung anheim zu fallen.

In der mageren reinen Zementmischung 1:4 sind naturgemäß die Blöcke aus Zement C noch schneller zerstört worden. Sie waren nach 10 Jahren sämtlich vernichtet, während die Blöcke aus Zement A, namentlich soweit sie vorher genügend an der Luft erhärtet konnten, 15 Jahre lang zum Teil unverändert blieben, zum Teil nur verhältnismäßig wenig von der Oberfläche aus Beschädigungen erlitten haben.

In den mageren Mischungen kommt der Unterschied zwischen beiden Zementen nicht so deutlich zum Ausdruck. Hier haben die Traßzusätze augenscheinlich ihre Wirkung getan.

Betrachtet man die reinen Zementmischungen 1:2 und 1:4, so wird sofort deutlich, daß die Mischung 1:4 bereits zu mager ist, um den Angriffen der See selbst bei Verwendung bestgeeigneten Zementes A lange Zeit erfolgreich Widerstand zu leisten. Wird in der Mischung 1:2 ein Teil des Zementes durch Traß ersetzt (Mischung 4), so erhöht sich die Widerstandsfähigkeit insbesondere bei Verwendung des wenig geeigneten Zementes C, und ersetzt man in der mageren Mischung 1:4 einen Teil des Zementes durch Traß (Mischung 6), so tritt diese günstige Wirkung noch augenfälliger in die Erscheinung. Es ist daraus zu schließen, daß selbst bei an sich für Seebauten zu magerer Mischung die Widerstandsfähigkeit der Körper im Meere durch Ersatz eines Teiles des Zementes durch Traß beträchtlich erhöht werden kann, auch wenn oder sogar besonders wenn in Seewasser wenig widerstandsfähige Zemente zur Verwendung kommen.

Selbst die Erhöhung der Traßmenge auf mehr als $\frac{2}{3}$ der Zementmenge (Mischung 3 und 5) im Vergleich zu 4 und 6 scheint unbeschadet der Haltbarkeit geschehen zu können. Jedenfalls ist es zulässig und zweckmäßig, bei Seebauten den Zement bis zur Hälfte durch Traß zu ersetzen.

Auch die Blöcke aus den reinen Traßkalkmischungen 7 und 8 haben in den Bühnen bemerkenswert lange Widerstand geleistet und sind nur von der Oberfläche aus angegriffen worden, fallen allerdings schneller als die Zementbetonmischungen der Zerstörung anheim.

Es sind dann noch eine Anzahl chemischer Untersuchungen an den teilweise zerstörten Blöcken vorgenommen worden, auf die ich hier nicht näher eingehen kann, aus denen indessen hervorgeht, daß die Art der Mischung, die Gleichmäßigkeit der Verdichtung und größere oder geringere Porosität der Oberfläche und des Kernes der Körper von entscheidendem Einfluß auf die Widerstandsfähigkeit der Betonmassen im Meere sind.

Zusammengefaßt mit den übrigen Beobachtungen und Versuchsergebnissen kommt man zu folgender

Schlußfolgerung:

Um widerstandsfähige Bauten im Seewasser zu erlangen, ist es notwendig, Zement zu verwenden, der möglichst reich an Kieselsäure, dagegen arm an Tonerde und Eisenoxyd ist. Solchen Zementen kann man, wenn sie nebenbei kalkreich sind, durch Traßzusätze unter gewissen Bedingungen größeren Wert verleihen. Entscheidend für die Haltbarkeit der Betonbauten im Meer ist aber die Verwendung möglichst dichter, für das Seewasser undurchdringbarer Mischungen, sowie tunlichst ausreichende äußere Er-

härtung der in See zu bringenden Körper in Wärme und an der feuchten Luft, bevor sie den Wirkungen des Seewassers ausgesetzt werden. Beton, dessen Mörtel mehr als $\frac{2}{3}$

vom Hundert Teile Sand enthält, wird im allgemeinen nicht die erforderliche Dichte aufweisen, um den Angriffen des Meeres lange Zeit Widerstand zu leisten. —

Die unmittelbare, vollständige Dimensionierung von Plattenbalken, bei welchen die Nulllinie in den Steg fällt, aus dem Moment und dem Plattenquerschnitt für gewünschte Grenzspannungen für Druck, Zug und Schub.

Von Ing. Paul Grumblat in Kattowitz O.-S.

Die Dimensionierung von hochstegigen Eisenbeton-Plattenbalken, also solchen, bei welchen die Nulllinie in den Steg fällt, führt oft zu zeitraubenden Proberechnungen, ehe man den Querschnitt gefunden hat, der die gewünschten Grenzspannungen für Druck und Zug vollkommen ausnützt. Ist dieser endlich gefunden, so wird noch ein weiterer Nachweis der Schubspannung erforderlich und aus dieser, sofern sie den zulässigen Höchstwert überschreitet, die Berechnung des Querschnitts der abzubiegenden Eisen, zu welchem Zweck zunächst erst wieder die gesamten schrägen Zugkräfte ermittelt werden müssen. Nun kann es dabei vorkommen — wohl allerdings in den seltensten Fällen —, daß bei der gewählten Stegbreite der durch die neuesten amtlichen Bestimmungen festgelegte Höchstwert für $\tau_0 = 14 \text{ kg/cm}^2$ überschritten wird, und dann bei neuer gewählter Stegbreite der Rechnungsgang noch einmal durchgeführt werden muß.

Zur Vereinfachung dieses ganzen Rechnungsganges sind nachfolgend daher einige Gleichungen abgeleitet, welche unter gleichzeitiger vollkommener Ausnutzung der gewünschten Grenzspannungen für Druck und Zug, für ein gewünschtes Maß der Schubspannung, also gegeb. Falls für deren Höchstwert $\tau_0 = 14 \text{ kg/cm}^2$, die erforderliche Stegbreite und den erforderlichen Querschnitt der abzubiegenden Eisen unmittelbar errechnen lassen, ohne zuvor die Größe der gesamten schrägen Zugkräfte selbst ermitteln zu müssen. Der Grundgedanke der nachfolgenden Ableitungen liegt also weniger darin, einen Plattenbalken allein mit Rücksicht auf seine Druck- und Zugbeanspruchungen zu bemessen, zu welchem Zweck schon mehrfach Gleichungen und tabellarische Zusammenstellungen gegeben sind, als vielmehr, aber auch unter gleichzeitiger Ausnutzung der Biegungsspannungen, vereinfachte Gleichungen zu geben, die eine schnelle und für die Konstruktion vollkommen fertige Berechnung des Plattenbalkens auch mit Rücksicht auf die Schubkräfte ermöglichen.

Bezeichnet $s = \frac{n\sigma_b}{\sigma_e + n\sigma_b}$ und $z = h - a$,

so ist wie bekannt $x = sz$.

Dann wird $y = x - \frac{d}{2} + \frac{d^2}{6(2x-d)} = sz - \frac{d}{2} + \frac{d^2}{6(2sz-d)}$

$$h - a - x + y = z - sz + sz - \frac{d}{2} + \frac{d^2}{6(2sz-d)}$$

$$= z - \frac{d}{2} + \frac{d^2}{6(2sz-d)} = \frac{6z(2sz-d) - 3d(2sz-d) + d^2}{12sz^2 - 6dz - 6sdz + 3d^2 + d^2}$$

(a) $\dots\dots\dots = \frac{6(2sz-d)}{12sz^2 - 6dz(1+s) + 4d^2}$

Aus der bekannten Gleichung $\frac{bd^2}{2} + nf_e(h-a) = x = \frac{bd + nf_e}{2}$

wird f_e berechnet wie folgt

$$sz = \frac{bd^2 + 2nf_ez}{2(bd + nf_e)}, 2sz(bd + nf_e) = bd^2 + 2nf_ez$$

$$2nf_ez - 2snf_ez = 2szbd - bd^2,$$

$$2nf_ez(1-s) = bd(2sz-d)$$

(b) $\dots\dots\dots f_e = \frac{bd(2sz-d)}{2n(1-s)z}$

Nun ist weiter wie bekannt $\sigma_e = \frac{M}{f_e(h-a-x+y)}, f_e(h-a-x+y) = \frac{M}{\sigma_e}$

und nach Einsetzung der unter (a) und (b) gewonnenen Werte

$$\frac{bd(2sz-d)}{2n(1-s)z} \cdot \frac{12sz^2 - 6dz(1+s) + 4d^2}{6(2sz-d)} = \frac{M}{\sigma_e}$$

$$bd \left\{ \frac{12sz^2 - 6dz(1+s) + 4d^2}{12n(1-s)z} \right\} = \frac{M}{\sigma_e}$$

$$12sz^2 - 6dz(1+s) + 4d^2 = \frac{12n(1-s)zM}{\sigma_e bd}$$

Aus $s = \frac{n\sigma_b}{\sigma_e + n\sigma_b}$, folgt $\sigma_e = \frac{n\sigma_b(1-s)}{s}$.

Bezeichnet ferner, wenn M in mkg ausgedrückt wird,

(1) $\dots\dots\dots m = \frac{10M}{bd}$,

so wird der rechte Wert der obigen Gleichung $\frac{12n(1-s)zM}{\sigma_e bd} = \frac{12n(1-s)zs}{n\sigma_b(1-s)} \cdot 10m = \frac{120szm}{\sigma_b}$

und es stellt sich mithin die ganze Gleichung dar zu

$$12sz^2 - 6dz(1+s) + 4d^2 = \frac{120szm}{\sigma_b}$$

$$12sz^2 - \left\{ 6d(1+s) + \frac{120sm}{\sigma_b} \right\} z = -4d^2$$

$$z^2 - \left\{ \frac{1+s}{2s}d + \frac{10m}{\sigma_b} \right\} z = -\frac{d^2}{3s}$$

(2) $\dots\dots z = \frac{1+s}{4s}d + \frac{5m}{\sigma_b} + \sqrt{\left(\frac{1+s}{4s}d + \frac{5m}{\sigma_b} \right)^2 - \frac{d^2}{3s}}$

Wird nun der Ausdruck $h - a - x + y = \frac{1}{r}$ gesetzt,

so ergibt sich aus

$$\sigma_e = \frac{M}{f_e(h-a-x+y)} = \frac{rM}{f_e}, r = \frac{f_e \sigma_e}{M}$$

und für f_e den unter (b) errechneten Wert eingesetzt

$$r = \frac{bd(2sz-d)\sigma_e}{2n(1-s)zM}, \text{ und für } \frac{M}{bd} = \frac{m}{10} \text{ wird schließlich}$$

unter Beachtung, daß in diesem Wert M in mkg erscheint,

$$r = \frac{10(2sz-d)\sigma_e}{2n(1-s)mz \cdot 100}$$

(3) $\dots\dots\dots r = \frac{20n(1-s)mz}{(2sz-d)\sigma_e}$

Dann ergibt sich ohne weiteres nach obigen Ausführungen der erforderliche Eisenquerschnitt zu

(4) $\dots\dots\dots f_e = \frac{rM}{\sigma_e}$

und die Schubspannung bei gewählter Stegbreite zu

$$\tau_0 = \frac{rV}{b_1(h-a-x+y)}$$

(5) $\dots\dots\dots \tau_0 = \frac{r \cdot V}{b_1}$,

oder die Stegbreite bei etwa gewählter höchster Schubbeanspruchung (also vielleicht $\tau_0 = 14$)

(6) $\dots\dots\dots b_1 = \frac{rV}{\tau_0}$

Die Querkraft an der Stelle, an welcher die Schubspannung gerade ihren Grenzwert $\tau_0 = 4 \text{ kg/cm}^2$ erreicht, wird bestimmt aus $V' = \frac{V\tau}{\tau_0} = \frac{4b_1}{r}$

und der Abstand c vom Auflager, wo mit dem Abbiegen der die schrägen Zugkräfte aufnehmenden Eisen zu beginnen ist, wird

$$c = \frac{l}{2} \cdot \frac{V-V'}{V} = \frac{l}{2} \cdot \frac{V - \frac{4b_1}{r}}{V}$$

(7) $\dots\dots\dots c = \frac{l}{2} \cdot \frac{rV - 4b_1}{rV}$

oder, wenn man c durch τ_0 ausdrücken will,

$$c = \frac{l}{2} \left(1 - \frac{4b_1}{rV} \right) = \frac{l}{2} \left(1 - \frac{4}{\tau_0} \right) = \frac{l}{2} \cdot \frac{\tau_0 - 4}{\tau_0},$$

woraus sich wiederum τ_0 bestimmt zu

$$(8) \dots \dots \tau_o = \frac{4l}{l-2c}$$

Erreicht nun die Schubspannung im Beton ihren höchsten Wert mit $\tau_o = 14$, so wird

$$c = \frac{l}{2} \cdot \frac{14-4}{14} = \frac{l}{2,8}$$

und man kann also stets ohne weiteres den Querschnitt der abzubiegenden Eisen aus der nachfolgend gegebenen Gleichung berechnen, ohne zuvor den rechnerischen Wert für τ_o selbst zu bestimmen, um nötigenfalls eine Ver-

breiterung des Steges zu wählen, wenn man $c < \frac{l}{2,8}$ erhalten hat, was nämlich anzeigt, daß $\tau_o < 14 \text{ kg/cm}^2$ wird.

Nach Beton Kalender 1918, S. 269 berechnen sich die gesamten schrägen Zugkräfte aus

$$Z = 0,353 (\tau_o - \tau) c b_1 = 0,353 \left(\frac{rV}{b_1} - 4,0 \right) c b_1$$

$$= 0,353 c (rV - 4 b_1)$$

und schließlich der Gesamtquerschnitt der abzubiegenden Eisen, wenn c in m eingesetzt wird, aus

$$F_e = \frac{Z}{\sigma_e} = \frac{0,353 (rV - 4 b_1) c \cdot 100}{1200}$$

$$(9) \dots \dots F_e = 0,0294 c (rV - 4 b_1),$$

oder durch τ_o ausgedrückt unter Weglassung der Ableitung

$$F_e = 0,0147 \left(\frac{\tau_o - 4,0}{\tau_o} \right)^2 r V l,$$

oder durch b_1 und l ausgedrückt

$$F_e = 0,0147 \frac{(rV - 4 b_1)^2}{rV} l, \text{ wobei } l \text{ in } m.$$

Daraus ergibt sich schließlich, wenn man die Dimensionierung für den Höchstwert $\tau_o = 14$ durchführen will und V in t_o und l in m einsetzt,

$$F_e = 7,5 r V l.$$

Hiermit sind vorstehend alle allgemeinen Gleichungen gegeben, um einen Plattenbalken in allen seinen Konstruktionsteilen für gewünschte Spannungen zu dimensionieren. Im Nachfolgenden mögen daher noch für die in der Praxis am häufigsten vorkommenden Spannungsverhältnisse von σ_b/σ_e gleich die besonderen gebrauchsfertigen Gleichungen gegeben werden.

Bezeichnet also zunächst einheitlich für den ganzen Rechnungsgang unter Einsetzung von M in mkg

$$m = \frac{10 M}{b d},$$

so ergeben sich im Besonderen für die einzelnen Fälle folgende Werte:

$$I. \sigma_b/\sigma_e = 40/1200: \quad s = \frac{1}{3}$$

$$z = d + 0,125 m + \sqrt{(d + 0,125 m)^2 - d^2}, \quad r = \frac{4z - 6d}{m z}$$

Vermischtes.

Nachweis für die Rostsicherheit des Eisens bei Eisenbeton. In No. 10 der „Mitteilungen“ ist von Hrn. Prof. E. Probst ein „Nachweis für die Rostsicherheit des Eisens bei Eisenbeton“ veröffentlicht, der den Zweck verfolgt, die Zweifel von Gegnern der Eisenbetonbauweise an der Rostsicherheit der Eiseneinlagen im Beton zu zerstreuen. Hierzu seien nur wenige Bemerkungen gestattet. Abgesehen von einem kleinen, durch rein wirtschaftliche Fragen beeinflussten Kreise kann man von Gegnern der Eisenbetonbauweise nicht reden. Es gibt aber unter den Ingenieuren, die der Eisenbetonbauweise mit wissenschaftlichem Blick und vorurteilsfrei gegenüberstehen, Viele, die der Eisenbetonbauweise gegenüber eine gewisse Vorsicht walten lassen. Diese Vorsicht wird aber nicht, wie es nach den Ausführungen der genannten Veröffentlichung scheinen könnte, durch die Zweifel an der Rostsicherheit des Eisens in Beton an und für sich, sondern durch ganz andere Gründe bedingt. Darüber herrscht in den genannten Kreisen kein Zweifel, daß das Eisen in gutem und dichtem Beton bei genügender Ueberdeckung vom Rost nicht angegriffen werden kann, wenn nicht durch Risse im Beton den rosterzeugenden Einflüssen der Weg zum Eisen gebahnt wird. Die Besorgnisse der genannten Kreise haben vielmehr ihre Gründe in den Tatsachen, daß der Beton eine niedrige Zugfestigkeit und eine geringe Bruchdehnung besitzt, daß die Festigkeit des Betons trotz der größten Sorgfalt bei der Bereitung und Verarbeitung großen Schwankungen unter-

$$II. \sigma_b/\sigma_e = 35/1200: \quad s = \frac{7}{23}$$

$$z = \frac{7,5 d + m}{7} + \sqrt{\left(\frac{7,5 d + m}{7} \right)^2 - \frac{23}{21} d^2}, \quad r = \frac{3,5 z - 5,75 d}{m z}$$

$$III. \sigma_b/\sigma_e = 30/1200: \quad s = \frac{3}{11}$$

$$z = \frac{7 d + m}{6} + \sqrt{\left(\frac{7 d + m}{6} \right)^2 - \frac{11}{9} d^2}, \quad r = \frac{3 z - 5,5 d}{m z}$$

$$IV. \sigma_b/\sigma_e = 25/1200: \quad s = \frac{5}{21}$$

$$z = \frac{6,5 d + m}{5} + \sqrt{\left(\frac{6,5 d + m}{5} \right)^2 - \frac{7}{5} d^2}, \quad r = \frac{2,5 z - 5,25 d}{m z}$$

$$V. \sigma_b/\sigma_e = 20/1200: \quad s = \frac{1}{5}$$

$$z = \frac{6 d + m}{4} + \sqrt{\left(\frac{6 d + m}{4} \right)^2 - \frac{5}{3} d^2}, \quad r = \frac{2 z - 5 d}{m z}$$

Zum Schluß sei noch an einem Beispiel der einfache und kurze Rechnungsgang für die Dimensionierung eines hochstegigen Plattenbalkens auf Grund der oben abgeleiteten Gleichungen veranschaulicht.

Beispiel: Es sei der von W. Gehler in seinen „Erläuterungen mit Beispielen zu den Eisenbetonbestimmungen 1916“ Seite 70 angeführte Plattenbalken für das Spannungs-Verhältnis $\sigma_b/\sigma_e = 40/1200$ bei einer Stegbreite von $b_1 = 20 \text{ cm}$ vollständig zu dimensionieren.

$M = 22700 \text{ mkg}$; $V = 16500 \text{ kg}$; $b = 90 \text{ cm}$; $d = 12$; $b_1 = 20 \text{ cm}$; $l = 5,5 \text{ m}$

$$m = \frac{10 \cdot 22700}{90 \cdot 12} = 210$$

$$z = 12 + 0,125 \cdot 210 + \sqrt{(12 + 0,125 \cdot 210)^2 - 12^2} = 74,55 \text{ cm}$$

$$r = \frac{4 \cdot 74,55 - 6 \cdot 12}{210 \cdot 74,55} = 0,01446$$

$$f_e = \frac{0,01446 \cdot 22700}{1200} = 27,3 \text{ cm}^2$$

$$c = \frac{5,5}{2} \cdot \frac{(0,01446 \cdot 16500 - 4 \cdot 20,0)}{0,01446 \cdot 16500} = 1,83 \text{ m}$$

$$F_e = 0,0294 \cdot 1,83 (0,01446 \cdot 16500 - 4 \cdot 20,0) = 8,53 \text{ cm}^2$$

Es ist $c = 1,83 \text{ m} < \frac{5,5}{2,8}$, also ist $\tau_o < 14,0 \text{ kg/cm}^2$ und

zwar nach Gleichung (8)

$$\tau_o = \frac{4 \cdot 5,50}{5,5 - 2 \cdot 1,83} = 11,95 \text{ kg/cm}^2.$$

Eine Nachprüfung der Ergebnisse nach den in den Amtlichen Bestimmungen gegebenen Gleichungen wird den Beweis erbringen, daß die errechneten Querschnitte die gewünschten Spannungen ergeben. —

worfen ist, daß das Schwinden des Betons erhebliche Zugspannungen im bewehrten Beton erzeugt, daß also bei Eisenbetonkonstruktionen mit Rissen zu rechnen ist, die bis zu den Eiseneinlagen reichen, und daß bei solchen Rissen die Eiseneinlagen an den Ribstellen vom Rost angegriffen, d. h. der allmählichen Zerstörung ausgeliefert werden, wenn nicht vorbeugende Maßregeln ergriffen werden. Diese Besorgnisse zu zerstreuen, ist das von Herrn Professor Probst veröffentlichte Beispiel nicht geeignet. Denn es handelt sich um eine Betonplatte mit Eiseneinlagen, die weder aus dem Eigengewicht noch aus einer Nutzlast Zugspannungen erhielt, und infolge des geringen Querschnittes der Bewehrungseisen nur ganz geringen Zugspannungen infolge des Schwindens ausgesetzt sein könnte. —

Stettin im Juni 1919. Schaper.

Nachschrift der Schriftleitung. Nachdem wir auch dieser Zuschrift Raum gegeben haben, glauben wir die Erörterung dieser in den letzten Jahren so oft behandelten Frage schließen zu dürfen, da ihr z. Zt. wohl kaum neue Gesichtspunkte abgewonnen werden können. —

Inhalt: Beton im Meere. — Die unmittelbare, vollständige Dimensionierung von Plattenbalken, bei welchen die Nullinie in den Steg fällt, aus dem Moment und dem Plattenquerschnitt für gewünschte Grenzspannungen für Druck, Zug und Schub. — Vermischtes. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

16. Jahrgang 1919.

NO 15.

Die neue Argenbrücke bei Wangen im Allgäu.

Hierzu die Abbildungen Seite 95.



Über die Argen bei Beutelsau führte eine Holzbrücke, die schon mehr als 100 Jahre alt war. Durch ihre malerische Form bot sie dem Beschauer eines jener ehrwürdigen Brückenbilder, welche der Landschaft zur Zierde gereichen. Wenn auch den Anforderungen des Verkehrs nicht mehr vollauf genügend, hätte man

dieses alte, den Anwohnern so lieb gewordene Bauwerk sicher gern erhalten. Aber ein Schadenfeuer ließ es der Vernichtung anheimfallen, und so war denn die Möglichkeit geschaffen, den Verkehrsbedürfnissen Rechnung zu tragen. Gleichzeitig kam es nun darauf an, dem neuen Bauwerk ein Aussehen zu geben, das sich

würdig an die Stelle des alten setzen konnte. In Holz wollte man nicht wieder bauen, ein Eisenfachwerk konnte für das schöne Landschaftsbild kaum in Frage kommen, und so blieb nur die Wahl zwischen Eisenbeton und Stein übrig. So mußten denn schließlich technische Gründe den Ausschlag geben.

Da die Argen im Frühjahr bedeutendes Hochwasser führt, war es erforderlich, die Brücke ohne Strompfeiler auszubilden, dergestalt, daß bei einer Breite des Flußbettes von 27 m eine Durchflußöffnung von 22 m vorhanden sein sollte. Ferner war zwischen Hochwasserlinie und Unterkante Tragwerk ein lichter Raum von 70 cm gefordert, damit die bei Hochwasser mitgeführten Hölzer usw. die Brücke nicht beschädigen können. Für das Tragwerk und die Fahrbahn blieben dann nur 86 cm Höhe übrig, und da bei dieser Beschränkung eine gewölbte Steinbrücke von 22 m Spannweite nicht

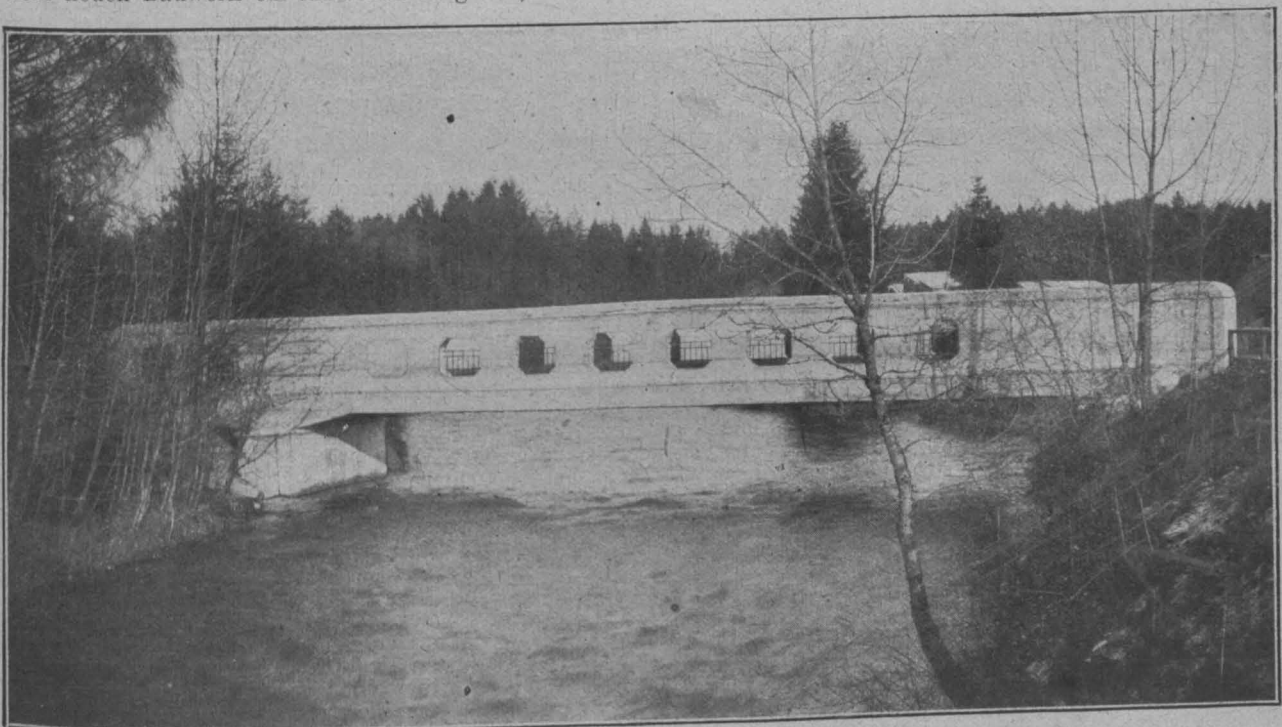


Abbildung 3. Gesamtansicht der Argenbrücke bei Wangen im Allgäu. Hauptöffnung 22,7 m Stützweite.

auszuführen war, mußte eine Eisenbeton-Balkenbrücke gewählt werden.

Im Auftrag der Gemeinden Deuchelried und Leupolz, auf deren Kosten die Brücke zu erbauen war, veranstaltete der Oberamtsbaumeister Lauterwein in Wangen im Allgäu seiner Zeit einen engeren Wettbewerb unter verschiedenen Eisenbeton-Unternehmungen. Von den eingereichten Entwürfen entsprach derjenige der Actien-Gesellschaft für Beton- und Monierbau in Stuttgart am besten den gestellten Forderungen und wurde daher zur Ausführung bestimmt.

Die nach diesem Entwurf ausgeführte Brücke ist in den Abb. 1 und 2, S. 95, im Längsschnitt, Grundriß und Querschnitten in ihrer Gesamtanordnung, in Abb. 3, S. 93, in ihrer äußeren Erscheinung und Wirkung im Landschaftsbild dargestellt.

Eine Erhöhung der in der Wagrechten liegenden Fahrstraße war nicht angängig und bei der beschränkten Bauhöhe mußten die Hauptbalken über die Fahrbahn gelegt werden. Aber auch die Höhe dieser Balken mußte in bestimmten Grenzen bleiben, weil die anschließende Fahrstraße in einer Krümmung liegt und ihr hauptsächlichster Verkehr außerdem in Langholzfuhren besteht.

Die Ausbildung der Hauptbalken nach Art der Vierendeelträger brachte die zweckentsprechende Lösung. Unter Einhaltung der vorgeschriebenen Oeffnung von 22 m wurde dabei in kurzer Entfernung vom linken Ufer ein Pfeiler angeordnet. Die dadurch geschaffene kleine Oeffnung ist mit einem gewöhnlichen Eisenbetonbalken überdeckt, der sich in seiner Form dem Vierendeelträger anschließt; durch Anordnung einer Fuge über dem Pfeiler wurde die Kontinuität ausgeschaltet.

Die Form der Hauptbalken im Einzelnen mit Feldteilung, Querschnittausbildung und Bewehrung ist aus der Abbild. 4, S. 95, ersichtlich. Der Untergurt verläuft danach geradlinig, der Obergurt zeigt leichte Schwelung, sodaß die Höhe von 2,6 auf 2,75 m nach der Mitte zu wächst. Die Breite des eigentlichen Balkenträgers ist 0,5 m.

Die Gesamtbreite der Brücke zwischen den Hauptbalken beträgt 5 m, wovon 4 m auf die Fahrbahn und je 0,5 m auf die beiderseitigen Fußsteige entfallen. Die Hauptbalken nehmen die in Abständen von 2,06 m verlegten Querbalken von 0,45 m Höhe und 0,30 m Breite auf, zwischen welche sich die 15 cm starken Tragplatten spannen. Die Bewehrung der Querbalken und der Platte ist aus dem vergrößerten Querschnitt, Abbildung 5, S. 95, ersichtlich.

Um dem Bauwerk für die durch Temperaturschwankungen hervorgerufenen Bewegungen eine gewisse Freiheit zu sichern, wurden unter die Hauptbalken auf die

Widerlager 10 mm starke, besonders glatte Fluß-Eisenplatten gelegt, die auf eisenbewehrten Betonquadern der Mischung 1:4 ruhen. Die Abbildungen 6a und b lassen diese Ausbildung erkennen.

Als Belastung für die Fahrbahn wurde ein Wagen mit 7,5 t Gesamtgewicht angenommen, während sich für die Hauptbalken die ungünstigen Momente unter Berücksichtigung einer gleichmäßig verteilten Last von 400 kg/m² durch Menschengedränge ergaben.

Der Pfeiler in der Nähe des linken Ufers wurde aus architektonischen Gründen stärker gehalten, als zur Aufnahme der Lasten notwendig war; aus gleichem Anlaß sind die letzten Felder des Hauptbalkens über die Widerlager hinaus verlängert.

Die Gründung der Landwiderlager erfolgte auf festem Gestein und bereitete keinerlei Schwierigkeiten. Die Arbeiten konnten ohne jede Wasserhaltung ausgeführt werden, da vom Wasserspiegel bis auf eine Tiefe von 1,6 m unter Flußsohle Letten anstand. Für den Pfeiler dagegen gestaltete sich die Gründung recht schwierig. An dieser Stelle bestand der Baugrund aus Gerölle, alten Faschinen und versenkten Holzschwellen, sodaß ein Eintreiben von Spundwänden unmöglich war. Zur Abdichtung der Baugrube mußten daher Fangedämme errichtet werden, indes war trotz sorgfältigster Ausführung derselben das Wasser mit einer Kreiselpumpe von 20 cm Durchmesser nicht zu halten. Da einwandfreier Baugrund erst etwa 1,8 m unter Flußsohle angetroffen wurde, blieb nichts weiter übrig, als den Pfeiler auf Holzpfähle zu stellen. Die Pfähle von rund 25 cm Durchmesser wurden auf eine Tiefe von 3—3,5 m eingerammt.

Die Einrüstung der Brücke erfolgte gleichfalls auf eingerammten Pfählen, wobei die Hauptbalken eine Ueberhöhung von 30 mm erhielten. Die Brückenschalung war gehobelt und in sehr sorgfältiger Weise zusammengepaßt, sodaß bei Verwendung von abgeseibtem Kiessand für die sichtbaren Flächen ein Verputz oder eine sonstige Bearbeitung erspart werden konnte.

Die Argen führt ein sehr rasch steigendes und gefährliches Hochwasser, wodurch es erforderlich war, die anschließenden Ufer und damit die Widerlager durch Spundwände und Betonbohlen gegen Unterspülungen zu schützen. Hierfür mußten an Kosten rd. 4000 M. aufgewendet werden, während für die Brücke selbst 13 900 M. ausgegeben sind. Innerhalb 8 Wochen nach Baubeginn waren die Betonierungsarbeiten beendet und etwa 6 Wochen später erfolgte die Ausrüstung. Hierbei konnte eine Senkung von 5 mm beobachtet werden.

Die Probelastung ergab bei Vollbelastung ebenfalls eine Durchbiegung von 5 mm, welche aber nach der Entlastung wieder zurückging. — K.

Beschädigungen von Betonbauwerken durch Grundwasser und Abwasser.



Es ist eine seit längerem bekannte Tatsache, daß ein größerer Gehalt an schwefelsauren Salzen, wie er sich im Meerwasser findet und im Moorwasser sowie auch im Abwasser vorkommen kann, auf Beton zerstörend einwirkt, wobei namentlich die Bildung von Calciumsulfoaluminaten eine Rolle spielt. Ebenso ist bekannt, daß bei einem größeren Gehalt an gelöster Kohlensäure im Grundwasser ebenfalls Zerstörungen auftreten können, die auf die Auslaugung des Kalkes aus dem Zement und die Bildung in wasserlöslichen doppelkohlensauren Kalkes zurückzuführen sind. Ausgedehnte, mit Staatshilfe durchgeführte Versuche haben über das Verhalten des Betons im Meerwasser vollständige Klarheit geschaffen und die Bedingungen erkennen lassen, unter denen Beton seinen Angriffen widersteht. Untersuchungen über das Verhalten des Betons im Moorwasser sind gleichfalls im Gange. Nicht in demselben Maße geklärt sind aber die Bedingungen der anderen erwähnten Zerstörungserscheinungen, vor allem aber wird trotz der vorliegenden Erfahrungen selbst bei umfangreichen Bauten, die im Grundwasser und in wechselnden Bodenarten ausgeführt werden, doch immer noch nicht die genügende Vorsicht einer vorherigen Boden- und Wasseruntersuchung beobachtet, durch welche sich von vornherein hätte erkennen lassen, ob und unter welchen Bedingungen Beton bei den

gegebenen Verhältnissen zweckmäßig und verwendbar ist.

Die Emschergenossenschaft hat nun bei ihren umfangreichen Bauausführungen, die mehr als ein Jahrzehnt zurückreichen, in großem Maßstab mit Beton gearbeitet und zwar unter vielfach sehr ungünstigen Verhältnissen in stark verunreinigten Bodenschichten des rheinischen Industriegebietes. Es ist daher nicht zu verwundern, daß dabei auch eine Reihe unliebsamer Erfahrungen gemacht worden sind. Die Genossenschaft berichtet darüber eingehend in ihrem Bericht über das Rechnungsjahr 1918. Es wird von Interesse sein, hierüber an dieser Stelle einige Mitteilungen zu machen:

Nach einigen allgemeinen Bemerkungen über die Ausdehnung und die Vorzüge des Betonbaues, dem die schon erwähnten Nachteile der Beeinträchtigung durch gewisse chemische Einflüsse gegenübergestellt werden, wird zunächst aus der Literatur eine Uebersicht über die Beobachtung derartiger Zerstörungserscheinungen mitgeteilt, die sowohl Fälle des Inlandes wie des Auslandes berücksichtigt. Unter den ersteren Fällen werden namentlich die Beobachtungen in Charlottenburg, Frankfurt a. M., Osnabrück, sowie einer der neuesten Fälle in einem Vorort von Berlin (es handelt sich um Neukölln) geschildert, wo Entwässerungskanäle und Uferbauten nach kurzer Zeit wesentliche Zerstörungen zeigten, die auf den Sulfatgehalt im Grundwasser zurückzuführen waren. Dieser hatte seine Ursache in der Oxydation von Schwefelkiesen, die in Torf- und

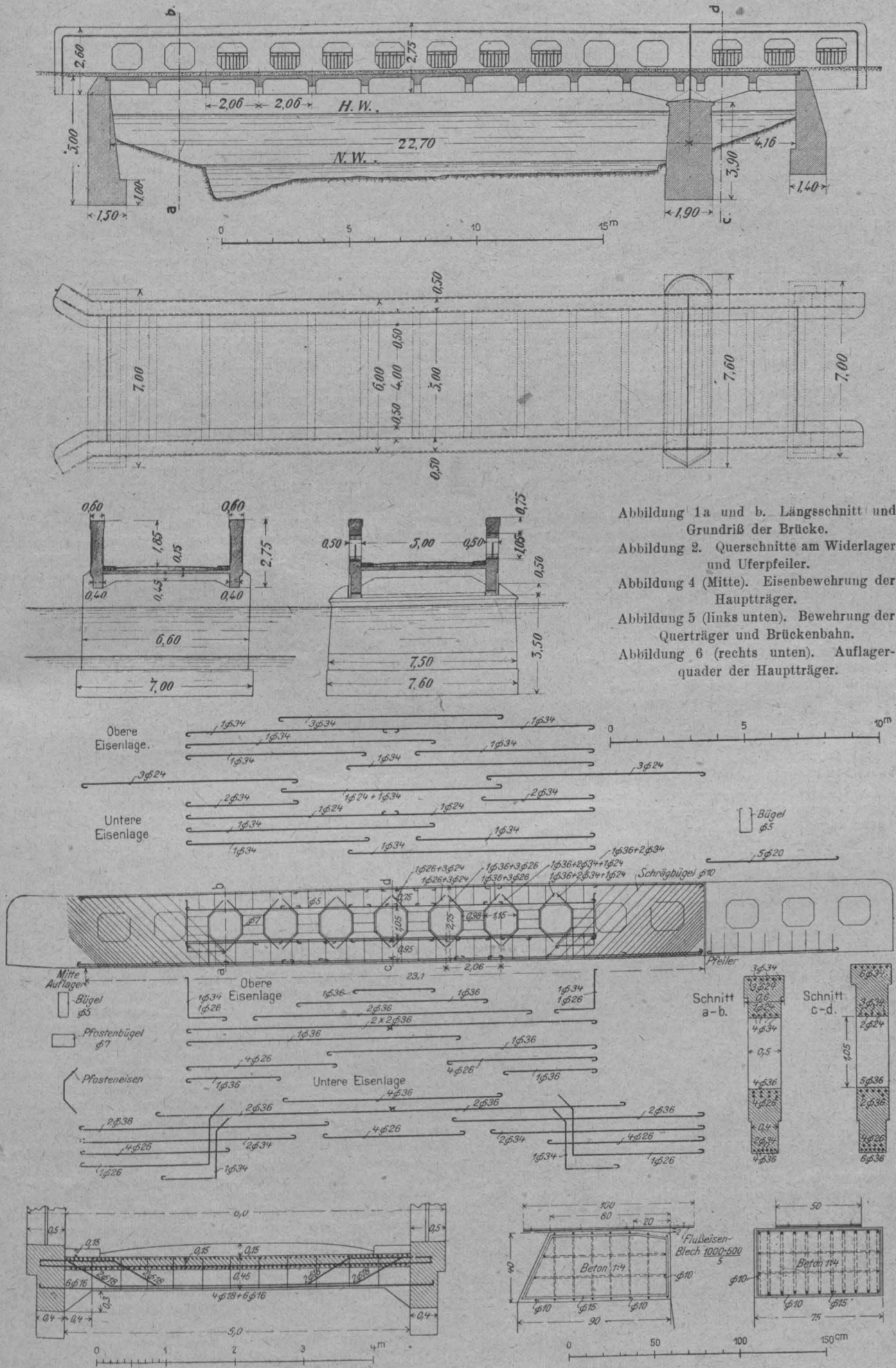


Abbildung 1a und b. Längsschnitt und Grundriß der Brücke.
 Abbildung 2. Querschnitte am Widerlager und Uferpfeiler.
 Abbildung 4 (Mitte). Eisenbewehrung der Hauptträger.
 Abbildung 5 (links unten). Bewehrung der Querträger und Brückenbahn.
 Abbildung 6 (rechts unten). Auflagerquader der Hauptträger.

Abbildungen 1 und 2, sowie 4-6. Konstruktion der Brücke.
 Die neue Argenbrücke bei Wangen im Allgäu.

Moorschichten enthalten waren, aus denen das Erdreich in beiden Fällen unter dem aufgeschütteten Boden der oberen Schichten bestand.

Die eigenen Erfahrungen der Emschergenossenschaft gehen bis auf das Jahr 1911 zurück und wurden am Emscherkanal selbst in Hörde gemacht und zwar auf einer Strecke, wo die Hermannshütte in geschlossenem Kanal, der teils in offener Ausgrabung, teils im Tunnel hergestellt wurde, durchquert wird. Der Kanal wurde in einem Mischungsverhältnis 1:6 mit bestem Portlandzement ausgeführt. Die in offener Baugrube hergestellte Kanalstrecke erhielt eine Abdeckung aus Asphaltjute. In den Tunnelstrecken war das nicht möglich, hier ist der Beton einfach dicht gegen das Gebirge gestampft. In der ganzen Länge des Kanales ist unter der Sohle eine 25 m starke Schicht Hochofenschlacke gepackt worden, in die eine vierfache Längsdrainage eingelegt ist. Außerdem wurden in die Wände in Abständen von 5—6 m in 20 cm Höhe über dem Bankett des begehbaren Kanales Drainröhren eingesetzt, um die Sickerwässer in den Kanal einzuleiten, eine Aufgabe, der diese Röhre nach späterem Befund allerdings nicht genügt. Der Kanal ist bis zu $\frac{1}{3}$ seiner Höhe in indifferentem Mergel eingebettet, während er mit den oberen $\frac{2}{3}$ in einer 7—12 m hohen Schutthalde liegt, die aus Anschüttungen von Hochofenschlacke und anderen Abfallprodukten besteht. Der Kanal besitzt gutes Gefälle.

Nach Fertigstellung einer Teilstrecke des Kanales stieg das Grundwasser etwa bis zur Hälfte des Kanalprofils, und als nach einigen Monaten das Grundwasser abgeleitet wurde, zeigte sich, daß der Beton an zahlreichen Stellen in verschiedener Weise angegriffen war. Es zeigten sich kristallinische Ausschwitzungen tropfsteinartigen Charakters sowohl an und in den Drainröhren wie auch an Längsrissen im Beton, durch die Wasser in den Tunnel eintrat. Ferner trat ein Erweichen des Putzes sowie der darunter liegenden eigentlichen Betonmasse ein und zwar teilweise in dem Grade, daß sich diese Masse mit der Hand aushöhlen ließ. Die Stellen, an denen dieses Erweichen wahrgenommen wurde, befanden sich in der Höhe der Trennungsregion zwischen gewachsenem Boden und der Schlacke, die am meisten beschädigten Stellen neben den verstopften Drainröhren. Der erweichte Beton und seine Umgebung waren ganz feucht, an mehreren Stellen zeigten sich Abblätterungserscheinungen, wie sie für Gipstreifen charakteristisch sind. Schließlich wurde noch, z. T. in sehr reichlichen Mengen, das Ausscheiden eines grauen Schlammes auf der nicht verputzten Sohle beobachtet und die Bildung einer steifen, kalkigen Haut auf dem Grundwasser. Durch Austemmen wurde festgestellt, daß sich die Zerstörungsercheinungen von außen nach innen fortschreitend bemerkbar machten. Bei gelegentlicher Aufgrabung einer Kanalstrecke wurde auch eine teilweise Zerstörung der Jute-Abdeckung festgestellt, trotzdem diese an sich einwandfrei gewesen war.

Es haben darauf im Winter 1911/12 eingehende Untersuchungen einerseits durch den Chemiker der Emschergenossenschaft, Dr. B a c h, andererseits durch den Vorstand

Tote.

Wilhelm GERMELMANN †. Am 5. Juli d. J. ist nach längerer schwerer Erkrankung der Wirkl. Geh. Ob.-Brt. G e r m e l m a n n in Berlin im 70. Lebensjahr verstorben. Wir gedenken seiner an dieser Stelle besonders als des langjährigen Vorsitzenden des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“, dessen wertvollen vom Reich, Staat und Interessenten gemeinsam geförderten und mit reichen Mitteln unterstützten Forschungsarbeiten die Entwicklung des Deutschen Eisenbetonbaues Außerordentliches verdankt, sowie als des Reichskommissars für Zement, d. h. des Vorsitzenden der 1916 begründeten Reichsstelle für Zement, deren Kontrolle die Erzeugung, Verteilung und Preisbemessung des Zementes unterstellt worden ist. In beiden Stellungen hat er sich durch seine geschickte Leitung, seine gerechte und laute Gesinnung die Wertschätzung aller beteiligten Kreise erworben. Das war namentlich bei der 2. Aufgabe, wo es galt, zwischen den stark auseinander gehenden Interessen der Erzeuger und Verbraucher einen einigermaßen angemessenen Ausgleich zu finden, keine leichte Aufgabe.

Sein Hauptarbeitsgebiet, auf dem er sich einen Ruf als erfahrener und kenntnisreicher Fachmann in langjähriger Tätigkeit im preuß. Staatsdienst erworben hat, war aber dasjenige des Wasserbaues. Abgesehen von den Jahren seiner Bauführerzeit und den ersten Jahren nach Ablegung der 2. Staatsprüfung 1878, hat er bis zu seinem Austritt aus dem preuß. Staatsdienst i. J. 1916 seine Kraft ausschließlich diesem Gebiet gewidmet. Zuerst beim Bau des Ems-Jade-Kanals, dann auf Borkum, später in Emden tätig, wurde er Ende der 80er Jahre nach Berlin als Wasserbauinspektor berufen, um die nach den Plänen Wiebes vor-

des chemischen Laboratoriums des „Vereins Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten“, Dr. F r a m m, stattgefunden, die übereinstimmend die Beschädigungen weder dem verwendeten Material noch der Bauausführung, sondern ausschließlich dem Charakter der Sickerwässer und der über dem Kanal ruhenden Schutthalde zuschrieben. Die Sickerwässer reicherten sich bei dem Durchfließen dieser Schutthalde, wie die chemische Untersuchung ergab, reichlich mit schwefelsauren Salzen an und stauten sich dann auf der etwa in $\frac{1}{3}$ der Tunnelhöhe liegenden undurchlässigen Tonschicht und preßten sich nun in den Beton. Im übrigen stellte die genaue Untersuchung fest, daß wahrscheinlich außerdem noch eine Reihe anderer Ursachen bei der Zerstörung mitwirkten und zwar: Ausspülung des freien, noch nicht karbonisierten Kalkes aus dem noch jungen Beton durch einseitigen Wasserdruck, Einwirkung freier Kohlensäure im Wasser, desgl. freier Schwefelsäure, desgl. hoher Gehalt an Chlorverbindungen (Kochsalz, Chlorcalcium, Chlormagnesium), schließlich hoher Gehalt an schwefelsauren Salzen, namentlich schwefelsaurem Magnesium, wie an Alkalisulfaten überhaupt. Diese Verschiedenartigkeit der Sickerwässer ergab sich aus der sehr verschiedenartigen Zusammensetzung der Schutthalde.

Ausbesserungen wurden nach erfolgter Untersuchung in der Weise vorgenommen, daß der erweichte oder zweifelhafte Beton streckenweise herausgeschlagen und durch Klinkermauerwerk ersetzt wurde. Auch wurde der weitere Bau in Beton vorläufig eingestellt und statt dessen in säurefestem Ziegelmauerwerk fortgesetzt. Es wurde ferner neben den vorgesehenen Drainagen noch besondere Entwässerungsschlitze in den Beton gestemmt. Es wurde auf diese Weise dem Fortschritt der Zerstörung teilweise Einhalt geboten, teilweise zeigten sich aber auch bei späteren Untersuchungen neue, zunächst nicht festgestellte Schäden. Ein wirksamer Schutz ist in diesem Fall nur möglich durch die Fernhaltung der Sickerwässer von den Wandungen des Tunnels, was aber auf die ganze Länge des Tunnels durchzuführen sehr schwierig ist. Daß auch die Umhüllung mit Asphaltjute stellenweise versagt hat, wurde schon bemerkt. Die Berichterstattung nimmt dabei nicht eine mechanische Zerstörung, sondern eine solche durch den Angriff der Wässer an. Auf einer 130 m langen Strecke wurde dann die untere Tunnelseite ganz ausgestemmt und durch Mauerwerk ersetzt nach Einbringung von 30 cm starker Sickerschicht und Anordnung von Drainagen. Diese Strecken haben sich dann gehalten, doch sind 1914 in anderen Strecken ebenfalls Zerstörungsercheinungen beobachtet worden. Der Befund in neuester Zeit hat ergeben, daß auch der ganze Kanal in der schon erwähnten Weise durch Mauerwerk wird ersetzt werden müssen.

Bezüglich der Kosten führt der Bericht an, daß die Gesamtkosten der betreffenden Kanalstrecke 66 000 M. betragen haben und daß bei Ausführung in Ziegelmauerwerk von vornherein 120 000 M. Mehrkosten erwachsen wären. Inzwischen sind bis Ende 1918 an Ausbesserungskosten 88 000 M. verausgabt worden. —

(Schluß folgt.)

gesehene Kanalisierung der Spree durchzuführen, bei welcher die eigentlichen wasserbaulichen Arbeiten dem Staat, die umfangreichen Neugestaltungen der Straßen und Brücken der Stadtgemeinde zufielen. Eine der baulich schwierigsten Aufgaben, die Schiffbarmachung des Hauptspreearmes am Mühlendamm durch Forträumung der vorhandenen Hindernisse und Bau eines großen Wehres mit Schiffschleuse, war dabei der besonderen Leitung GERMELMANN'S unterstellt. Daß sich dabei auf engster Baustelle das Zusammenarbeiten der staatlichen und städtischen Bauverwaltung zur Förderung der Sache in bestem Einvernehmen vollzog, ist ein wesentliches Verdienst GERMELMANN'S, den Unterzeichner als damaliger Bauleiter der städtischen Bauten dabei näher kennen und schätzen zu lernen Gelegenheit hatte. Schon 1893 wurde GERMELMANN dann nach Stettin als Regierungs- und Baurat versetzt, 1896 aber ins Ministerium berufen und 1898 zum Vortragenden Rat ernannt. Die östlichen preuß. Ströme, vor allem Weichsel und Oder waren seinem Dezernat unterstellt, desgl. die Arbeiten an der pommerschen Küste und auf Rügen. Seinem praktischen Sinn und seiner reichen Erfahrung verdanken diese Gebiete wertvolle Förderung. Lange Jahre war GERMELMANN auch ein tätiges Mitglied der preuß. Akademie des Bauwesens und des Techn. Ob.-Prüfungsamtes.

Ein tüchtiger Fachmann, eine wertvolle Persönlichkeit und ein schätzenswerter Mensch ist mit ihm dahin gegangen. —

F. EISELEN.

Inhalt: Die neue Argenbrücke bei Wangen im Allgäu. — Beschädigungen von Betonbauwerken durch Grundwasser und Abwasser. — Tote. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz EISELEN in Berlin.
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg., P. M. Weber in Berlin.

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

16. Jahrgang 1919.

№ 16.

Straßenüberführung auf Bahnhof Dausenau.

Von W. Braun, Vorstand der Actien-Gesellschaft für Beton- und Monierbau, Abt. Leipzig.



Infolge der Neuanlage zweier Ueberholungs-Gleise und der Erbauung eines Empfangs-Gebäudes auf Bahnhof Dausenau, zwischen Bad Ems und Nassau gelegen, wurde eine Ueberführung der die Eisenbahn bisher in Schienenhöhe kreuzenden Straße erforder-

lichen den Brüstungen, wovon 4,75 m auf den Fahrdamm entfallen.

Gründung, Widerlager und Pfeiler sind in Stampfbeton 1 : 10 ausgeführt, die Auflager im Verhältnis 1 : 5 gemischt und bis auf 30 cm an den Vorderkanten abgeschragt. Die langen Flügelmauern wurden zur Vermeidung von Rissen mit Ausdehnungsfugen versehen. Als

lich. Das Bauwerk sollte dem öffentlichen Fahr- und Fußverkehr dienen und die Verbindung zwischen den neuangelegten Zwischenbahnsteigen und dem Empfangsgebäude herstellen. Brücke und Zugang sind ein einheitliches Bauwerk, der Zugang ist indes nur von dem Bahnhofsgebäude aus, das an der nordwestlichen Flügelmauer angebaut ist, zu erreichen. Abbildung 1 veranschaulicht die fertige Brücke von Osten gesehen, Abbildung 2 zeigt die Ansicht von Westen mit dem Zugang und den Bahnstiegen, jedoch ohne das Bahnhofsgebäude. Dieses wurde erst nach Fertigstellung der Brücke in Angriff genommen. In den Abbild. 3a—d a. S. 98 u. 99 ist die Gesamtanordnung der Brücke wiedergegeben.

Die Brücke schneidet die in starker Krümmung liegenden Gleise unter einem Winkel von 85°. Sie besitzt zwischen den Widerlagern eine Gesamt-Lichtweite von 25,5 m und überspannt die 4 Gleise mit 3 Bögen. Die größere Mittelöffnung, durch die beide Hauptgleise führen, ist 10,65 m weit, die kleineren Seitenöffnungen haben 6,175 bzw. 6,375 m Lichtweite und dienen zur Durchleitung der Ueberholungsgleise. Die Breite der Brücke beträgt 6,50 m zwi-



Abbildung 1 (oben). Ansicht von Osten.

Abbildung 2. Ansicht von Westen mit den Zugängen vor Ausführung des Bahnhofsgebäudes.

Form der Fahrbahnkonstruktion sind Bögen gewählt, die Ausführung erfolgte jedoch aus Gründen der Zweckmäßigkeit und Billigkeit als Platten-Auslegerbrücke mit eingehängtem Mittelstück in Eisenbeton 1:3½. Die Stärke in Mitte der Seitenöffnung beträgt 55 cm, in der Mittelöffnung nur 45 cm. Aus Abbildung 4 sind die Ein-

Die Isolierung der Fahrbahn erfolgte in der üblichen Weise mit Asphaltgewebe-Platten; eine besonders aufgebrauchte schwache Betonschicht schützt diese vor Beschädigungen. Als Abdeckung wurde für die eigentliche Fahrbahn Kleinpflaster auf Kiesbettung und für die beiderseitigen Fußwege 5 cm starke Kunststeinplatten mit Basaltzusatz mit gleicher Unterbringung gewählt. Die Bordsteine sind aus dem gleichen Baustoff.

Das Gelände an der Ostseite ist teils als massive Brüstung, teils in Eisen ausgebildet, dasjenige der Westseite durchweg in Beton von 25 bzw. 28 cm Stärke mit schwachen Eisenlagen.

Der 2,7 m breite Zugang zu den Bahnsteigen liegt auf derselben Höhe wie die Fußwege der Brücke und hat wie diese von der Mitte nach den Seiten ein Gefälle 1:50. Die Tragkonstruktion besteht aus Platte und Eisenbetonbalken in der üblichen Ausführung. Die Platte hat eine Stärke von 17 cm. Der 50 cm breite und 90 cm hohe Balken ruht auf Eisenbetonstützen, die in Verbindung mit den Wangenmauern der Treppen hergestellt sind. (Vergl. Abb. 4.)

Beachtenswert ist die freitragende Brüstung in der Mittelöffnung der Brücke mit Rücksicht auf das eingehängte Mittelstück. Durch Ausbildung der durchgehenden Fuge ist die Wirksamkeit der Gelenke auch an dieser Stelle gesichert.

Die Zugangs-Treppen sind 2,38 m breit. Die Gründung und die 25 cm starken Wangenmauern sind in Stampfbeton ausgeführt; die Treppenplatte ist Eisenbeton von 13 cm Stärke,

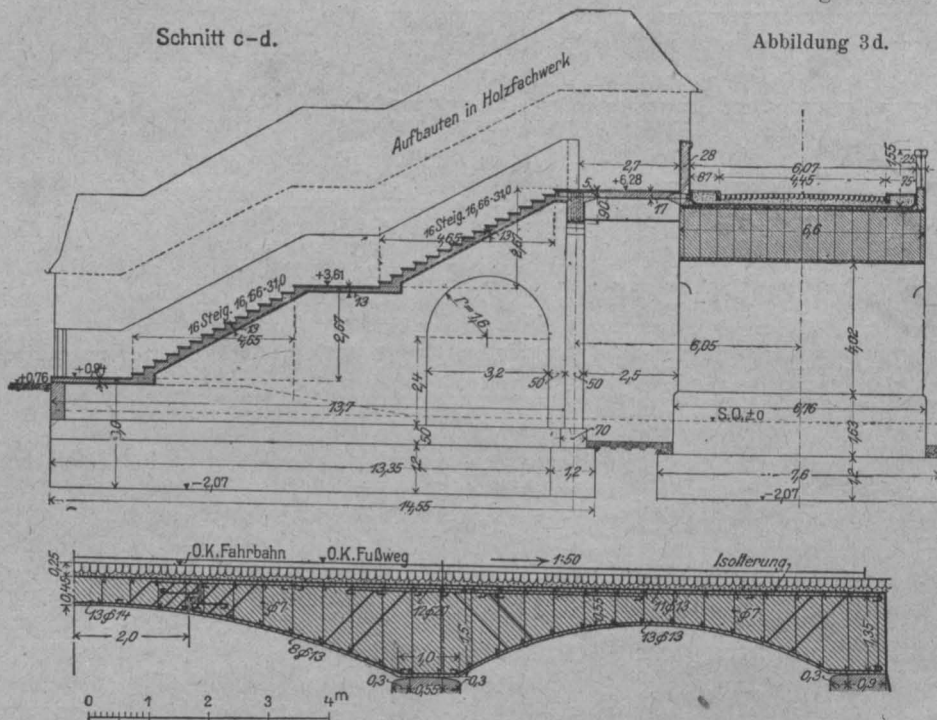


Abbildung 4.

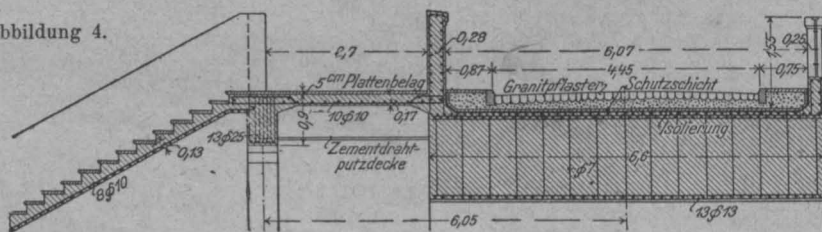
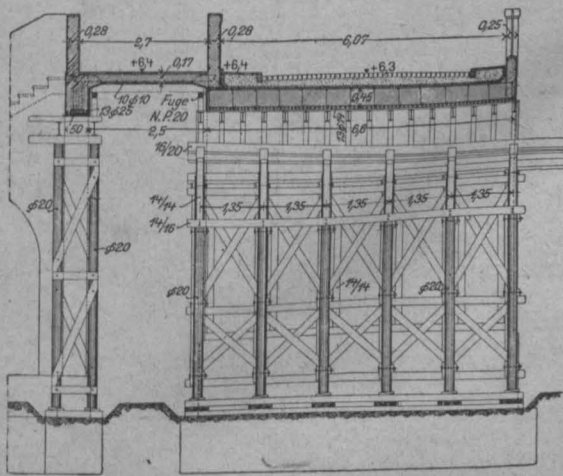
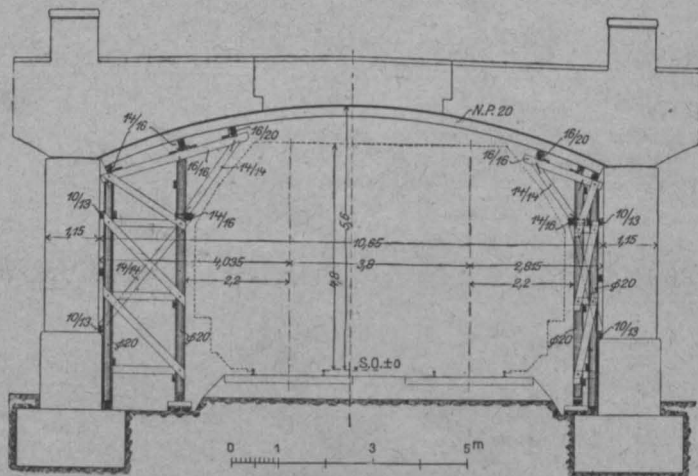
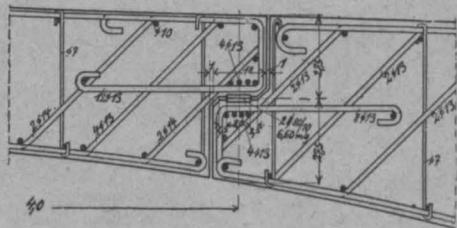


Abbildung 3d (oben). Querschnitt durch eine Treppenanlage.

Abbildung 4 (Mitte). Bewehrung des Auslegerträgers in Längs- und Querschnitt.

Abbildung 5 (links). Ausbildung des Gelenkes.

Abbildung 6 (unten). Lehrgerüst-Konstruktion.

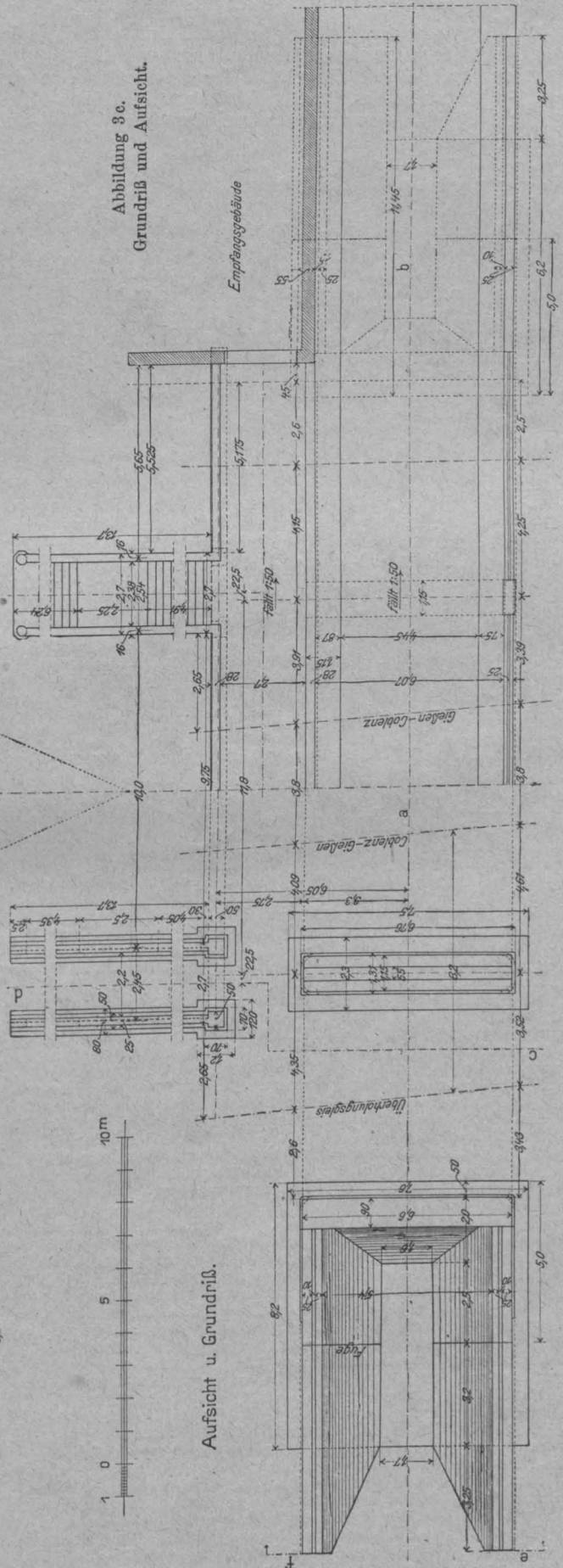
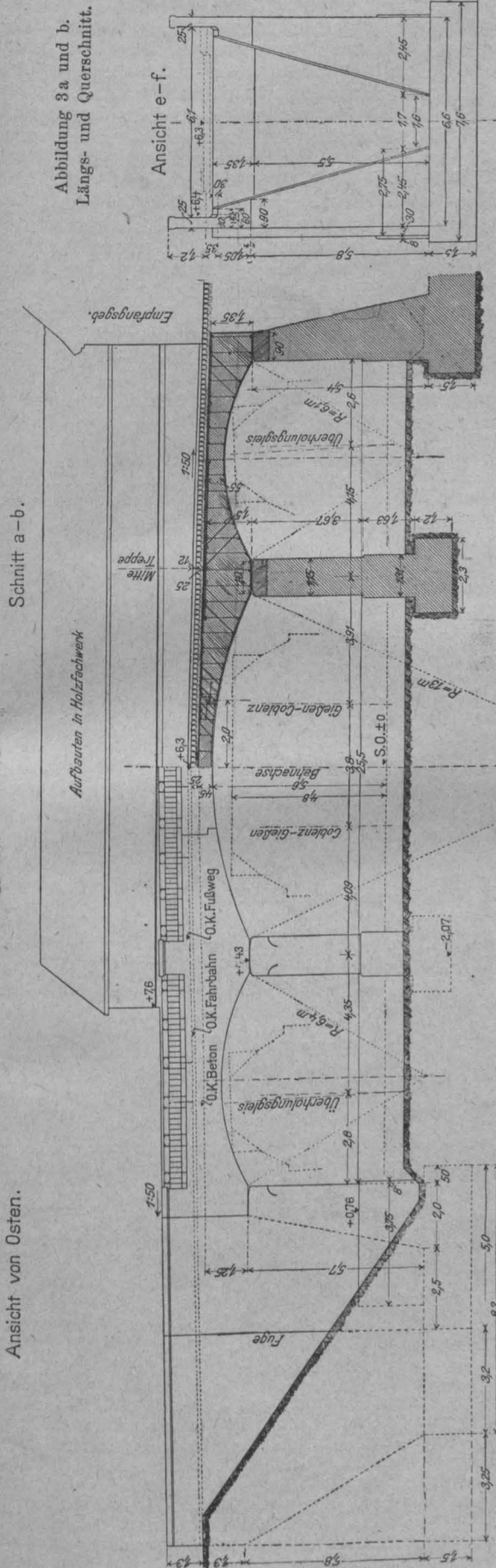


zelheiten, auch bezüglich der Bewehrung, ersichtlich. Besonders erwähnenswert ist die Gelenkausbildung nach Abbildung 5. Die Auflagerdrücke werden durch Flacheisen von 80 · 10 mm, die in ganzer Brückenbreite durchlaufen, und die in Verbindung mit den Fugen die erforderliche Beweglichkeit ermöglichen, übertragen.

desgleichen das 16 cm starke Geländer. Zugang und Stufen sind wie die Fußwege mit Kunststeinplatten belegt. Die großen Oeffnungen von 3,20 m Breite in den Mauern sind angelegt, um durch sie den Verkehr mit Gepäckstücken über die Gleise hinweg zu ermöglichen.

Die statische Berechnung erfolgte nach den Bestimmungen der Eisenbahndirektion Berlin, wonach,

eine Dampfwalze von 15^t Dienstgewicht anzunehmen, außerdem Menschengedrange von 500 kg/m² für Brücke,



zur Vermeidung von Rissen, bei voller Mitwirkung des Betons die zulässige Beanspruchung in der Zugzone nicht überschritten werden soll. Als Belastung war

Zugang und Treppen. Die wirklichen Beanspruchungen bleiben für alle Bauteile in den zulässigen Grenzen. Zum Schutz des Bauwerkes vor den schädlichen

Einflüssen der Rauchgase wurde zunächst bei der konstruktiven Durchbildung auf die Möglichkeit schnellen Abziehens derselben Rücksicht genommen. Die Fahrbahn ist als volle Bogen-Platte ohne jeden Vorsprung ausgebildet; unter dem Zugang zu den Bahnsteigtrepfen ist zur Erreichung einer ebenen Unteransicht eine Zementdrahtputz-Decke ausgeführt. Die Deckenflächen selbst erhielten einen geglätteten Zementputz und wurden nach dessen Austrocknung mit säurefestem Asphalt gestrichen.

Sämtliche sichtbaren Flächen des Bauwerkes, wie Widerlager, Pfeiler, Brüstungen und dergl. wurden mit einem Vorsatzbeton unter Verwendung von Rheinsand bis etwa 4 mm Korngröße versehen. Die Bearbeitung erfolgte mit dem Stockhammer; lediglich die Kanten der Bögen und die Abdeckplatten der Brüstungen erhielten einen Kantenschlag mit dem Scharriereisen.

Erwähnenswert ist noch die Ausbildung des Lehrgerüsts, das auf Abb. 6, S. 98, dargestellt ist. Der zweigleisige Verkehr mußte voll aufrecht erhalten werden, die Durchfahrthöhe war sehr gering und Stützen durften

zwischen den Gleisen, die nur 3,8 m voneinander entfernt liegen, nicht eingebaut werden. Ueberdies führen die im Bogen unter der Brücke durchlaufenden Gleise stellenweise so dicht an den Pfeilern vorbei, daß nur Platz für einen ganz schmalen Bock übrig blieb. An gebogenen Trägern standen nur INP. 20 zur Verfügung; neue, stärkere Eisen waren nicht zu beschaffen. Es wurden deshalb zunächst die Seitenöffnungen mit dem Kragarm betoniert und erst nach deren Abbinden wurde das Mittelstück von 4 m Spannweite eingebracht.

Die Vergebung der Arbeiten erfolgte in engerem Wettbewerb seitens der Eisenbahndirektion Frankfurt am Main an die „Actien-Gesellschaft für Beton- und Monierbau“, Abt. Cassel, im Jahr 1914. Die Ausführung war mit Rücksicht auf die eingetretenen Kriegswirren erst im Sommer 1915, zu einer Zeit, als gerade diese Eisenbahnstrecke durch die Heeresverwaltung besonders stark in Anspruch genommen wurde, möglich. Die Bauleitung lag in Händen des Betriebsamtes Limburg; dessen Weisungen ergingen durch die Bahnmeisterei Ems. —

Runde und eiförmige Zementbetonröhren, ein Beitrag zur Berechnung und zur Auslegung der Druckversuchsergebnisse.

Von Dr. Viktor Lewe, Dr.-Ing. in Bromberg.

Für die fabrikmäßige Herstellung und Prüfung der kreis- und eiförmigen Röhren aus Zementbeton sind vom „Deutschen Betonverein“ verschiedene Bestimmungen aufgestellt worden. Die Anleitung zur Anstellung von Bruchversuchen und die Tabellen für die Mindestbruchlasten bei Scheitelbelastung¹⁾ dürften allgemein bekannt geworden sein. Auch hat der „Deutsche Betonverein“ es übernommen, durch Anstellung einer großen Reihe von Versuchen²⁾, die zweckmäßigsten Abmessungen von Wandstärken herauszufinden und diese für die Aufstellung von einheitlichen Bestimmungen hierüber zu verwenden.³⁾

Als vorläufiges Ergebnis der erwähnten Druckversuche, bei denen tausende von Röhren der verschiedensten Abmessungen, Formen, Herstellungs- und Aufbewahrungsarten unter der Koenen'schen Druckpresse zerdrückt

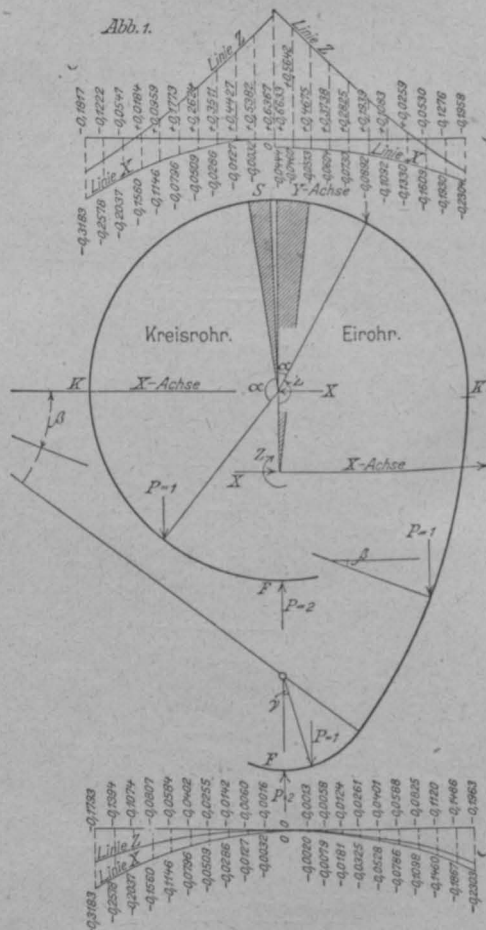
worden sind, sind die vom „Deutschen Betonverein“ herausgegebenen Bruchlastentabellen anzusehen; diese geben die Mindesttraglasten annähernd linear steigend mit dem Rohr-

¹⁾ Siehe Betonkalender 1915 II., S. 207.

²⁾ Siehe Jahresbericht über die Sitzung des „Deutschen Betonvereins“ 1910.

³⁾ Die Frage allerdings, ob Bruchversuche, wie sie die Koenen'sche Druckpresse durchzuführen gestattet, über die zweckmäßigste Dimensionierung genügende Auskunft gibt, kann nicht ohne weiteres bejaht werden. Der Bruchversuch nach Koenen'scher Art gibt nur die Scheitelbruchlast an, entspricht also einer zufälligen Zerstörungsmöglichkeit des Rohres, wie sie etwa auf dem Lager oder beim Transport auftritt. Die Belastung des eingebauten Rohres in der Baugrube ist eine andere. Ferner sind die elastischen Verhältnisse des Rohres in der Nähe der Bruchgrenze andere, als die, welche bei der normalen Belastung in Frage kommen. Zahlreiche Versuche und die Erfahrungen an Bauwerken haben gezeigt, daß alle Baustoffe schon durch die häufigere Wiederholung von Beanspruchungen über die Proportionalitätsgrenze des Baustoffes hinaus zu Lockerungen des inneren Gefüges und dadurch allmählich zum Bruch gebracht werden können. Selbst der zähste Stahl widersteht dauernd nicht Be- und Entlastungen oder Schwingungen, wenn die einzelne Beanspruchung die Proportionalitätsgrenze überschreitet. Der Bruch tritt dann schon weit unterhalb der eigentlichen Bruchlast ein, weil jede einzelne Ueberbeanspruchung zu kleinen Änderungen im inneren Gefüge und damit zu bleibenden Formänderungen führt. Ebenso würde ein Zementrohr durch zahlreiche Be- und Entlastungen, etwa bis zur halben Bruchlast, schließlich brechen; hierbei würden aber dünnere Röhren, die wegen einer vorhandenen Bewehrung, wegen besseren Baustoffes oder sorgfältigerer Herstellung dieselben Bruchlasten tragen, günstiger abschneiden, weil die Proportionalitätsgrenze hier verhältnismäßig höher liegt. Es wäre deshalb zweckmäßig, der Bruchprüfung Biegeprüfungen bis zu 30 bis 40 % der geforderten Bruchlast voranzugehen zu lassen, bei denen die gesamte und bleibende Durchbiegung gemessen wird. Die in Prozenten der gesamten Formänderung angegebene bleibende Formänderung würde als Maß für die Zerstörung durch Dauerversuche dienen können. Im zweiten Teile dieser Arbeit wird gezeigt, daß die Koenen'sche Bruchlast wesentlich von der Scheitelstärke des Rohres abhängt, die aber für die wirkliche Belastung in der Baugrube weniger maßgebend ist. Die Forderung einer Mindestbruchlast unter der Koenen'schen Presse kann deshalb zu einer in Hinsicht auf den Gebrauchszweck unzutreffenden Dimensionierung führen: es muß aus diesem Grunde und zum Zwecke der Beurteilung des Baustoffes für den nach dem Bruch in der Regel abfallenden Scherben (oberes Rohrviertel) ebenfalls die Ermittlung der Mindestbruchlast gefordert werden.

⁴⁾ S. Näheres hierüber „Handbuch der Ing.-Wissenschaften“, Frühling, Die Entwässerung der Städte, 4. Aufl., S. 130, und „Beton und Eisen“ 1910.



Einflusslinien für Einzellasten.

durchmesser an. Damit wird zugegeben, daß die den Röhren zuzumutende Belastung von zweierlei Art ist:

1) einer Einzellast, die senkrecht im Scheitel angenommen werden kann, entsprechend der in Wirklichkeit vorkommenden Aufstapelung am Lager oder im Eisenbahnwagen oder infolge von Stößen. (Diese Einzellast ist von der Weite des betroffenen Rohres unabhängig.)

2) einer senkrechten gleichmäßig verteilten Last entsprechend der Beanspruchung durch die Auflast in der Baugrube. (Diese Belastung ist proportional der Rohrweite.)

Die Tabelle der Bruchlasten entspricht annähernd folgenden beiden Formeln:

für das kreisförmige Profil: $P = 2000 + 1500 \cdot d$
 für das eiförmige Profil: $P = 2500 + 2000 \cdot d$. . . 1)
 wo P die Bruchlast in kg und d die Rohrweite in m bedeutet.

I. Berechnung und Dimensionierung von Röhren.

Die Berechnung der Zementbetonröhren auf Grund der Elastizitätstheorie hat sich bisher auf das Kreisprofil beschränkt.⁴⁾ Eiförmige Profile sind noch nicht statisch untersucht, weil die Schwierigkeiten wohl nicht im Verhältnis zum praktischen Wert der Rechnung zu stehen scheinen. Es wird in der Folge gezeigt werden, daß die theoretische Untersuchung sehr wohl zu brauchbaren Ergebnissen führt, was insbesondere dadurch erreicht wird, daß hier auch die Krümmung und ihr Einfluß bei starkwandigen Röhren berücksichtigt werden soll.

Die nachfolgende statische Untersuchung bedient sich der Methode der Einflußlinien, wodurch es erreicht wird, daß alle möglichen lotrechten Belastungen, die zur Mittel-Senkrechten symmetrisch liegen, leicht berücksichtigt werden können. In der Abb. 1 sind nur je die halbe Kreis- bzw. Eiform gezeichnet.

a) Kreisförmige Röhren.

An der Stelle S im Scheitel (s. Abb. 1) wird das Rohr aufgeschnitten und die Enden werden zum Mittelpunkt verlängert gedacht. Hier greifen die Doppelkräfte, das statisch unbestimmte Moment Z und die Horizontalkraft X an. Die gegebene Belastung bilden zwei senkrechte Einzellasten $P=1$, die in Entfernungen der Zentriwinkel α beiderseits vom Scheitel angreifen. Als Gegenkraft ist deshalb am Fuß F der Röhre eine senkrecht aufwärts gerichtete Kraft $P=2$ zu denken. Es sollen die Einflußlinien, die X und Z für jede Stellung von P angeben, bestimmt werden. Es werden Polarkoordinaten r und φ benutzt.

$$Z = - \frac{\int_0^\pi M_o \cdot ds}{\int_0^\pi ds} \dots \dots \dots 2)$$

$M_o = 0$ von 0 bis α , $M_o = -r(\sin \varphi - \sin \alpha)$ von $\varphi = \alpha$ bis $\varphi = \pi$, wo φ die Variable, α die Kraftangriffsstelle bezeichnet.

$$\int_0^\pi M_o \cdot ds = \int_0^\alpha M_o \cdot r \cdot d\varphi - r^2 \int_\alpha^\pi (\sin \varphi - \sin \alpha) d\varphi = -r^2 [(1 + \cos \alpha) - (\pi - \alpha) \sin \alpha]$$

$$Z = \frac{r}{\pi} [(1 + \cos \alpha) - (\pi - \alpha) \sin \alpha] \dots \dots \dots 3)$$

$$X = \frac{\int_0^\pi M_o \cdot y \cdot ds}{\int_0^\pi y^2 \cdot ds} \dots \dots \dots 4)$$

$$\int_0^\pi M_o \cdot y \cdot ds = -r^3 \int_\alpha^\pi (\sin \varphi - \sin \alpha) \cos \varphi \cdot d\varphi = -\frac{r^3}{2} \cdot \sin^2 \alpha$$

$$\int_0^\pi y^2 \cdot ds = r^3 \int_0^\pi \cos^2 \varphi \cdot d\varphi = r^3 \cdot \frac{\pi}{2}, \quad X = -\frac{\sin^2 \alpha}{\pi} \dots \dots 5)$$

Die Querschnittskräfte M und N werden:

Im Scheitel: $M_S = Z - X \cdot r =$

$$M_S = \frac{r}{\pi} [(1 + \cos \alpha) - (\pi - \alpha) \sin \alpha + \sin^2 \alpha] \dots \dots \dots 6)$$

$$N_S = X = -\frac{\sin^2 \alpha}{\pi}$$

Am Kämpfer: $M_k = Z - r(1 - \sin \alpha) =$

$$\frac{r}{\pi} [1 + \cos \alpha + \alpha \sin \alpha - \pi] \text{ für } 0 < \alpha < \frac{\pi}{2} \text{ bzw.} \dots \dots 7)$$

$$Z = \frac{r}{\pi} [(1 + \cos \alpha) - (\pi - \alpha) \sin \alpha] \text{ für } \frac{r}{2} < \alpha < \pi$$

$$N_k = 1 \text{ für } 0 < \alpha < \frac{\pi}{2} \text{ bzw. } = 0 \text{ für } \frac{\pi}{2} < \alpha < \pi \dots \dots 8)$$

Am Fuß: $M_F = Z + X \cdot r + r \cdot \sin \alpha =$

$$\frac{r}{\pi} [1 + \cos \alpha + \alpha \cdot \sin \alpha - \sin^2 \alpha] \dots \dots 9)$$

$$N_F = -X = \frac{\sin^2 \alpha}{\pi} \dots \dots \dots 10)$$

b) Eiförmige Röhren.

Die gewählte Bezeichnungweise veranschaulicht der rechte Teil der Abbildung 1. Es müssen zur Berechnung der Einflußlinie 3 verschiedene Laststellungen berücksichtigt werden: 1) auf dem Viertelkreis von S bis K , gekennzeichnet wie früher durch $\sphericalangle \alpha$, die betrachtete Momentenstelle durch $\sphericalangle \varphi$, 2) auf dem Bogen K bis B , gekennzeichnet durch $\sphericalangle \beta$ und die Momentenstelle durch $\sphericalangle \psi$, 3) auf dem Bogen B bis F , gekennzeichnet durch $\sphericalangle \gamma$ und die Momentenstelle durch $\sphericalangle \chi$.

Schwerpunktlage: η , wo $\eta = \frac{y}{r}$

$$\eta_1 = r \frac{\sin 45^\circ}{\text{arc } 45} \sin 45^\circ = r \frac{0,707^2 \cdot 180}{45 \cdot \pi} = 0,638 \cdot r$$

$$\text{arc tg } 0,75 = 36,873^\circ, \quad \eta_2 = 3r \frac{\sin^2 18^\circ 26,1' \cdot 180}{\pi \cdot 18,436} = 0,931 \cdot r$$

$$\eta_3 = 1,5r + 0,5r \frac{\sin 26^\circ 34' \cdot 180}{\pi \cdot 26,56} \sin 63^\circ 26,1' = 1,932 \cdot r$$

$$\eta = r \frac{0,5\pi \cdot 0,638 - \frac{3 \cdot 36,873}{180} \cdot 0,931 - 0,5 \frac{53,13}{180} \cdot 1,932}{0,5\pi + \frac{3 \cdot 36,873 \cdot \pi}{180} + 0,5 \frac{53,13 \cdot \pi}{180}} = 0,427 \cdot r$$

Die Last steht auf Strecke S bis K , dann wird das Moment im statisch bestimmten System M_o :

von S bis K : $\begin{cases} M_o = 0 & \text{von } 0 \text{ bis } \alpha \\ M_o = -r \cdot (\sin \varphi - \sin \alpha) & \text{für } \alpha < \varphi < \frac{\pi}{2} \end{cases}$
 von K bis B : $M_o = -r \cdot (3 \cos \psi - 2 - \sin \alpha)$ für $0 < \psi < 36^\circ 52,2'$
 von B bis F : $M_o = -0,5r \cdot (\sin \chi - 2 \sin \alpha)$ für $0 < \chi < 53^\circ 7,8'$

Die Last steht auf Strecke K bis B gekennzeichnet durch $\sphericalangle \beta$: $\begin{cases} M_o = 0 & \text{von } 0 \text{ bis } \frac{\pi}{2} \text{ und } 0 \text{ bis } \beta \\ M_o = -3r \cdot (\cos \psi - \cos \beta) & \text{für } 0 < \psi < 36^\circ 52,2' \end{cases}$
 von S bis B : $M_o = -3r \cdot (\cos \psi - \cos \beta)$
 von B bis F : $M_o = -r \cdot (0,5 \cdot \sin \chi - 3 \cdot \cos \beta + 2)$ für $0 < \chi < 53^\circ 7,8'$

Die Last steht auf Strecke B bis F gekennzeichnet durch $\sphericalangle \gamma$:

$$M_o = 0 \text{ von } S \text{ bis } B \text{ und } \chi < \gamma$$

$$M_o = -0,5r \cdot (\sin \chi - \sin \gamma) \text{ für } 0 < \chi < \gamma$$

Ferner wird

von S bis K : $y = r \cdot (0,427 + \cos \varphi)$
 " K " B : $y = -r \cdot (3 \cdot \sin \psi - 0,427)$
 " B " F : $y = -r \cdot (0,5 \cdot \cos \chi + 1,073)$

Es sind nunmehr die Integrale

$$\int_S^F M_o \cdot ds, \quad \int_S^F M_o \cdot y \cdot ds \text{ und } \int_S^F y^2 \cdot ds, \text{ ferner}$$

Z, X, M und N zu berechnen.

a. Die Last steht auf Strecke S bis K gekennzeichnet durch $\sphericalangle \alpha$:

$$\int_S^F M_o \cdot ds = -r^2 \left[\int_\alpha^{\pi/2} (\sin \varphi - \sin \alpha) d\varphi + 3 \int_0^{\pi/2} (3 \cdot \cos \psi - 2 - \sin \alpha) d\psi + \frac{1}{2} \int_0^{\pi/2} 0,5 (\sin \chi - 2 \cdot \sin \alpha) d\chi \right] = -r^2 \cdot [\cos \alpha - (3,972 - \alpha) \sin \alpha + 1,626] \dots 11a)$$

$$Z_{SK} = -\frac{\int_S^F M_o \cdot ds}{\int_S^F ds} = +\frac{r}{3,959} [\cos \alpha - (3,972 - \alpha) \sin \alpha + 1,626]$$

$$\int_S^F M_o \cdot y \cdot ds = r^3 \left[\int_\alpha^{\pi/2} (\sin \varphi - \sin \alpha) (0,427 + \cos \varphi) d\varphi + \int_0^{36,87^\circ} 3(3 \cdot \cos \psi - 2 - \sin \alpha) (3 \cdot \sin \psi - 0,427) d\psi + \int_0^{53,13^\circ} 0,5 \cdot 0,5 (\sin \chi - 2 \sin \alpha) \left(\frac{1}{2} \cos \chi + 1,073 \right) d\chi \right]$$

$$= r^3 [-0,427 \cos \alpha - 0,427 \alpha \cdot \sin \alpha - 0,5 \sin^2 \alpha + 0,260] + \int_S^F y^2 \cdot ds = r^3 \left[\int_0^{36,87^\circ} (0,427 + \cos \varphi)^2 d\varphi + 3 \int_0^{53,13^\circ} (3 \cdot \sin \psi - 0,427)^2 d\psi + 0,5 \int_0^{52,13^\circ} \left(\frac{\cos \chi}{2} + 1,073 \right)^2 d\chi \right] = 4,000 r^3$$

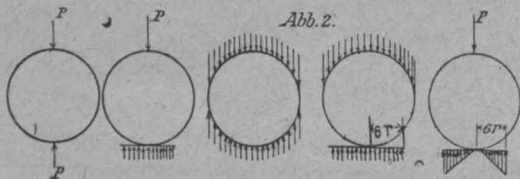
$$X_{SK} = \frac{\int M_o \cdot y \cdot ds}{\int y^2 \cdot ds} = - (0,10675 \cdot \cos \alpha + 0,10675 \alpha \cdot \sin \alpha + 0,125 \cdot \sin^2 \alpha - 0,06235) \dots \dots \dots 12a)$$

b. Die Last steht auf Strecke K bis B, gekennzeichnet durch $\sphericalangle \beta$.

$$\int_S^F M_o \cdot ds = -r^2 \left[3 \int_\beta^{36,78^\circ} 3 (\cos \psi - \cos \beta) d\psi + 0,5 \int_0^{53,12^\circ} (0,5 \sin \chi - 3 \cos \beta + 2) d\chi \right]$$

$$Z_{KB} = + \frac{r}{3,959} [\cos \beta (9\beta - 7,203) - 9 \cdot \sin \beta + 6,426] \dots 11b)$$

$$\int_S^F M_o \cdot y \cdot ds = r^3 \left[3 \int_\beta^{36,78^\circ} 3 (\cos \psi - \cos \beta) (3 \sin \psi - 0,427) d\psi + 0,5 \int_0^{53,12^\circ} (0,5 \sin \chi - [r \cdot \cos \beta - 2]) (0,5 \cos \chi + 1,073) d\chi \right] = r^3 [-9,4035 + (21,9824 - 3,843 \beta) \cos \beta + 3,843 \cdot \sin \beta - 13,5 \cos^2 \beta] \dots \dots \dots 12b)$$



Links für kreisförmige Rohre, rechts für Eirohre.

Belastungs-fälle I - V.

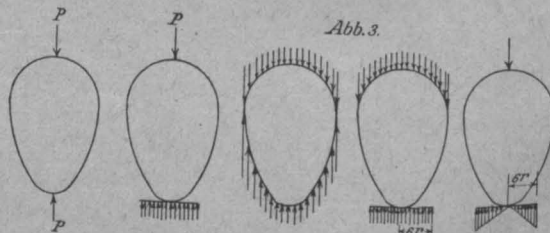


Tabelle I. Kreisrohr.

Belastungsfall	I	II	III	IV	V
Statisch Unbestimmte Z	0,318 · Pr	0,32807 · Pr	0,250 · pr ²	0,2131 · pr ²	0,3332 · Pr
Statisch Unbestimmte X	0,000	0,01936 · P	0,000	-0,06791 · pr	0,03899 · P
Scheitelmoment	0,318 · Pr	0,3087 · Pr	0,250 · pr ²	-0,28103 · pr ²	0,2942 · Pr
Scheitelachskraft	0,00	0,01936 · P	0,0000	-0,0679 · pr	0,03899 · P
Kämpfermoment	-0,182 · Pr	-0,1719 · Pr	-0,250 · pr ²	-0,2869 · pr ²	-0,1668 · Pr
Kämpferachskraft	0,500 · P	0,5000 · P	1,000 · pr	1,000 · pr	0,500 · P
Fußmoment	0,318 · Pr	0,1974 · Pr	0,250 · pr ²	0,3452 · pr ²	0,1721 · Pr
Fußachskraft	0,00	-0,01936 · P	0,000	0,0679 · pr	-0,03899 · P

Tabelle II. Eirohre.

Belastungsfall	I	II	III	IV	V
Statisch Unbestimmte Z	0,3317 · Pr	0,3412 · Pr	0,2655 · pr ²	0,2261 · pr	0,3464 · Pr
Statisch Unbestimmte X	-0,0222 · P	-0,0095 · P	-0,0303 · pr ²	-0,0799 · pr	-0,0027 · P
Scheitelmoment	0,3633 · Pr	0,3552 · Pr	0,3089 · pr ²	0,34011 · pr ²	0,3503 · Pr
Scheitelachskraft	-0,0222 · P	-0,0095 · P	-0,0303 · pr	-0,0799 · pr	-0,0027 · P
Kämpfermoment	-0,1588 · Pr	-0,1547 · Pr	-0,2215 · pr ²	-0,2398 · pr ²	-0,1524 · Pr
Kämpferachskraft	0,500 · P	0,500 · P	1,000 · pr	1,000 · pr	0,500 · P
Fußmoment	0,2967 · Pr	0,1762 · Pr	0,2178 · pr ²	0,3004 · pr ²	0,1423 · Pr
Fußachskraft	0,0222 · P	0,0095 · P	0,0303 · pr	0,0799 · pr	0,0027 · P

$$X_{KB} = -2,3509 + (5,4956 - 0,961 \beta) \cos \beta + 0,961 \cdot \sin \beta - 3,375 \cdot \cos^2 \beta$$

c. Die Last steht auf Strecke B bis F, gekennzeichnet durch $\sphericalangle \gamma$.

$$\int_S^F M_o \cdot ds = -r^2 \cdot 0,25 \int_0^\gamma (\sin \chi - \sin \gamma) d\chi = -r^2 \cdot 0,25 (-\cos \gamma + 1 - \gamma \sin \gamma)$$

$$Z_{BF} = r \cdot 0,0631 \cdot (1 - \cos \gamma - \gamma \sin \gamma) \dots \dots 11c)$$

$$\int_S^F M_o \cdot y \cdot ds = r^3 \cdot 0,5 \int_0^\gamma (\sin \chi - \sin \gamma) (0,5 \cdot \cos \chi + 1,073) d\chi = 0,25 \cdot r^3 (-0,25 \cdot \sin^2 \gamma + 1,073 (1 \cos \gamma) - 1,073 \cdot \gamma \cdot \sin \gamma)$$

$$X_{BF} = 0,0625 [-0,25 \sin^2 \gamma + 1,073 (1 - \cos \gamma - \gamma \sin \gamma)] \dots 12c)$$

Die Abbildung 1 veranschaulicht die vorgetragene Theorie für senkrechte und zur senkrechten Mittellinie symmetrische Lasten und gibt links die Einflußlinien für X und Z für das Kreisrohr, rechts dieselben Linien für das Eirohr. Die Einflußwerte sind von 1/10 zu 1/10 der wagrechten Entfernung vom Scheitel eingeschrieben. In den Tabellen I u. II und Abb. 2 sind 5 derartige symmetrische Belastungen, wie sie bei kreis- und eiförmigen Zementbetonröhren bei Stapelung auf dem Lager oder in der Baugrube vorkommen können, behandelt und die für die Dimensionierung notwendigen Biegemomente und Achslängskräfte angegeben. Bei Belastung 4) und 5) ist eine Sohlenverbreiterung von 0,6 der Rohrweite angenommen. Die Belastung 5) dürfte bei beiden Rohrprofilen am ehesten auf den Fall der Bruchbelastung unter der Koenen'schen Röhrenpresse zutreffen. Die Einzellast im Scheitel sucht das Rohr so zu verbiegen, daß die senkrechte Dimension kleiner, die wagrechte größer wird. Die Folge dieser Verbiegung ist ein Abheben des Fußpunktes F von der Sandunterlage, wodurch in der Folge anstatt der gleichmäßigen Verteilung des Bodendruckes nach dem zweiten Belastungsfall eine annähernd dreieckartige Druckverteilung eintritt.

Für die Dimensionierung von eisenbewehrten und unbewehrten Zementbetonröhren dürfen die in Tabellen I und II angegebenen Formeln allerdings nur für große Krüm-

Tabelle III. Zuschläge für die inneren Wandspannungen für einen dem Hooke'schen Gesetz folgendem Baustoff.

L	u ₁	= d	u ₂	h : ln $\frac{u_2}{u_1} = r$	c $\frac{u_2 - r}{u_2}$	$\frac{6}{h^2}$	Mehr in %
10,0	5,0	2,3	7,3	6,07774	1,00743	1,13421	12,58
15,0	7,5	2,5	10,0	8,6899	0,871947	0,9600	10,10
20,0	10,0	3,2	13,2	11,52667	0,540226	0,58594	8,46
40,0	20,0	5,2	25,2	22,5001	0,206242	0,22189	7,59
50,0	25,0	5,9	30,9	27,8460	0,161072	0,17236	7,01
70,0	35,0	7,0	42,0	38,39403	0,115742	0,12245	5,8
100,0	50,0	8,8	58,8	54,281159	0,0734853	0,07748	5,43

mungshalbmesser Verwendung finden, da bei stärkerer Krümmung noch die Wirkung derselben ähnlich wie bei der Berechnung von Zughaken berücksichtigt werden muß. Würden die Röhren aus einem Baustoff bestehen, welcher dem Hooke'schen Gesetze gehorchte, so wären für die inneren Wandspannungen Zuschläge nach den Angaben der vorstehenden Tabelle III zu machen. Die Prozentwerte der Tabelle sind auf Grund der Bernoulli'schen Annahme⁵⁾ berechnet. Für die Dimensionierung von Eisenbetonröhren dürfte es genügen, den Eisenquerschnitt im Scheitel um diesen Wert prozentual zu vergrößern, da nach den praktischen Erfahrungen mit Eisenbetonkonstruktionen angenommen werden kann, daß die aus dem Hooke'schen Gesetz gezogene Folgerung der Gültigkeit des Satzes vom Minimum der Formänderungsarbeit auch auf Eisenbetonröhren annähernd zutreffen werden. Die in der letzten

⁵⁾ Föppl, Technische Mechanik III, Festigkeitslehre. 2. Aufl. V. Abschnitt.

Spalte angegebenen Prozentwerte entsprechen annähernd $\frac{40d}{r}$, wenn d die kleinste Wandstärke und r den mittleren Halbmesser bedeuten. Die Versuche zeigen demgegenüber, daß der Einfluß der Krümmung noch stärker, etwa $50 \frac{d}{r} \%$ ist. Bezeichnen s , k und f Scheitel-, Kämpfer- und Fußstärke des Rohres, so wären die entsprechenden Momente, da es auf die Zugspannung ankommt, mit

$$\begin{aligned} \text{Scheitelmoment} & \dots 1 + \frac{0,5 s}{r} \\ \text{Kämpfermoment} & \dots 1 - \frac{0,5 k}{r} \\ \text{Fußmoment} & \dots 1 + \frac{0,5 f}{r} \end{aligned}$$

zu multiplizieren. —

(Schluß folgt.)

Beschädigungen von Betonbauwerken durch Grundwasser und Abwasser. (Schluß.)



in zweiter Fall von Betonzerstörung durch Sulfate wurde i. J. 1912 an einem Zuleitungskanal zu einer Kläranlage bei Altenessen beobachtet. Dieser Kanal war in der Hauptsache als offene, mit Betonplatten ausgekleidete Rinne ausgebildet. Er verläuft am Fußende der Halde der Grube „Helene“ und kreuzt hier auch in geschlossenem Kanal eine Eisenbahnunterführung. In diesem geschlossenen Kanalstück zeigten sich nun bald nach Fertigstellung erhebliche Beschädigungen des Betons, die in Lockerung des Gefüges, Erweichung und kristallinen Ausschwitzungen zum Ausdruck kamen. Untersuchungen des Sickerwassers im Kanal ergaben, bei 9 Proben einen Gehalt an Schwefelsäure (SO₃) von 738—7624 mg/l, ebenso war ein zwischen 6 und 638 mg/l schwankender Gehalt an gebundenem Chlor feststellbar. Die Reaktion der Sickerwasserproben wechselte zwischen stark alkalisch und deutlich sauer. Auch hier war also die Ursache der Zerstörung in der Einwirkung von Sulfaten auf den noch jungen Beton zu suchen. Das Bindemittel der Platten wurde dann noch in der Weise untersucht, daß man diese zerkleinerte und den Zement aus den Zuschlägen absiebte. Dabei ergab sich, daß etwa $\frac{2}{3}$ des Kalkgehaltes, wie ihn ein normaler Zement zu besitzen pflegt, diesem entzogen war, während andererseits eine stärkere Gipsanreicherung stattgefunden hatte, die mit Treiberscheinungen verbunden ist. Beide Ursachen zusammen mußten natürlich zu einer Zerstörung des Betons führen. Auch hier sind nach Ausführung einer guten Drainage zur Abführung der Sickerwässer die beschädigten Betonteile durch Mauerteile ersetzt worden.

Ähnliche Zerstörungserscheinungen wurden 1913 an Betonplatten beobachtet, die zur Auskleidung des Beek-Baches, eines Nebenbaches der Emscher, verwendet waren. Die Untersuchung des Grundwassers ergab wieder das Vorhandensein schwefelsaurer Salze, die in diesem Fall von den Abflüssen einer oberhalb gelegenen Zinkfabrik herührten. Die hier besonders rasche Zerstörung wird nach dem Bericht auch vielleicht der Verwendung eines nicht einwandfreien belgischen Zementes und nicht sachgemäßer Ausführung der Platten zur Last gelegt werden müssen.

Diese verschiedenen Fälle gaben Veranlassung zu Versuchen, die zusammen mit dem Laboratorium des „Vereins deutscher Portland-Cement-Fabrikanten“ in Angriff genommen wurden über die Widerstandsfähigkeit verschiedener Zementarten gegen den Einfluß sulfathaltiger Wässer und über Herstellung widerstandsfähiger Betonplatten zur Auskleidung von Abwasser führenden Bächen. Die Arbeiten wurden leider durch den Krieg unterbrochen und waren zur Zeit der Berichterstattung auch noch nicht wieder aufgenommen.

Betrachtet man diese Fälle der Zerstörungen, so sind diese sämtlich auf das Vorhandensein schwefelsaurer Salze im Grundwasser zurückzuführen, die in dieses aber erst durch Auslaugungen aus aufgeschüttetem Material hineingelangt sind. Es handelt sich also tatsächlich um an sich außergewöhnliche Verhältnisse, die allerdings in Industriegebieten doch häufiger auftreten können und daher dort auch zu außergewöhnlicher Vorsicht und zu eingehender, auch chemischer Untersuchung von Boden und Grundwasser Veranlassung geben sollten vor Entscheidung über den zu wählenden Baustoff.

Durchweg günstige Erfahrungen hat die Emschergerossenschaft dagegen mit ihren der Klärung der städtischen Abwässer dienenden Anlagen gemacht. Hier sind solche Betonzerstörungen nirgends beobachtet worden. Der Bericht weist allerdings auch darauf hin, daß bei dem angewendeten System die Bildung von Schwefelwasserstoff nach

Möglichkeit überhaupt vermieden wird, daß aber dort, wo sie nicht ausgeschlossen werden kann, wie z. B. in den Schlammräumen der Emscherbrunnen die Luft keinen Zutritt erhält, sodaß eine Oxydation des Schwefelwasserstoffes zu Schwefelsäure nicht stattfinden kann.

Der Bericht verbreitet sich dann noch allgemein über den Verlauf von Betonzerstörungen durch chemische Einflüsse. Auf Grund der bisher vorliegenden Erfahrungen und über Schutzmaßregeln dagegen. Die ersteren Betrachtungen berücksichtigen die verschiedenen, praktisch vorkommenden Einflüsse auf den Zement und geben damit eine gute Uebersicht, die jedoch gegenüber den Anschauungen, wie sie in dem i. A. des „Vereins deutscher Portland-Cement-Fabrikanten“ herausgegebenen Werk „der Portland-Zement und seine Anwendung im Bauwesen“, IV. Aufl., 1912, nichts wesentlich Neues bringt. Der Bericht verbreitet sich über den Angriff ganz reiner, weicher Wässer und solcher mit viel gelöster Kohlensäure, die bekanntlich beide auf jungen Beton schädlich wirken, und leitet daraus die Forderung ab, daß, um die Karbonisation des freien Kalkes im Zement zu begünstigen, also die schädliche Kalkauslaugung zu erschweren, Betonbauwerke, die zur Aufnahme von Wasser bestimmt sind, wie Kanäle, Behälter usw., so lange das irgend möglich ist, vor Inbetriebnahme vor dem Eindringen von Grundwasser zu bewahren sind. Es wird ferner auf den Nutzen der sogen. „Sielhaut“ hingewiesen, die sich gleichzeitig mit der Kalkauslaugung aus ebenfalls herausgelöster Kieselsäure, Hydraten des Eisenoxydes und Tonerde bildet und als Selbstschutz gegen weiteren Angriff bis zu gewissem Grade wirkt. Sie soll daher auch nicht durch zu scharfes Bürsten zerstört werden; das gilt auch für Trinkwasserbehälter. Weiter werden die mineralischen Säuren behandelt, die, wo sie in stärkerer Konzentration in die Abwässer gelangen können, unbedingt vorher durch Kalk neutralisiert werden müssen. Weiter gilt die Besprechung den organischen Säuren, die ebenfalls z. T. zerstörend auf Beton einwirken, indem sie mit dessen Bestandteilen in Wasser lösliche Verbindungen eingehen. Von den Salzen werden als für den Zement besonders schädlich die Sulfate bezeichnet, über deren Bildungsmöglichkeit, sowie über die Bildung von Schwefelsäure in gewachsenem Boden und in Halden sich der Bericht näher verbreitet. Auch die Bildung von Schwefelsäure aus schwefelhaltigen Gasen, vor allem aus Schwefelwasserstoff, wird berührt, die z. B. in schlecht gelüfteten, fauliges Wasser führenden Kanälen vorkommen kann. Schließlich wird auf die Einwirkung fetter Öle hingewiesen.

Bezüglich der Schutzmaßnahmen empfiehlt der Bericht bei Ausführung von Tiefbauten in Beton besondere Vorsicht, vor allem eine gründlichere Untersuchung der Bodenverhältnisse in bezug auf die Möglichkeit chemischer Einflüsse, als das bisher üblich ist, und ebenso eine Untersuchung des Grundwassers selbst. Auch wenn der Boden sich als indifferent erweist, empfiehlt der Bericht, bei wichtigen Bauwerken, den Beton durch Drainage zu schützen, damit die Außenmauern trocken bleiben. Guter Drainage wird der Vorzug vor Anstrichen, Umpackungen und ähnlichen Schutzmaßregeln gegeben. Von letzteren wird nur eine nicht zu dünne Asphaltierung als auf die Dauer gegenüber chemischen Angriffen widerstandsfähig erachtet. Erweist sich eine entsprechend ungünstige Bodenbeschaffenheit, so empfiehlt der Bericht, statt der Betonausführung eine solche in Klinkermauerwerk mit fettem Zementmörtel, hält aber auch dann eine ausgiebige Drainage für nötig, damit nicht der Fugenmörtel angegriffen wird. Bei Kanälen, die gewerbliche Abflüsse abführen, oder die in einem

Baugrund liegen, der durch Anschüttung gewerblicher Abfälle — wie auch die Bergehalden der Zeehen — entstanden ist, erscheint ganz besondere Vorsicht geboten. In bergbaulichen Gebieten mit stärkeren Bodensenkungen werden allerdings alle Schutzmittel zur Fernhaltung des Grund- und Sickerwassers versagen, da dann Risse und Brüche entstehen können, die immer wieder Angriffsflächen frei legen.

Der Bericht geht dann noch auf die Frage ein, ob und durch welche Zusätze der Beton unter ungünstigen Verhältnissen widerstandsfähiger gemacht werden kann, ohne jedoch dazu eine endgültige Stellung einzunehmen. Es wird auf die Möglichkeit des Zusatzes von Traß zum Portland-Zement zur Bindung des freien Kalkes, und auf die Verwendung von Hochofen-Zement hingewiesen, der weniger Kalk als Portland-Zement besitzt und daher weniger geneigt ist, freien Kalk abzuscheiden, sodaß in sulfathaltigem Wasser die Bildung von Kalziumsulfaluminat nicht in schädlichen Mengen erfolgen kann. Während der Traß im Meerwasser seine Bewährung ja bereits erwiesen hat, steht der Bericht bezüglich des Hochofenzementes noch auf einem mehr abwartenden Standpunkt, da erst jahrelange praktische Erfahrungen den Beweis liefern könnten, daß die dem Hochofenzement nachgerühmte und nach seiner chemischen Zu-

sammensetzung auch theoretisch zu folgernde größere Widerstandsfähigkeit in sulfathaltigen Wässern auch auf die Dauer vorhanden ist. Auch auf den „Erzement“ der Portlandzementfabrik Hemmor wird hingewiesen, der aber seines hohen Preises wegen für umfangreiche Bauten kaum in Frage kommen könne.

Soweit der Bericht, der in seiner sachlichen Darstellung der Zerstörungserscheinungen und seinen Vorschlägen für Schutzmaßregeln von besonderem Interesse ist. Die Erfahrungen, die hier und an anderen Stellen gemacht worden sind, lassen erkennen — was einsichtige Betonbauer übrigens auch schon vorher wußten — daß Beton trotz seiner mannigfachen großen Vorzüge nicht überall der gegebene Baustoff ist. Sich dieser Erkenntnis zu verschließen und einen Betonbau am falschen Platz unter Außerachtlassung der nötigen Vorsicht auszuführen, was notwendig zu Enttäuschungen führen muß, schadet der Entwicklung des Betonbaues mehr, als ihr die Ausführung einiger Bauwerke mehr einbringt. Das sichere Arbeitsfeld, das sich dem Betonbau bietet, ist ohnehin groß genug. Jedenfalls aber geben auch die hier geschilderten Fälle zu einem allgemeineren Mißtrauen gegen Beton auch bei Tiefbauten keine Veranlassung. —

Fr. E.

Vermischtes.

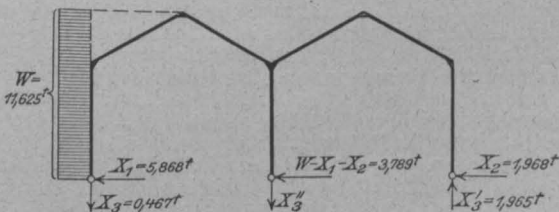
Ofenhalle aus Eisenbeton. Zu den Bemängelungen der in dem gleichnamigen Aufsatz in No. 4 der „Mitteilungen“ gegebenen Berechnung, denen inzwischen noch weitere gefolgt sind, von deren Wiedergabe wir aber absehen müssen, da die Sache nicht diese Wichtigkeit hat, sendet uns der erkrankt gewesene Verfasser die folgende Erwiderung:

„Die zahlenmäßige Auswertung der Gleichungen für lotrechte Belastung ergibt das Moment in Riegelmitte zu + 85 mt und über der Mittelstütze zu — 252 mt. Die Abweichung beruht auf einem rein zahlenmäßigen Versehen.

Bei Aufstellung der Gleichungen für Winddruck wurde die Annahme zugrunde gelegt, daß die äußeren, entgegengesetzt gerichteten, lotrechten Windreaktionen gleich groß seien. Bei genauer Berechnung, bei der die äußere Windreaktion X_3 aus der Bedingung abzuleiten ist, daß für den Knotenpunkt d die Summe der Momente = 0 sein muß, ergibt sich, daß der Momentenverlauf bei der gemachten Annäherungs-Annahme sich nicht in allen Stabteilen in genügendem Maß mit der Wirklichkeit deckt. Es seien daher die genaueren Gleichungen angeführt:

$$\begin{aligned}
 \text{I. } X_1 \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{2s}{h} \left(\frac{7}{3} + \frac{f}{h} + \frac{f^2}{3h^2} \right) \right] + X_2 \cdot \left[\frac{1}{3} + \frac{2s}{h} \left(1 + \frac{f}{2h} \right) \right] \\
 - X_3 \cdot \frac{sl}{h^2} \left(\frac{7}{3} + \frac{f}{2h} \right) &= p \cdot h \left[\frac{11}{24} + \frac{f}{3h} + \frac{s}{2h} \left(6 + \frac{17f}{3h} + \frac{f^2}{3h^2} + \frac{5f^3}{12h^3} \right) \right]; \\
 \text{II. } X_1 \cdot \left[\frac{1}{3} + \frac{2s}{h} \left(1 + \frac{f}{2h} \right) \right] + X_2 \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{2s}{h} \left(1 + \frac{f}{h} + \frac{f^2}{3h^2} \right) \right] \\
 - X_3 \cdot \frac{sl}{h^2} \left(1 + \frac{f}{2h} \right) &= p \left(1 + \frac{f}{h} \right) \left[\frac{h}{3} + \frac{3}{2} s \left(1 + \frac{f}{6h} - \frac{f^2}{6h^2} \right) \right]; \\
 \text{III. } X_1 \cdot \left(\frac{7}{3} + \frac{f}{2h} \right) + X_2 \left(1 + \frac{f}{2h} \right) - X_3 \cdot \frac{4l}{3h} \\
 &= p \cdot \frac{3}{2} h \left(1 + \frac{7f}{9h} - \frac{5f^2}{24h^2} \right).
 \end{aligned}$$

Um den Rechnungsvorgang etwas einfacher zu gestalten, wurden die Bezeichnungen der Unbekannten gegenüber der ersten Ableitung etwas geändert. Die zahlenmäßigen Ergebnisse der 3 Gleichungen sind in die untenstehende Abbildung eingetragen.



Bezüglich des Einwandes gegen die Formel für den Horizontalschub aus Temperaturänderung sei bemerkt, daß erstere unter den getroffenen Voraussetzungen — gleichmäßige Temperaturänderung des ganzen Rahmens und konstantes Trägheitsmoment — richtig ist. Eine Vertikalkraft kommt gar nicht in Betracht, eine Längenänderung der Stiele übt keinen Einfluß aus, da sie sich unbehindert betätigen kann.“

Wir halten damit die Erörterung für erledigt. —

Deutscher Ausschuß für Eisenbeton. Zum Vorsitzenden des Ausschusses ist an Stelle des kürzlich verstorbenen Winkl. Geh. Ob.-Brts. GERMELMANN der bisherige langjährige Geschäftsführer dieses Ausschusses, der Geh. Brt. LORENZ-MEYER im preuß. Ministerium der öffentl. Arbeiten ernannt worden. —

Umfangreiche Rammarbeiten mit gestampften Eisenbetonpfählen waren für die Gründung der neuen Entwässerungs-Anlage in Codigoro in der ital. Provinz Ferrara durch die Fa. Ed. ZÜBLIN, Straßburg i. E., auszuführen. Die Schweiz. Bztg., No. 2, Bd. 74 v. 5. Juli 19 berichtet darüber im Zusammenhang mit der Beschreibung der ganzen Entwässerungs-Anlage, die einen sehr interessanten Teil der großzügigen Meliorationsanlagen der Po-Niederung bildet. Das Maschinenhaus war auf sehr ungünstigem Boden aufzuführen, der bis zu 50 m Tiefe aus wechselnden Schichten leichter Bodenarten: Sand, Torf und Lehm besteht. Da die Dichtigkeit der einzelnen Schichten an verschiedenen Stellen des Baues stark wechselt, war die Ausführung eines schwimmenden Fundamentes in Beton oder Eisenbeton, selbst bei nur 0,5 kg/cm² Bodenpressung nicht ausreichend sicher, da ungleichmäßige Senkungen zu erwarten waren, die sich bei dem früheren Bauwerk in recht bedenklichem Maß gezeigt hatten. Es war daher auf Pfahlrost zurückzugreifen, der aber mit Rücksicht auf die Torfschichten nicht in Holz erstellt werden konnte, da dieses erfahrungsgemäß in derartigen Bodenschichten zu sehr der Gefahr des Faulens ausgesetzt gewesen wäre. Eisenbetonpfähle boten außerdem den großen Vorteil einer innigen Verbindung mit dem Eisenbetonaufbau des Maschinenhauses, was bei den starken Erschütterungen durch die Maschinen von Wichtigkeit war. Ein Angriff von Moorsäure des Torfbodens auf die bei ihrer Verwendung bereits gut erhärteten Pfähle andererseits war nicht zu befürchten. Im Ganzen waren 1005 Pfähle von 12 m durchschnittlicher Länge zu rammen. Sie wurden in Längen von 8—16 m hergestellt, einzelne mußten dann beim Einrammen durch Aufsetzen eines neuen Pfahles bis 20 m verlängert werden. Der Querschnitt des Pfahles ist der von genannter Firma mit Vorliebe angewendete eines regelmäßigen Fünfeckes mit 42 cm Durchmesser des eingeschriebenen Kreises. Die Bewehrung besteht aus 5 Längseisen nebst den erforderlichen Bügeln. Bei dem Maschinenhaus haben 544 Pfähle einschl. des Gewichtes der Maschinen 12 000 t zu tragen, also kommen 22 t auf den Pfahl, dazu 4 t Eigengewicht für 10 m Pfahllänge. Zum Rammen der Pfähle wurde eine Ramme mit 4 t Bärgegewicht gewählt und auf Grund der genauen Beobachtung des Eindringens die Standfestigkeit P jeden Pfahles rechnerisch nach der

Brix'schen Rammformel $P = \frac{h \cdot Q^2 \cdot q}{e \cdot n \cdot (Q + q)^2}$ bestimmt. In

dieser bedeutet Q das Fallgewicht in t, q das Pfahlgewicht in t, h die Fallhöhe in m, e das mittlere Eindringen des Pfahles beim letzten Schlag; der Sicherheitskoeffizient n wurde dabei mit 3 angenommen. —

Inhalt: Straßenüberführung auf Bahnhof Dausenau. — Runde und eiförmige Zementbetonröhren, ein Beitrag zur Berechnung und zur Auslegung der Druckversuchsergebnisse. — Beschädigungen von Betonwerken durch Grundwasser und Abwasser. (Schluß). — Vermischtes. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

* * * * *

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

16. Jahrgang 1919.

№ 17.

Tiefbunker für die Fabrikanlage in Neckarzimmern der Badischen Anilin- und Sodafabrik.

Von Bauingenieur W. Hohns i. Fa. C. Baresel, Unternehmung für Tiefbau, in Stuttgart.

Hierzu die Abbildungen Seite 108 und 109.



egen Ende d. J. 1916 begann die Badische Anilin- und Sodafabrik in Ludwigshafen mit der Errichtung einer Hüttenanlage für die Gewinnung von Schwefel zwischen den Neckarstädtchen Haßmersheim und Neckarzimmern. Zur Bewältigung der großen Rohstoff- und Schlackenmengen waren neben umfangreichen Trans-

portanlagen weiträumige Speicher und Umschlagebehälter notwendig. Das größte Bauwerk letzterer Art ist der hier näher darzustellende Tiefbunker. Er dient als Speicher und Entnahmeanlage für die Rohstoffe.

Aufgespeichert werden in diesem Tiefbunker hauptsächlich Koks und Gipssteinschotter. Das Fassungsvermögen der Anlage beträgt rd. 15 000 cbm. Der Bunker, dessen Gesamtübersicht in Abb. 1a und b, S. 108 im Längsschnitt und Grundriß dargestellt ist, während in Abb. 2a und b, S. 106, ein Teil des Längsschnittes und Grundrisses im größeren Maßstab, sowie in Abb. 3a—c, S. 108, eine Reihe von Querschnitten wiedergegeben werden, ist 226 m lang, 18,2 m breit. Seine Oberkante liegt 5 m über, seine Arbeitssohle 5 m unter Hüttensohle. Die Rohstoffe werden mit Betriebs- und Eisenbahnzügen auf über dem Bunker in ganzer Länge verlaufendem Doppelgleis zur Lagerung zugeführt, bei der Entnahme aus Schurren oder Auslauföffnungen der Bunkerammern in Kübel gefüllt, die auf Förderwagen auf einem unter dem Bunker im Tunnel liegenden Fördergleis herangeführt werden. Durch in gewissen Abständen angeordnete Fördertürme können die Kübel dann von Kranen gehoben werden, die sich auf einer in ganzer Bunkerlänge angeordneten Kranbahn bewegen. Von hier aus werden die Rohstoffe dann den Hochöfen zugeführt.

Das Bauwerk besteht also von unten nach oben betrachtet aus dem Entnahmetunnel mit Fördertürmen, den Bunkerammern und den Gleisen nebst Rampen für die Zubringerbahn.

Wie die Abbildungen 1 und 2 zeigen, schließt sich an den Entnahmetunnel an beiden Enden noch eine offene Strecke der Förderbahn von je 13 m Länge an, um hier mittels der Krane die Förderwagen einsetzen- und her-

ausnehmen zu können. Den Endabschluß bilden die Widerlager der Zubringerbahn, die hier in Rampen übergeht. Der Querschnitt des Tunnels paßt sich in seinen Abmessungen der Gestalt der Förderwagen und Kübel sowie den Bunkerböden an. Er ist unten 4,6, oben 5,8 m weit, und in Höhe des Wagenpodiums, d. h. 2,3 m über Arbeitssohle sind beiderseits in ganzer Länge durchlaufende Fußstege von 1,35 m Breite angeordnet. Die lichte Höhe über diesen ist noch 3,38 m.

Unter dem linken Fußsteg ist die Zuleitung des elektrischen Stromes für die Förderbahn untergebracht. Der Förderwagen läuft auf normalspurigem Gleis, das auf eiserner Träger genietet in die Sohle einbetoniert ist.

Da das Bauwerk nicht überdacht ist, so läuft das Tagewasser an den offenen Enden des Tunnels sowie durch die Schurren der Bunker in den Tunnel hinein, der also besonders entwässert werden mußte. Es sind daher beiderseits an den Tunnelwänden Sammelrinnen angebracht, die das Wasser nach der in Gleismitte liegenden Hauptrinne abführen. Aus dieser läuft es nach den Wassersammelbehältern unter den drei Reinigungsgruben (vergl. Längsschnitt Abbildung 1). Diese Sammelbehälter sind aus konstruktiven Gründen in 4 Kammern geteilt, die durch Rohre miteinander in Verbindung stehen. Aus dem Pumpensumpf in der Mitte wird das Wasser mittels elektrisch betriebener Kreiselpumpen in die Kanalisation des Hüttenwerkes gehoben. Ueber den Reinigungsgruben werden auch die kleineren Ausbesserungen an den Förderwagen ausgeführt.

Der Tunnel wird beleuchtet und belüftet von einem an seiner linken Seite durchlaufenden Lichtschacht, von dem aus Öffnungen die Tunnelwand durchbrechen. Im Lichtschacht sind auch Treppen angeordnet, die den Tunnel zugänglich machen.

Die Baugrube des Tunnel mußte, wie die Querschnitte erkennen lassen, in ihrem unteren Teil rd. 4 m in den Kalkfelsen eingesprengt werden. Das Gestein war sehr klüftig und zeigte viele Wasseradern. Ueber dem Fels liegt eine wasserführende Kiesschicht; das Grundwasser hebt sich bis 3 m über Arbeitssohle des Tunnels, der Bunker mußte daher durch eine Asphalt-Isolierung gegen Grundwasser abgedichtet werden. Zum Schutz dieser Isolierung wurde eine ½ Stein starke Ziegelschutzschicht vorgemauert. In den beiderseitigen

lager auf den Trennungswänden der Bunkerammern. Die Bunkerhöhe wird durch eine Erdrampe in der Neigung 1:50 erreicht. In der Verlängerung des Bunkers ist ein Ausziehgleis vorgesehen. Schienen-Oberkante liegt 5,15 m über Hüttensohle. Für die Dammschüttung wurde das Aushubmaterial der Bunkergrube verwendet. Auf der einen Seite ist zur Raumersparnis die Dammschüttung durch eine Stützmauer ersetzt. Die Betriebszüge fahren mit Lokomotive über das Bauwerk. —

Berechnungen der Konstruktion und Beschreibung der Einzelheiten.

Das schwerste Füllgut des Bunkers ist Gipssteinschotter mit einem Gewicht von 1,5 t/m³ und 37,5° natürlichem Böschungswinkel. Der Betriebszug besteht aus 85 t schweren Lokomotiven mit 5 Achsen zu je 17 t und 39 t schweren Spezialwagen mit 3 Achsen zu je 13 t. Der Achsabstand ist bei der Lokomotive und bei den Wagen 1,50 m. Der Abstand zwischen Lokomotive und Wagen und zwischen den einzelnen Wagen ist 4,5 m. Das Gewicht des Eisenbetons ist auf 2,4 t für 1 m³ einzusetzen.

Der 3fach geknickte Schrägboden ist quergespannt und für eine Schütthöhe von 3,2 m berechnet. Im 31 cm starken Querschnitt sind 22 cm² Zugsbewehrung und 5,2 cm² Druckbewehrung eingelegt. Der Boden lagert in der Tunnelmitte auf dem durchlaufenden Gratbalken, seitlich auf dem Lichtschachtsturz und links noch auf dem Außenlängs-

träger, rechts auf der Tunnelmauer auf. Durch die Gruppenteilung des ganzen Bauwerkes entstehen beim Gratbalken, Sturz und Außenlängsbalken durchlaufende Balken über 2, 3 bzw. 4 Oeffnungen. In der vorstehenden Zusammenstellung sind die wichtigsten Angaben über Belastung, Momente, Abmessungen und Auflagerdrücke zusammengefaßt. Die Ermittlung der Momente erfolgte nach den Winkler'schen Zahlen (s. Tabelle auf S. 106).

Die Beton-Druckbeanspruchungen betragen zwischen 31 und 40 kg/cm² und die Eisen-Zugbeanspruchungen 1000 kg/cm². Die Schubspannungen werden durch den Beton, die Eiseneinlagen und 2 bzw. 4 schnittige Bügel von 10 cm Durchm. aufgenommen. Die Stellen der Eisenaufbiegungen sind aus dem Schubdiagramm ermittelt worden. Der Sturz ist 1,35 m hoch und 0,90 m breit. Abbildung 4, S. 108 zeigt die Eisenbewehrung des Gratbalkens.

Als Zwischen- und Endauflager für den Gratbalken sind die Trennwände der Kammern als Träger ausgebildet. Sie ruhen auf den beiden Tunnelmauern und die Eisenbetonstütze auf der Lichtschachtmauer. Die Wand ist also ein durchlaufender Träger über 2 Oeffnungen von 2,7 bzw. 7 m Spannweite. Das Auflager auf der Eisenbetonstütze ist freibeweglich, während das rechte Auflager 2/3fach in die Verlängerung der Kammerwand eingespannt ist. Bei den beiden äußeren Endwänden konnte mit voller Einspannung gerechnet werden, da diese Wand geschlossen bis an das Ende des Lagerraumes durchläuft, wogegen die übrigen Trennwände hinter der Tunnelmauer eine Trennungsfuge haben. (Ausbildung Abb. 5. u. 6, S. 109) — (Schluß folgt.)

Runde und eiförmige Zementbetonröhren, ein Beitrag zur Berechnung und zur Auslegung der Druckversuchsergebnisse.

Von Dr. Viktor Lewe, Dr.-Ing. in Warnemünde. (Schluß.)



Berechnungsbeispiele. 1. Ein Eisenbetonrohr Eiprofil 1000/1500 liegt bei 0,7 m Deckung unter einer Straße für schwersten Fahrverkehr. Bei 5 t-Raddruck und Annahme einer Verteilung unter 45° beträgt der Druck in 0,7 m Tiefe $p = \frac{5000}{1,4^2} = 2500 \text{ kg/m}^2$.

Die Querschnittsmomente betragen nach Tabelle I in No. 16, Belastungsfall IV, bei einem Eirohr bei $r = \frac{100 + 10}{2} = 55 \text{ cm}$:

$$M_S = 0,340 \cdot 2500 \cdot 0,55^2 = 257 \text{ mkg}$$

$$M_K = -0,240 \cdot 2500 \cdot 0,55^2 = -182 \text{ mkg}$$

$$M_F = 0,300 \cdot 2500 \cdot 0,55^2 = 227 \text{ mkg}$$

Die Achskräfte sind:

$$N_S = -0,080 \cdot 2500 \cdot 0,55 = -110 \text{ kg}$$

$$N_K = 1,000 \cdot 2500 \cdot 0,55 = 1690 \text{ kg}$$

$$N_F = 0,080 \cdot 2500 \cdot 0,55 = 110 \text{ kg}$$

Dimensionierung für $\sigma_e = 1000$, $\sigma_b = 25 \text{ kg/cm}^2$

Scheitel: $h - a = 9,1$, $h = 11 \text{ cm}$ Stärke, $f_e = 3,1 \text{ cm}^2 = 16 \text{ } \Phi 5 \text{ mm}$ Eiseneinlage.

Kämpfer: $h - a = 7,7$, $h = 9,5 \text{ cm}$ Stärke, $f_e = 2,6 \text{ cm}^2 = 13 \text{ } \Phi 5 \text{ mm}$ Eiseneinlage.

Fuß: $h - a = 8,6$, $h = 10 \text{ cm}$ Stärke, $f_e = 2,9 \text{ cm}^2 = 15 \text{ } \Phi 5 \text{ mm}$ Eiseneinlage.



2. Die Zu- und Abflußleitung des Kühlwassers für die Dampfmaschinen-Anlage einer elektrischen Zentrale plante der Verfasser in der Weise, daß 2 kreisförmige Zementbetonrohre von 1000 mm l. W. aufeinander zwischen Spundwänden verlegt wurden (s. Abbildung 4). Von der Wasserentnahmestelle, einem vorbeifließenden Strom, fiel der Doppelprofilkanal mit einer Neigung 1:300 zum Werk, der Zufluß geschah durch das untere Rohr, der Abfluß geschah durch das obere Rohr, der Abfluß des warmen Wassers wurde durch Ueberdruck in dem oberen zum Flusse ansteigenden Rohr bewirkt. Die Belastung betrug 2000 kg/m².

Nach Tabelle I in No 16 Reihe II sind die Momente und die daraus bei $\sigma_e = 1000$ und $\sigma_b = 20 \text{ kg/cm}^2$ sich ergebenden Dimensionen und Eiseneinlagen:

$$\text{Scheitel: } M = 0,301 \cdot 2000 \cdot 0,60 \cdot 0,55 = 200 \text{ mkg,}$$

$$h - a = 9,2, h = 11 \text{ cm, } f_e = 2,34 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Kämpfer: } M = -0,172 \cdot 2000 \cdot 0,60 \cdot 0,55 = 114 \text{ mkg,}$$

$$h - a = 7,0, h = 8,5 \text{ cm, } f_e = 1,62 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Fuß: } M = 0,197 \cdot 2000 \cdot 0,60 \cdot 0,55 = 130 \text{ mkg,}$$

$$h - a = 7,5, h = 9,0 \text{ cm, } f_e = 1,73 \text{ cm}^2.$$

II. Auslegung der Druckversuchsergebnisse.

Die auf Veranlassung des „Deutschen Betons-Vereins“ von mehreren deutschen Rohrfabriken unternommenen Druckversuche mittels der Koenen'schen Presse haben ergeben, daß die Röhren im Alter von 3 Monaten mindestens die eingangs erwähnten Mindestdrucklasten als Scheitellast auszuhalten vermögen. Wollte man nun die vorerwähnte Berechnungsmethode benutzen, um eine Formel für die Bruchlasten aufzustellen, so würde man zu keinem befriedigenden Ergebnis gelangen. Es zeigt sich nämlich, daß die mit den bekannten Bruchlasten unter Benutzung des Lastfalles II und V ausgerechneten Querschnittsmomente und Längskräfte zu wesentlich von einander abweichenden Zugfestigkeiten für den Scheitel, Kämpfer und Fuß des einzelnen Rohres führen, ein Zeichen dafür, daß im Augenblick des Bruches entweder das vorerwähnte Lastbild nicht mehr vorhanden oder das Rohr nicht mehr das statische Bild eines in sich zurücklaufenden elastischen Bogens aufweist. Obwohl Jedem, der Druckversuche mit Röhren unter der Koenen'schen Presse angestellt hat, bekannt ist, daß im Augenblick des Bruches gleichzeitig die Risse im Scheitel, Kämpfer und am Fuß eintreten, ist dennoch die letztere der beiden vorerwähnten Möglichkeiten als vorhanden anzusehen. Sämtliche Kreis- und Eirohre erleiden nämlich, wie ein Blick in Tabelle I und II zeigt, unter der Koenen'schen Presse bei wachsender Scheitellast zuerst eine Ueberbeanspruchung des Materiales im Scheitel. Wegen der Möglichkeit der Streckung des Materiales tritt aber nicht sofort ein Reiß ein, sondern die Scheitelstelle erleidet weitere Verbiegungen, ohne daß das Moment hier weiter anwächst. Die Folge hiervon ist ein stärkeres Anwachsen des Kämpfer- und Fußmomentes und

Tabelle IV für Kreisrohre.

Lichte Weite D in cm	k	s=f	$r = \frac{D+k}{2}$	a	b	c	d	e	f	M _s	N _s	$\frac{M_s}{r}$	P in kg für $\sigma = 24$
20	3,2	3,2	11,6	1,1718	5,5470	-3,0861	0,0	-16,0891	2,5447	1,8849	0,1582	0,1630	1987,9
30	4,3	4,3	17,15	0,6490	4,6347	-2,5500	0,0	-12,9912	2,0146	2,8217	0,1551	0,1650	2413,5
40	5,2	5,2	22,6	0,4438	4,2456	-2,3151	0,0	-11,5676	1,7480	3,7709	0,1511	0,1670	2655,2
50	5,9	5,9	27,95	0,3448	4,1398	-2,2394	0,0	-10,9907	1,6451	4,6976	0,1497	0,1680	2759,6
60	6,5	7,5	33,25	0,2469	4,1286	-2,2079	0,0	-8,1600	1,2860	6,3072	0,1576	0,1880	3298,1
80	7,8	9,0	43,9	0,1715	3,8339	-2,0366	0,0	-7,3873	0,9792	8,9122	0,1326	0,2030	3365,1
100	8,8	10,5	54,4	0,1309	3,7787	-1,9938	0,0	-6,6830	0,8274	11,6576	0,1238	0,2150	3509,7

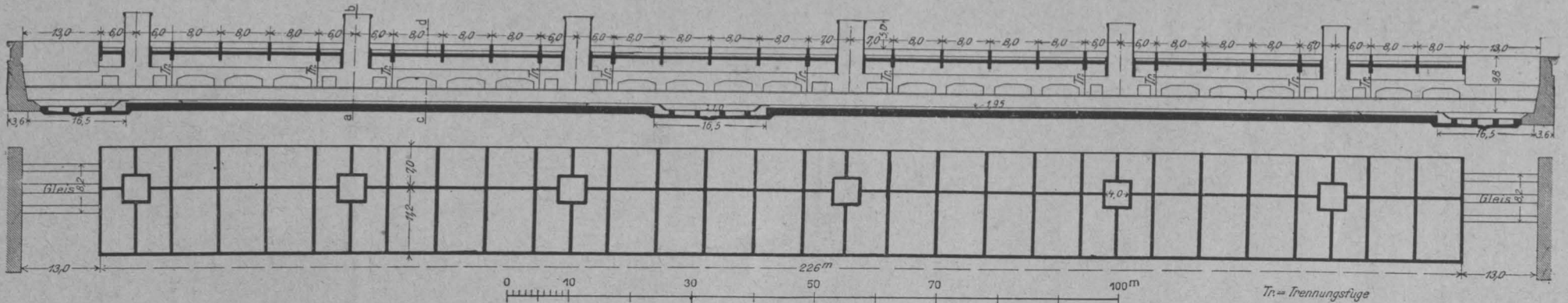


Abbildung 1. Gesamtansicht der Tiefbunkeranlage in Längsschnitt und Grundriß.

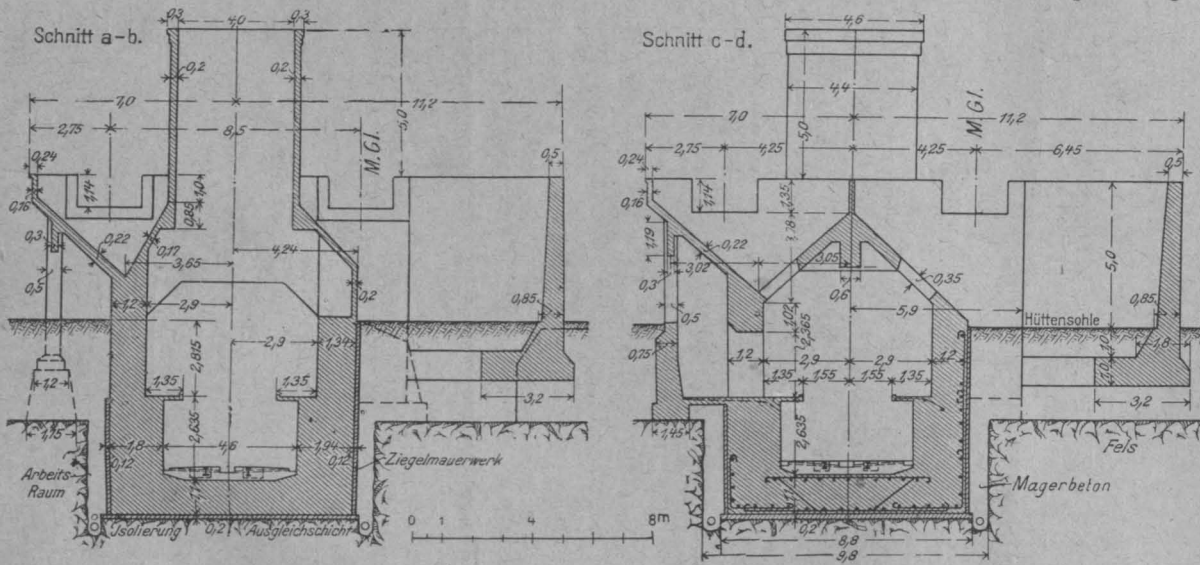


Abbildung 3 a-c. Querschnitte durch die Bunkeranlage.

Tiefbunker für die Fabrikanlage in Neckar-zimmern der Badischen Anilin- und Sodafabrik. Ausführung der Fa. C. Baresel, Unternehmung für Tiefbau, in Stuttgart.

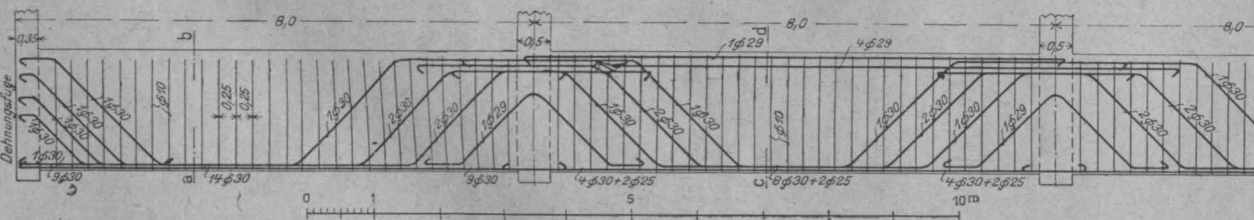
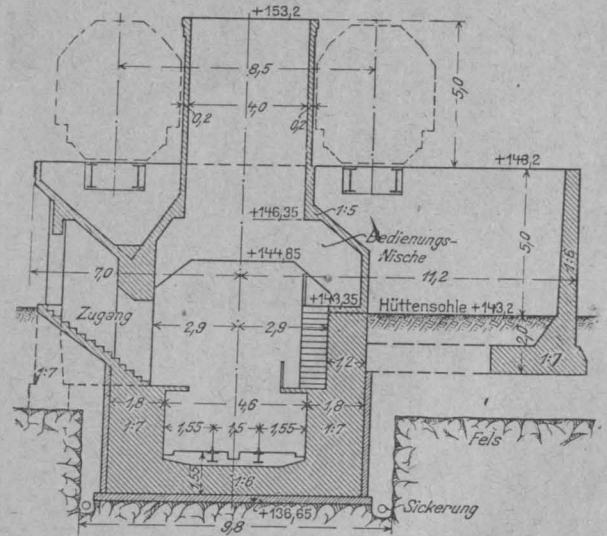
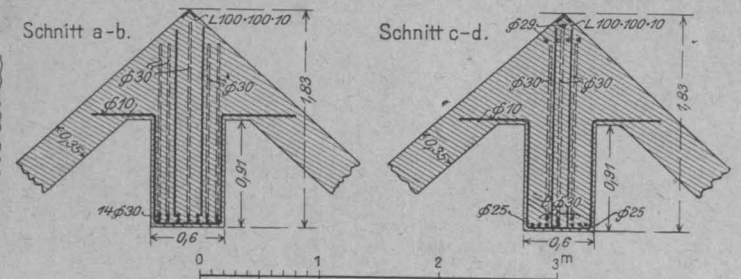


Abbildung 4 a-c. Eisenbewehrung des Gratbalkens der Bunker-kammer (Träger über 3 Öffnungen).



$$\begin{aligned} \text{heit der Zugspannungen für Kreis- und Eirohr gemeinsam} \\ \frac{6 M_s}{s^2} \left(1 + \frac{s}{2r}\right) - \frac{N_s}{s} = -\frac{6 M_k}{k^2} \left(1 - \frac{k}{2r}\right) + \frac{N_k}{k} = \dots 1) \\ = \frac{6 M_f}{f^2} \left(1 + \frac{f}{2r}\right) - \frac{N_f}{f} \dots \dots \dots 2) \end{aligned}$$

Nimmt man als Lastbild das fünfte der Abbildung 2 in Nr. 16 an, so lautet die Bedingung des Gleichgewichtes des Rohrviertels zwischen Scheitel und Kämpfer:

$$M_s - M_k + \left(-\frac{P}{2} + N_s\right) r = 0 \dots \dots \dots 3)$$

und diejenige für die Rohrhälfte zwischen Scheitel und Fuß:

$$M_s - M_f + N_s \cdot 2r - \frac{P}{2} \cdot 0,4 r = 0 \dots \dots \dots 4)$$

Diese vier Gleichungen genügen, um die Unbekannten M_s , M_k , M_f und N_s zu berechnen. Für die Berechnung erhält man nämlich die beiden linearen Gleichungen.

$$M_s \left[\frac{6}{s^2} \left(1 + \frac{\lambda \cdot s}{r}\right) + \frac{6}{k^2} \left(1 - \frac{\lambda \cdot k}{r}\right) \right] + N_s \left[-\frac{1}{s} + \frac{6 \cdot r}{k^2} \cdot \left(1 - \frac{\lambda \cdot k}{r}\right) \right] + P \left[-\frac{1}{2k} - \frac{3 \cdot r}{k^2} \left(1 - \frac{\lambda \cdot k}{r}\right) \right] = 0.$$

$$M_s \left[\frac{6}{s^2} \left(1 + \frac{\lambda \cdot s}{r}\right) - \frac{6}{f^2} \left(1 + \frac{\lambda \cdot f}{r}\right) \right] + N_s \left[-\frac{1}{s} - \frac{1}{f} - \frac{12 \cdot r}{f^2} \left(1 + \frac{\lambda \cdot f}{r}\right) \right] + P \frac{1,0 \cdot r \cdot \gamma}{f^2} \left(1 + \frac{\lambda \cdot f}{r}\right) = 0.$$

Bezeichnet man die Koeffizienten in diesen Formeln der Reihe nach mit a, b, c, d, e, f , so ist die Lösung für M_s und N_s

$$M_s = \frac{b \cdot f - c \cdot e}{a \cdot e - b \cdot d}$$

$$N_s = \frac{a \cdot c - a \cdot f}{a \cdot e - b \cdot d}$$

Ist die Zugfestigkeit des Betonmaterialies 24 kg/cm², so wird

$$\sigma_s = \frac{6 \cdot M_s}{100 \cdot s^2} \left(1 + \frac{\lambda \cdot s}{r}\right) - \frac{N_s}{100 \cdot s^2},$$

oder

$$2400 = \left[\frac{6 \cdot M_s}{s^2} \left(1 + \frac{\lambda \cdot s}{r}\right) - \frac{N_s}{s} \right] \cdot P.$$

Daraus erhält man die Bruchfestigkeit

$$P = \frac{2400}{\frac{6 M_s}{s^2} \left(1 + \frac{\lambda \cdot s}{r}\right) - \frac{N_s}{s}},$$

wo M_s und N_s nach vorstehenden Formeln zuvor berechnet sind.

In der Tabelle IV, Seite 107 sind die Abmessungen für die einzelnen Kreisrohre in cm und die Werte a bis f , sowie die zu erwartende Bruchlast P in kg angegeben. Der Krümmungseinfluß λ ist mit 0,5 wie oben angenommen worden.

Aus den Ergebnissen der letzten Spalte ersieht man, daß die Voraussetzungen zu ganz brauchbaren Ergebnissen führen. Die Werte für die großen Rohre sind allerdings noch etwas zu hoch gegenüber den wirklichen bei den Versuchen erzielten Ergebnissen. Das deutet darauf hin, daß der Einfluß der Krümmung λ mit 0,5 noch zu niedrig gegriffen ist. Ferner verteilt sich in Wirklichkeit die Scheitellast wegen der Rohrstärke etwas nach beiden Seiten. Bei den kleinen Rohren ist diese Verteilung größer im Verhältnis, weil die Scheitelstärke hier etwa $\frac{1}{6}$, bei den großen Rohren aber etwa $\frac{1}{10}$ bis $\frac{1}{11}$ der Lichtweite beträgt. Die kleinen Rohre werden deshalb wesentlich ungünstiger durch diese Nichtberücksichtigung als die großen betroffen. Nimmt man an, daß diese Verteilung 2 s beträgt, so müßte die Formel 3) lauten:

$$M_s - M_k + P \left(\frac{s-r}{2}\right) + N_s \cdot r = 0.$$

Ergebnis. Es wird der Nutzen der Bruchprüfungen für Zementbetonröhren kritisch beleuchtet. Die Bruchprüfungen müssen durch Biegeprüfungen bis etwa 40% der geforderten Bruchlast ergänzt werden und es ist zur Prüfung des Betonmaterialies der Scherben nochmals zu brechen. Es werden für 5 Belastungsfälle Formeln der Biegemomente und Längskräfte angegeben, die zur Dimensionierung, insbesondere von Eisenbetonrohren dienen sollen. Hierbei wird auch der Einfluß der Rohrkrümmung nach der Bernoulli'schen Theorie berücksichtigt. Zum Schluß wird eine Erklärung der Bruchergebnisse gebracht, die ein Verharren des zuerst überbeanspruchten Scheitelquerschnittes bis zum Nachkommen des Kämpfer- und Sohlenquerschnittes zu denselben Zugspannungen annimmt und so zu Bruchzahlen führt, die mit der Wirklichkeit übereinstimmen.

Dimensionierung von Eisenbeton-Stützen.

Von Dipl.-Ing. Henrik G. Nørregaard in Breslau.

Die zeitraubenden Versuchsrechnungen bei der in der Eisenbetonpraxis täglich vorkommenden Dimensionierung von Stützen zu vermeiden, sollen hier Dimensionierungstabellen für zentrisch belastete Stützen aufgestellt werden.

Die Tabelle I bezieht sich auf Stützen mit Bügelbewehrung, die Tabelle II auf solche mit Umschnürung.

I. Stützen mit Bügelbewehrung.

Setzt man in der Gleichung

$$\sigma_b = \frac{P}{F_b + 15 F_e} \text{ ein: } F_e = \alpha F_b$$

(100 α ist also gleich dem Bewehrungsprozent), so nimmt die Gleichung die Form an:

$$\sigma_b = \frac{P}{F_b + 15 \alpha F_b} = \frac{P}{F_b (1 + 15 \alpha)},$$

woraus für den Betonquerschnitt folgt:

$$F_b = \frac{P}{\sigma_b (1 + 15 \alpha)}$$

Der Nenner $\sigma_b (1 + 15 \alpha)$ ist nun ausgerechnet für $\sigma_b = 20, 25, 30, 35$ kg/cm² und für $\alpha = 0,008$ bis $0,03$, gemäß den in den ministeriellen Bestimmungen festgesetzten Grenzen für den Bewehrungsprozent.

Die Ergebnisse sind in der Tabelle I zusammengestellt.

Die Dimensionierung einer Eisenbetonstütze geschieht hiernach in folgender Weise:

Man stellt die Belastung P (in kg) auf der oberen Teilung des Rechenschiebers ein, und zwar bei ungerader Stellenzahl auf die linke und bei gerader Stellenzahl auf die rechte Teilung. Nun dividiert man P durch den Koeffizienten K , welcher der zulässigen Betonspannung σ_b und einem gewünschten Bewehrungsprozent α entspricht; dadurch erhält man am Endstrich der Zunge auf der unteren Teilung die Kantenlänge s , auf der oberen Teilung die Betonfläche $F_b (= s^2)$, auf der oberen Teilung bei der Zahl α den Eisenquerschnitt $F_e (= \alpha F_b)$ und auf der unteren

Teilung bei der Zahl 4 die Schalungsfläche $S (= 4 s)$.

Wünscht man eine bestimmte Kantenlänge s zu erhalten, so stellt man den Zungen-Endstrich auf s auf der unteren Teilung, liest unter P den Koeffizienten K ab und entnimmt der Tabelle den entsprechenden Bewehrungsprozent α . Die Betonfläche, Eiseneinlage und Schalungsfläche ergeben sich dann in derselben Weise wie oben gezeigt.

Beispiel. Eine Stütze ist belastet mit $P = 140000$ kg. Zulässige Betonbeanspruchung $\sigma_b = 30$ kg/cm². Es wird gewählt ein Bewehrungsprozent $\alpha = 1,2$; aus der Tabelle ergibt sich $K = 35,40$.

Auf der rechten Hälfte der oberen Teilung des Rechenschiebers wird 140000 durch 35,40 dividiert. Es ergibt sich: die Kantenlänge auf der unteren Teilung $s = 63,0$ cm; der Betonquerschnitt auf der oberen Teilung $F_b = 3960$ cm²; der Eisenquerschnitt auf der oberen Teilung bei 1,2 mit $F_e = 47,50$ cm² und die Schalung auf der unteren Teilung bei 4 mit $S = 2,52$ m².

Wünscht man eine Kantenlänge $s = 60$ cm, so stellt man die Zunge auf 60, liest unter 140000 auf der oberen Teilung den Koeffizienten $K = 39,00$ ab, welcher einem $\alpha = 0,02$ entspricht. Man erhält $F_b = 3600$ cm²; $F_e = 72,0$ cm²; $S = 2,4$ m². Den kleinsten Querschnitt, den man bei $\sigma_b = 30$ kg/cm² erreichen kann, findet man durch Division mit $K = 43,50$, entsprechend $\alpha = 0,03$; hierzu $s = 56,5$ cm, $F_b = 3200$ cm², $F_e = 96,0$ cm², $S = 2,27$ m².

II. Stützen mit Umschnürung.

In der Gleichung

$$\sigma_b = \frac{P}{F_k + 15 F_e + 45 F_s}$$

wird $F_e = \alpha F_k$ und $F_s = \beta F_k$ eingeführt:

$$\sigma_b = \frac{P}{F_k + 15 \alpha F_k + 45 \beta F_k}, \text{ woraus}$$

$$F_k = \frac{P}{\sigma_b (1 + 15 \alpha + 45 \beta)}$$

Tabelle I.

α	Betonspannung kg/cm ²			
	20	25	30	35
0,008	22,40	28,00	33,60	39,20
0,009	22,70	28,35	34,05	39,70
0,010	23,00	28,75	34,50	40,20
0,011	23,30	29,10	34,95	40,75
0,012	23,60	29,50	35,40	41,30
0,013	23,90	29,90	35,85	41,80
0,014	24,20	30,25	36,30	42,30
0,015	24,50	30,60	36,75	42,80
0,016	24,80	31,00	37,20	43,30
0,017	25,10	31,35	37,65	43,80
0,018	25,40	31,70	38,10	44,40
0,019	25,70	32,10	38,55	44,90
0,020	26,00	32,50	39,00	45,50
0,021	26,30	32,90	39,45	46,00
0,022	26,60	33,25	39,90	46,50
0,023	26,90	33,65	40,35	47,10
0,024	27,20	34,00	40,80	47,60
0,025	27,50	34,35	41,25	48,10
0,026	27,80	34,70	41,70	48,70
0,027	28,10	35,10	42,15	49,20
0,028	28,40	35,50	42,60	49,70
0,029	28,70	35,85	43,05	50,20
0,030	29,00	36,25	43,50	50,70

Tabelle II.

$F_s = 2 F_e$		$F_s = 2,5 F_e$		$F_s = 3,0 F_e$		Betonspannung kg/cm ²			
α	β	α	β	α	β	20	25	30	35
0,0040	0,0080	0,00329	0,00822	0,00280	0,00840	28,40	35,50	42,60	49,70
0,0045	0,0090	0,00371	0,00927	0,00315	0,00945	29,45	36,80	44,20	51,55
0,0050	0,0100	0,00412	0,01030	0,00350	0,01050	30,50	38,10	45,75	53,40
0,0055	0,0110	0,00453	0,01132	0,00385	0,01155	31,55	39,40	47,35	55,20
0,0060	0,0120	0,00494	0,01235	0,00420	0,01260	32,60	40,75	48,90	57,05
0,0065	0,0130	0,00535	0,01338	0,00455	0,01365	33,65	42,10	50,50	58,90
0,0070	0,0140	0,00577	0,01442	0,00490	0,01470	34,70	43,40	52,05	60,75
0,0075	0,0150	0,00618	0,01545	0,00525	0,01575	35,75	44,70	53,60	62,55
0,0080	0,0160	0,00659	0,01648	0,00560	0,01680	36,80	46,00	55,15	64,40
0,0085	0,0170	0,00700	0,01750	0,00595	0,01785	37,85	47,30	56,70	66,25
0,0090	0,0180	0,00741	0,01852	0,00630	0,01890	38,90	48,65	58,30	68,10
0,0095	0,0190	0,00783	0,01955	0,00665	0,01995	39,95	49,95	59,90	69,90
0,0100	0,0200	0,00823	0,02060	0,00700	0,02100	41,00	51,25	61,50	71,80
0,0105	0,0210	0,00865	0,02165	0,00735	0,02205	42,05	52,60	63,10	73,60
0,0110	0,0220	0,00905	0,02265	0,00770	0,02310	43,10	53,90	64,65	75,45
0,0115	0,0230	0,00946	0,02365	0,00805	0,02415	44,15	55,20	66,25	77,30
0,0120	0,0240	0,00988	0,02470	0,00840	0,02520	45,20	56,50	67,80	79,10
0,0124	0,0248	0,01020	0,02550	0,00866	0,02600	46,00	57,50	69,00	80,50

$$F_k = \frac{P}{K} \quad F_b = 1,15 F_k \quad F_e = \alpha F_k \quad F_s = \beta F_k$$

$$\text{Kreis-Querschnitt: } r_k = 0,565 \sqrt{F_k}; r_b = 0,605 \sqrt{F_k}; s = \frac{6,28 r_k \cdot f}{F_s}; S = 3,8 \sqrt{F_k}$$

$$\text{Achteck-Querschnitt: } r_k = 0,55 \sqrt{F_k}; r_b = 0,589 \sqrt{F_k}; s = \frac{6,54 \cdot r_k \cdot f}{F_s}; a = 0,488 \sqrt{F_k}; S = 3,9 \sqrt{F_k}$$

$$F_b = \frac{P}{K}; F_e = \alpha F_k; s = \sqrt{F_k}; S = 4 \sqrt{F_k}$$

Die Tabelle II ist ausgerechnet für das Verhältnis $\frac{F_s}{F_e} = \frac{\beta}{\alpha} = 2,0, 2,5, 3,0$ und $\sigma_b = 20, 25, 30, 35$ kg/cm².

Eine Grenze für die Querschnittsabmessungen erhält man dadurch, daß

$$F_k + 15 F_e + 45 F_s = 2 F_b.$$

Das Verhältnis volle Betonfläche: Kernfläche wird angenommen zu 1,15, was eine gute Uebereinstimmung mit den in der Praxis vorkommenden Querschnitten zeigt; es ergibt sich dann

$$F_k (1 + 15 \alpha + 45 \beta) = 2 \cdot 1,15 F_k, \quad 15 \alpha + 45 \beta = 1,30,$$

mit $\beta = 2,0 \alpha, 2,5 \alpha, 3,0 \alpha$ erhält man als höhere Grenze für den Bewehrungsprozent $\alpha = 0,0124, 0,0102, 0,00866$.

Zur schnellen Ermittlung aller maßgebenden Größen sollen noch aufgestellt werden Ausdrücke für den eingeschriebenen Halbmesser der Kernfläche r_k und der vollen Betonfläche r_b , die Ganghöhe der Spirale s , die Schalungsfläche S und die Kantenlänge a des Achteckquerschnittes. Die Größen, welche sich auf die vollen Querschnitte beziehen, sind alle unter der Voraussetzung $F_b = 1,15 F_k$ ermittelt.

Bei Kreisquerschnitt hat man

$$F_b = \pi r_b^2 = 1,15 F_k; r_b = 0,605 \sqrt{F_k},$$

$$s = \frac{\pi \cdot 2 r_k \cdot f}{F_s} = \frac{6,28 r_k \cdot f}{F_s},$$

$$S = 2 \pi r_b^2 = 2 \pi \cdot 0,605 \sqrt{F_k} = 3,8 \sqrt{F_k}.$$

Bei Achteckquerschnitt

$$F_k = 3,314 r_k^2; r_k = 0,55 \sqrt{F_k},$$

$$r_b = 0,55 \sqrt{1,15 F_k} = 0,589 \sqrt{F_k},$$

$$s = \frac{\pi (r_k + 1,082 r_k) \cdot f}{F_s} = \frac{6,54 r_k \cdot f}{F_s},$$

$$a = \sqrt{\frac{1,15 F_k}{4,828}} = 0,488 \sqrt{F_k},$$

$$S = 8 a^2 = 3,9 \sqrt{F_k}.$$

Die Benutzung der Tabelle gestaltet sich ähnlich wie bei der Tabelle I. Die Belastung P (in kg) wird auf der oberen Teilung des Rechenschiebers eingestellt, rechts oder links, je nach der Stellenzahl, die Koeffizienten K liegen alle auf der rechten oberen Teilung der Zunge.

Dividiert man nun eine Belastung P durch den Ko-

effizienten K entsprechend einem zulässigen σ_b , so erhält man auf der oberen Teilung über dem Zungen-Endstrich die Kernfläche F_k , über der Zahl 1,15 den vollen Betonquerschnitt $F_b (= 1,15 F_k)$, über den Zahlen α und β die Längsbewehrung $F_e (= \alpha F_k)$ und die Umschnürung $F_s (= \beta F_k)$, und zwar je nachdem man eine stärkere Längsbewehrung oder eine stärkere Umschnürung wünscht, in der ersten oder letzten Abteilung für α und β .

Auf der unteren Teilung erhält man für einen Achteckquerschnitt bei der Zahl 0,55 den eingeschriebenen Kernhalbmesser, bei 0,589 den Halbmesser des vollen Querschnittes, bei 0,488 die Seitenlänge und bei 3,9 die Schalungsfläche. Bei Kreisquerschnitten kommen natürlich die entsprechenden Konstanten zur Verwendung.

Beispiel. Eine Stütze ist belastet mit $P = 475 000$ kg. Zulässige Betonbeanspruchung $\sigma_b = 35$ kg/cm². Für $\alpha = 0,00525$ und $\beta = 3 \alpha$ erhält man aus der Tabelle $K = 62,55$. 475 000 (auf der oberen rechten Teilung) dividiert durch 62,55 ergibt auf der oberen Teilung: $F_k = 7600$ cm² beim Zungen-Endstrich, $F_b = 8700$ cm² bei 1,15, $F_e = 40,0$ cm² bei 0,00525 und $F_s = 120,0$ cm² bei 0,01575. Auf der unteren Teilung folgt für einen Achteckquerschnitt: $r_k = 48,0$ cm bei 0,55, $r_b = 51,2$ cm bei 0,589, $a = 42,5$ cm bei 0,488 und $S = 3,4$ m² bei 3,9.

Wünscht man $r_b = 50$ cm, so dividiert man auf der unteren Teilung 50 durch 0,589 und liest unter $P = 475 000$ ab: $K = 65,90$; die entsprechenden α und β sind: $\alpha = 0,00588$, $\beta = 0,01765$, also $F_k = 7200$ cm², $F_e = 42,4$ cm², $F_s = 127,0$ cm².

Will man bei gleichbleibendem Querschnitt die Umschnürung verkleinern, so kann es durch Vergrößerung von F_e geschehen, und zwar erhält man aus den ersten Spalten für dasselbe K wie oben, $\alpha = 0,0084$, $\beta = 0,0168$, also $F_e = 60,5$ cm², $F_s = 121,0$ cm².

Die äußerste Grenze für die Abmessungen ergibt sich durch Division von P durch $K = 80,50$. Die Abmessungen sind mit $F_s = 3 F_e$ folgende: $F_k = 5900$ cm², $F_b = 6800$ cm²; $F_e = 0,0086$, $F_k = 51,0$ cm²; $F_s = 0,026$, $F_k = 153,0$ cm²; $r_k = 42,2$ cm; $r_b = 45,2$ cm; $a = 37,5$ cm; $S = 3,0$ m².

Es ist $F_k + 15 F_e + 45 F_s = 13 565$ cm², mithin $13 565$ cm² = $2 F_b = 13 600$ cm² und

$$\sigma_b = \frac{475 000}{13 565} = 35,0 \text{ kg/cm}^2.$$

resel in Stuttgart haben wir in No. 11, 1918 gedacht — und eine Reihe von Angestellten und Arbeitern der Mitglieds-Firmen sind auch im vergangenen Jahr im Felde gefallen.

Aus den vom Verein behandelten technischen Angelegenheiten ist Folgendes hervorzuheben: Der Verein hat sich weiter bemüht, seinen „Bedingungen“ für Beton- und Eisenbetonarbeiten“ allgemeinen Eingang zu schaffen, was bisher allerdings nur z. T. gelungen ist. Die Bemühungen werden fortgesetzt werden. Der Verein hat sich ferner angelegen sein lassen, umfangrei-

Vermischtes.

Aus dem Jahresbericht 1918 des Deutschen Beton-Vereins, welcher letzterer am 23./24. d. M. in Nürnberg seine 22. Hauptversammlung abhält (vergl. das Programm am Schluß der Nummer) entnehmen wir, daß gegenüber dem Vorjahr die Zahl der Mitglieder Anfang 1919 um 3 auf 258 gestiegen ist, davon 159 ordentliche, 75 außerordentliche und 24 beratende Mitglieder. Ebenso sind die Anteile von 805 auf 923 gestiegen. Der Verein hat 2 Mitglieder durch den Tod verloren — des Begründers der Tiefbauunternehmung Ba-

ches Material für die Bewährung des Betons im Kriege zu sammeln, das demnächst der Öffentlichkeit zugänglich gemacht werden soll. Die Firma Hüser & Cie. hat außerdem bereits 1915 selbst Schießversuche mit Beton- und Eisenbetonplatten ausgeführt. Sie hatten zum Ergebnis, daß gegen Infanterie-Gewehrfeuer Beton und Eisenbeton schon in geringer Stärke vorzüglichen Schutz bieten und daß dabei die behaupteten Zersprengungen infolge innerer Spannungen nicht festgestellt worden sind. Besondere Bedeutung kommt dabei der sachgemäßen Panzerung der Betonmassen durch eine dichtere Betonschicht zu, die nur sehr dünn zu sein braucht. Beton aus Kesselschlacke hat sich als ein vorzüglicher Kugelfang schon bei 20 cm Stärke erwiesen. Die Frage der hochwertigen Spezialzemente hat während des Krieges durch den Verein nicht gefördert werden können, doch ist soviel festgestellt, daß sich mit deutschen, im Handel erhältlichen Zementen annähernd gleich hohe Festigkeitszahlen erzielen lassen, wie mit dem österreich. Spezialzement. Als neue Frage trat die der schädlichen Einwirkung von Kohle auf Beton auf, die im Zusammenhang mit dem Eisenbeton-Schiffbau namentlich in der Tagespresse wiederholt behauptet worden ist. Diese Behauptung ist in allgemeiner Form jedenfalls vollkommen unberechtigt, wenn auch hier und da durch schwefelhaltige Kohle gelegentlich kleinere Zerstörungen an Eisenbeton-Kohlebehältern zu verzeichnen waren. Die schlechten Erfahrungen, die man mit Eisen-Kohlebehältern gemacht hat, haben ja übrigens gerade dazu geführt, selbst für die Eisenindustrie jetzt solche Behälter nur noch in Eisenbeton herzustellen. Gegen nasse, schwefelhaltige Kohle schützen den Beton außerdem teerhaltige Anstriche. Die Frage soll im Verein aber eingehend weiter untersucht werden. Bezüglich der Verwendung des Eisenbetons zum Bau von Getreidespeichern hat der Verein durch Aufsätze in mülhentechnischen Zeitschriften aufklärend gewirkt. Es sind bei über 30, meist größeren Silobauten in Eisenbeton durchweg günstige Erfahrungen gemacht worden, auch bei Lagerung feuchten Getreides und bei einfacher dünner Wand, sowie bei Ingebrauchnahme kurz nach Fertigstellung. Voraussetzung ist dabei allerdings sachgemäße Behandlung des Getreides durch sorgfältige Lüftung und Umbecherung. Die ganze Frage ist überhaupt nach Ansicht des Vereins auf Grund seiner Umfragen mehr eine der sachgemäßen Behandlung des Getreides als der Bauweise, doch werden auch bestimmte bauliche Maßregeln als zweckmäßig in Vorschlag gebracht.

Weiter hat sich der Verein auch mit der Frage der Ausführung von Steinholzfußböden befaßt, indem er 1916 schon zusammen mit dem „Verband Deutscher Steinholzfabrikanten“ einen gemeinsamen Steinholzausschuß gegründet hat, um Mittel und Wege zur Verhütung der vielfach aufgetretenen Unzuträglichkeiten bei Ausführung von Steinholzfußböden zu finden. Es sind Leitsätze für Steinholz aufgestellt und beraten worden, ebenso ist ein Arbeitsplan für Versuche aufgestellt, die Arbeit konnte aber im Krieg nicht zu Ende geführt werden. Der Eisenbetonschiffbau, der während des Krieges ungeahnte Bedeutung gewonnen hat, erfordert auch für Schiffe dieser Art eine Klassifizierung. Der Beton-Verein hat daher zusammen mit dem Germanischen Lloyd 1918 einen Schiffbau-Ausschuß gebildet, außerdem einen eigenen Ausschuß, der aber ebenfalls nur allgemeine und Klassifikationsfragen behandeln soll, während die rein technischen Fragen Sache der Einzelfirmen bleiben müssen. Zur endgültigen Einigung zwischen den beiden Interessentengruppen ist es bei den schwierigen Verhältnissen, wie sie der Krieg geschaffen hat, bisher noch nicht gekommen. Auch an den Arbeiten des Normenausschusses der deutschen Industrie ist der Deutsche Beton-Verein beteiligt und zwar an den Ausschüssen für Bauwesen, Rohrleitungen, Walzeisen, keramische Industrie, Unfallverhütung, Vereinheitlichung von Kanalisations-Gegenständen. Den Vertretern des Vereins ist ein 10gliedriger Ausschuß zur Seite gestellt, der gleichzeitig den Arbeitsausschuß für Beton und Eisenbeton im großen Normenausschuß bildet. Ueber die Schiedsgerichtsordnung und die Sachverständigen-Liste des Deutschen Beton-Vereins wird berichtet, daß diese sich weiter Verbreitung erfreuen, daß aber mit Rücksicht auf die derzeitigen Verhältnisse eine Erhöhung der Gebühren für Zeugen und Sachverständige bei dem Schiedsgerichtsverfahren geboten erscheint. —

(Schluß folgt.)

Inhalt: Tiefbunker für die Fabrikanlage in Neckarzimmern der Badischen Anilin- und Sodafabrik. — Runde und eiförmige Zementbetonröhren, ein Beitrag zur Berechnung und zur Auslegung der Druckversuchsergebnisse. (Schluß.) — Dimensionierung von Eisenbeton-Stützen. — Vermischtes. — Deutscher Beton-Verein. (E. V.) —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachfig. P. M. Weber in Berlin.

Deutscher Beton-Verein (E. V.)

Tagesordnung für die 22. Hauptversammlung

am 23. und 24. September 1919, vormittags 9 $\frac{1}{2}$ Uhr im Kongressaal des Künstlerhauses in Nürnberg, am Königstor.

1. Tag. Dienstag, den 23. September 1919, vormittags 9 $\frac{1}{2}$ Uhr. Innere Angelegenheiten des Vereins. Nur für Mitglieder. 1. Jahresbericht des Vorstandes. (Geschäftlicher Teil.). 2. Rechnungslegung durch den Schatzmeister; Bericht der Rechnungsprüfer; Entlastung des Vorstandes. 3. Vorlage des Voranschlages für 1919. 4. Neuwahl von 4 Vorstandsmitgliedern nach § 6 der Satzung. Es scheiden aus die Herren: Julius Brenzinger, Postbrt. a. D. Kux, Albert Brandt, Kommerzr. Schwenk. 5. Wahl von 3 Rechnungsprüfern (derzeit die Herren Hugo Hüser, Schwenzow, Spithaler). 6. Beschlußfassung über Abhaltung einer Wanderversammlung gemäß § 9 der Satzung. 7. Erhöhung der in der Schiedsgerichtsordnung des Deutschen Beton-Vereins enthaltenen Gebührensätze für Zeugen und Sachverständige. 8. Allgemeine Aussprache über Wünsche und Anfragen aus dem Kreise der Mitglieder.

Nachmittags 2 $\frac{1}{2}$ Uhr. Allgemeines, Vorträge und Besprechungen technisch-wissenschaftlicher Art. Für Mitglieder und Gäste. 1. Jahresbericht des Vorstandes. (Allgemeiner Teil.) a) Bericht über technische Angelegenheiten des Vereins, insbesondere über die Normalisierungsarbeiten in der Zementwarenfabrikation und im Betonbau. (Mit Lichtbildern.) b) Bericht über die Mitwirkung des Deutschen Beton-Vereins im Deutschen Ausschuß für Eisenbeton. Berichtertatter: Herr Reg.-Bmstr. Dr.-Ing. Petry, Obercassel (Siegkreis). 2. Mitteilungen über bemerkenswerte Bauausführungen und neue Eisenbeton-Erzeugnisse.

2. Tag. Mittwoch, den 24. September 1919, vormittags 9 $\frac{1}{2}$ Uhr. 3. Vortrag des Hrn. Reg.-Bmstr. Dr.-Ing. W. Petry, Obercassel (Siegkreis) über die „Verwendung des Eisenbetons beim Bau von Schiffen“. (Mit Lichtbildern.) 4. Vortrag des Hrn. Prof. Dr.-Ing. E. Mörsch, Stuttgart über „Eisenbetonschiffbau-Ausführungen der Firma Wayss & Freytag A.-G., Neustadt a. d. Haardt“. (Mit Lichtbildern.) 5. Vortrag des Hrn. Prof. Dr.-Ing. Birkenstock, Berlin-Halensee über a) den Stand des Eisenbetonbaues in Belgien, b) das Verhalten der Eisenbetonbauten im Kriege. (Mit Lichtbildern.) 6. Bericht über die Ergebnisse der Beschießung der Festungen Lüttich, Namur, Antwerpen und Maubeuge sowie des Forts Manonviller im Jahre 1914, mit besonderer Berücksichtigung des Verhaltens des Betons und Eisenbetons. (Mit Lichtbildern). Berichtertatter: Hr. Reg.-Baumstr. Dr.-Ing. Petry, Obercassel (Siegkreis). 7. Vortrag des Hrn. Staatsbahnrat Spindel, Innsbruck über „Hochwertige Spezialzemente“. 8. Vortrag des Hrn. Ob.-Ing. Schuster, Direktor der Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G., Nürnberg über „den III. Hochbehälter für die Wasserversorgung der Stadt Nürnberg“. (Mit Lichtbildern.) — Es wird Gelegenheit gegeben, den Hochbehälter zu besichtigen. 9. Vortrag des Hrn. Dr.-Ing. H. Marcus, Direktor der Firma Huta, Breslau über „Tragfähigkeit und Wirtschaftlichkeit trägerloser Pilzdecken“. (Mit Lichtbildern.) 10. Besprechung der im Fragekasten vorgefundenen Fragen.

Obercassel (Siegkreis), den 25. August 1919.

Der Vorstand des Deutschen Beton-Vereins (E. V.). Alfred Hüser, Vorsitzender.

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

16. Jahrgang 1919.

NO 18.

Spiralbewehrte Eisenbeton-Druckrohre bei dem Glambock-Kraftwerk des Kreises Stolp i. P.

Hierzu die Abbildungen Seite 116 und 117.



Krieges in teilweisen Betrieb genommen worden, das bei 4500 PSe. Leistungsfähigkeit für ein Normaljahr bei vollem Betrieb auf 14,42 Millionen PSeSt. oder 9,65 Mill. KWSt. Erzeugung berechnet ist. Die Gesamtkosten sind auf 3,15 Mill. M. veranschlagt, sodaß die PSe auf 700 M. kommt, also noch verhältnismäßig billig ist. Jedenfalls gehört die Kraftanlage zu den günstigsten, die der Nordosten Deutschlands überhaupt aufweist.

Die erforderliche Wasserkraft ist gewonnen durch Abschneidung der etwa 25 km langen, sehr scharfen Krümmung der Stolpe zwischen der Wundichower Brücke und Klein Gansen durch einen Werkkanal, der den Glambock-See durchläuft, der dabei als Staubecken ausgenutzt werden kann.

Das Bruttogefälle beträgt 39,2 m und wird nach den angestellten Berechnungen am wirtschaftlichsten in einer Staustufe ausgenutzt. Nach entsprechender Absenkung bietet der See, wenn er nur soweit angestaut wird, daß das Wasser der durch ein Wehr angestauten Stolpe dem See noch mit natürlichem Gefälle zufließen kann, etwa 1,4 Millionen m³ Stauraum und kann dann in vorteilhafter Weise als Ausgleichbecken herangezogen werden. Ein weiterer Ausgleich

wird dann noch durch Anschluß an die Dampfzentrale der Stolpe zur Gewinnung elektrischen Stromes für den Landkreis Stolp und weitere Kreise der Provinz Pommern ist nach den Plänen des Geh. Brts. Th. Koehn-Berlin, und unter dessen Oberleitung in den letzten Jahren vor dem Krieg ein Kraftwerk angefangen, und während des

wird dann noch durch Anschluß an die Dampfzentrale Belgard erreicht. Unterhalb des Stolpe-Wehres mündet die Bütow ein. Auch diese wird durch einen durch die Stolpe geführten Staudamm soweit aufgestaut, daß auch ihr Wasser durch den Werkkanal dem Glambock-See zugeführt werden kann. Es wird dadurch ein weiterer Stauraum von 0,3 Mill. m³ Wasser verfügbar.

Beide Flüsse zusammen können im Jahresmittel 5,44 m³/Sek. abgeben, die durch das Werk möglichst vollkommen ausgenutzt werden sollen. Die Niedrigwasser sind dabei verhältnismäßig hoch, da die Niederschlagsgebiete vorwiegend aus Wald und Wiese bestehen.

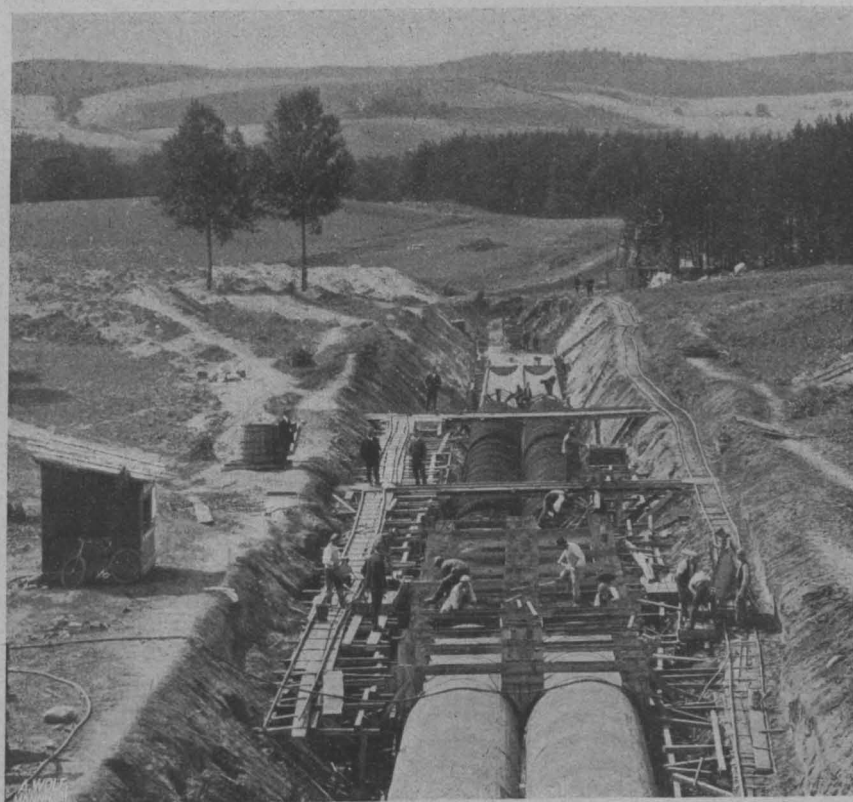


Abbildung 7. Betonieren der Eisenbeton-Druckrohrleitungen.

Das erforderliche Zuschußwasser, namentlich für die großen täglichen und stündlichen Schwankungen liefert der Glambock-See. Die größte Betriebswassermenge, für welche also Werkkanal und Druckrohrleitung zu bemessen waren, ist auf $12 \text{ m}^3/\text{Sek.}$ festgesetzt worden.

Die Ausführung des Kraftwerkes machte, abgesehen von dem Staudamm unterhalb der Bütow-Mündung, der als Erddamm mit Tonkern ausgeführt ist, eine Reihe von Bauwerken erforderlich, bei denen von vornherein durch den Verfasser des Entwurfes die Anwendung des Beton- und Eisenbetonbaues in umfangreichem Maße vorgesehen wurde. Hierhin gehören das Wehr in der

Arbeiten sind von der A.-G. Wayss & Freytag, Niederlassung Berlin, ausgeführt worden, der wir auch die besonderen Angaben über die nachstehend beschriebenen Anlagen und die Bildstöcke verdanken.

Der Werkkanal ist auf dem größeren Teil seiner Länge als offener Kanal mit solchem Profil ausgeführt, daß die $12 \text{ m}^3/\text{Sek.}$ Betriebswasser mit durchschnittlich $1,25 \text{ m}/\text{Sek.}$ Geschwindigkeit abgeführt werden können. Seine Wandungen und seine Sohle sind im Einschnitt bei Böschung 1:1 bis zu $0,8 \text{ m}$ unter Gelände mit nur 15 cm starker Betonschicht bekleidet. Bei 4 km Länge des Kanales lohnte es sich 2 fahrbare Arbeitsgerüste von je 35 m Länge aufzustellen, auf denen auch die Beton-Mischmaschine mit Benzinmotor Platz fand. Mit jedem Arbeitsgerüst wurden täglich rd. 30 m Kanal mit rd. 100 m^3 Beton hergestellt. Unmittelbar hinterher wurde der wasserdichte Putz unter einem wasserdichten Schutzplan aufgebracht. Alle 30 m wurde eine 10 cm breite Aussparung als Bewegungsfuge eingelegt. Ribbildungen sind aber trotzdem auch hier eingetreten und bei solchen offenen Kanälen wohl überhaupt nicht vermeidbar. Die unter 1:2 geneigten Auftragsböschungen sind mit Ton abgedichtet, der in Falze der oben verstärkten Betonverkleidung eingreift.

Auf der Strecke vom Einlauf bis zum Mühlbachtal wird in etwa 300 m Länge ein Höhenrücken durchbrochen, der den Glambock-See vom Kunitow-See trennt. Hier ist statt des offenen Kanales ein geschlossenes Profil gewählt, das, ursprünglich als Haubenprofil vorgesehen, auf Vorschlag der ausführenden Firma als niedrigeres, zweiteiliges Kastenprofil gleichen Querschnittes hergestellt worden ist, das bei den vorhandenen Druckverhältnissen des leicht beweglichen Bodens im bis 19 m tiefen Einschnitt mit größerer Sicherheit herzustellen war.

Bei Ueberschreitung des Mühlbachtals ist statt einer Kanalbrücke, aus wirtschaftlichen Gründen vor allem, einer Ausführung im Dücker der Vorzug gegeben worden, der auch die Straße Budow-Grünhof unterfährt. Er besitzt $84,5 \text{ m}$ Länge und wird von 2 Eisenbetonrohren von je $1,9 \text{ m}$ lichtigem Durchm., also zusammen $5,68 \text{ m}^2$

Querschnittsfläche gebildet. Die höchste Durchflußgeschwindigkeit beträgt dann bei $12 \text{ m}^3/\text{Sek.}$ $2,10 \text{ m}/\text{Sek.}$ An der tiefsten Stelle des Dückers, wo er den Mühlgraben kreuzt, ist eine Entleerungsvorrichtung vorgesehen. Die beiden Rohre liegen dicht neben einander auf durchgehendem Betonfundament. Den Querschnitt durch den Dücker, sowie die Stoßüberdeckung und Bewehrung zeigt Abbildung 1. Der Innendruck beträgt nur $0,81 \text{ Atm.}$ In der flacheren Lage auf 47 m Länge hat das Rohr nur 12 cm Wandstärke. Die Bewehrung besteht aus einer

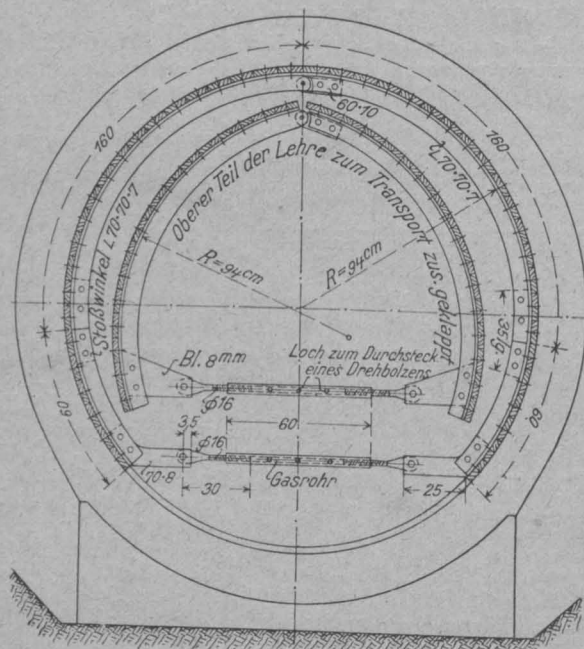


Abbildung 2. Fahrbares Lehrgerüst für die Innenschalung der Druckrohre.

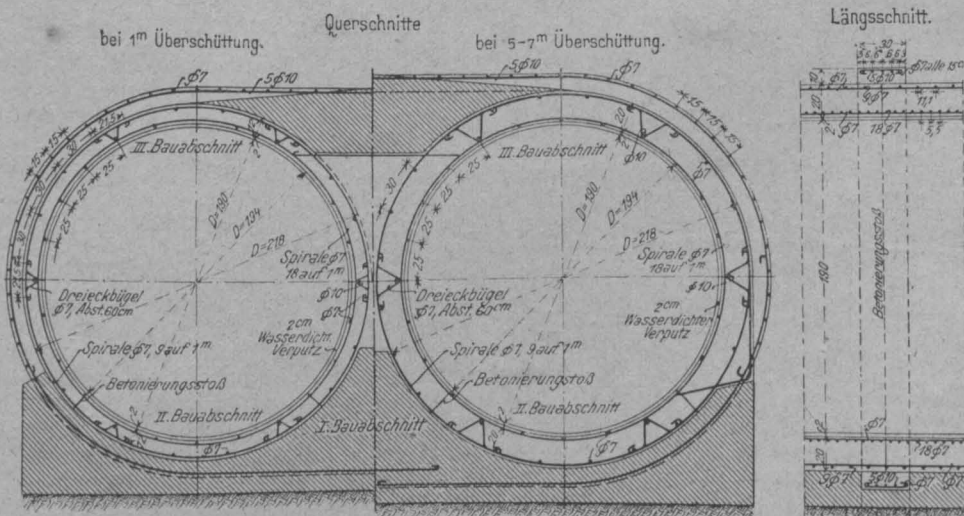


Abbildung 1. Querschnitte durch die Eisenbeton-Doppelrohrleitung der Dückeranlage.

inneren und äußeren Spirale von 7 mm Stärke, mit 18 Windungen auf 1 m Rohrlänge an der Innen-, 9 Windungen an der Außenseite, in je 6 dreieckförmigen Bügeln in 60 cm Abstand und den nötigen Verteilungseisen. Die Erdschüttung erhebt sich über den Rohrleitungen von 1 m bis zu 7 m Höhe, sodaß also neben dem Innendruck z. T. auch äußere Belastung zu berücksichtigen war. Bei der starken Ueberdeckung ist auf $37,5 \text{ m}$ Länge die Wandstärke auf 20 cm erhöht, die Spiralbewehrung zeigt sowohl innen wie außen je 18 Windungen auf 1 m . Die stumpfen Betonierungsstöße der Rohre sind durch 30 cm breite, 10 cm starke ebenfalls spiralbewehrte Eisenbetonbunde überdeckt, wie die Abbildung zeigt. Das

Stolpe, ein Regulierungswerk vor dem Eintritt des Werkkanales in den Glambock-See, um bei Absenkung des Sees und gleichzeitigem hohem Wasserstand in der Stolpe die Geschwindigkeit im Werkkanal nicht zu groß werden zu lassen, ein Bauwerk zur Regulierung des Abflusses aus dem Glambock-See, eine Druckkammer am Uebergang des Werkkanales in die Druckrohrleitung zu den Turbinen, verschiedene Brücken usw. Auch für die Druckrohrleitung ist von vornherein vom Entwurfsverfasser, wenigstens auf der oberen Strecke, wo Rücksicht auf Wirtschaftlichkeit und Sicherheit ihm noch nicht das Eisen vorteilhafter erscheinen ließ, die Anwendung von Eisenbeton vorgesehen worden. Diese

Rohr ist mit einem wasserdichten Innenputz von 2 cm Stärke versehen. Abb. 4, S. 116 zeigt den Anschluß des offenen Werkkanals an den Dücker, der durch ein besonderes, mit Flügeln versehenes Auslaufbauwerk in Beton vermittelt wird. Abbildung 3 läßt die Herstellung des Dückers erkennen.

Eine ähnliche Ausbildung zeigt die eigentliche Druckstrecke, von deren Gesamtlänge von 670 m aber nur 286 m als spiralbewehrte Eisenbetonrohre ausgeführt sind und zwar für Druckhöhen von 13,5 bis 27 m. Für die noch höheren Drucke der unteren Strecke unterschied sich die Bauleitung für eiserne Rohre, da diese nicht wesentlich teurer waren, während andererseits Rohre von so großem Durchmesser bei so hohem Innendruck in Eisenbeton bisher noch nicht ausgeführt waren. Die Eisenbetonrohre schließen einerseits an die in Beton hergestellte Druckkammer an und gehen andererseits in die Eisenleitung über. Diese schiebt sich noch etwas in die Betonleitung hinein und ihr Ringflansch ist mit deren Längseisen verbolzt. Die ganze Uebergangsstelle ist dann noch in Beton gehüllt.

Bei der statischen Berechnung der Druckrohre sind 4 verschiedene Belastungsfälle unterschieden:

1. Beanspruchung ausschließlich auf Innendruck. Die Berechnung ist für den vorgeschriebenen hydrostatischen Innendruck erfolgt mit 50 % Zuschlag für Stöße. Es tritt dann lediglich eine Ringkraft $N = p \cdot r$ auf, wo p der Innendruck, r der Halbmesser. Die Verteilung auf die Innen- und Außen-Spiralbewehrung ist nach den Formeln v. Bach's (s. Elastizität und Festigkeit, 5. Aufl., S. 554) erfolgt. Die Rohrstärke, die für die stärker überschütteten Teile im Anschluß an die Druckkammer und bei Kreuzung einer Straße mit 18, sonst mit 15 cm bemessen ist, wurde so gewählt, daß bei Vernachlässigung der Eisen die Zugspannung im Beton 15 kg/cm² nicht überschreitet.

2. Das leere Rohr wird nur durch die Ueberschüttung von 1,5—7 m, an der Wegkreuzung außerdem noch durch 8^t-Lastwagen beansprucht. Bei der hohen Ueberschüttung ist der Zwickel zwischen beiden Rohren ausbetoniert, sodaß hier nur Erddruck von außen wirkt. Für die übrige Strecke ist diese ungünstige Annahme dann beibehalten. Die Berührungsstelle der beiden Rohre und der Anschluß jedes Rohres an das Fundament sind als unverschieblich, der Bogen der Rohrwandung dazwischen als beiderseits eingespannt betrachtet. Die Momente und Normalkräfte sind mittels Stützlinie ermittelt nach Dr.-Ing. Mörsch, Schweiz. Bauztg., Bd. XLVII, Heft 7 und 8. Die Druckspannungen im Beton überschreiten 35 kg/cm², die Zug- bzw. Druckspannungen in den Eisen 500 kg/cm² nicht.

3. Das Rohr ist zwar gefüllt, aber im Scheitel noch druckfrei. Die sich daraus ergebenden Biegungsspannungen sind nach Handbuch der Ing.-Wissensch. III, 13. Ausbau der Wasserkräfte von Th. Koehn S. 892 berechnet. Die Beanspruchungen bleiben unter denjenigen des Falles 2.

4. Als ungünstigster Fall ist schließlich noch der untersucht, daß das gefüllte Rohr gleichzeitig wie im Belastungsfall 2 durch Ueberschüttung und Auflast beansprucht wird. Es tritt also Ringspannung und Biegung gleichzeitig auf. Die Eisenspannungen bleiben bei der gewählten Bewehrung durchweg unter 1000 kg/cm².

Die Firma mußte außerdem durch Versuche die Dichtigkeit ihrer Rohre nachweisen. Diese wurden an der Technischen Hochschule zu Danzig unter Leitung von Prof. Kohnke durchgeführt. Die für 4 Atm. Innendruck berechneten Rohre hatten bei diesem Versuch 25 cm Wandstärke, dazu 2 cm Innenputz, und waren hergestellt aus 1 Teil Portlandzement und 4 Teilen Grubenkies mit Zusatz von Granitsplitt. Sie besaßen eine Spiralbewehrung von 15 Φ 12 mm außen und 22 Φ 14 mm innen auf 1 m. Die Versuchslänge der Rohre war 2 m, außerdem war eine Stoßverbindung angeordnet, die durch 30 cm breite, 10 cm starke Betonmuffe mit Spiralbewehrung gesichert war. Die Rohre wurden beim Versuch an beiden Kopfen durch eiserne, mit durch das Innere hindurchgehenden Bolzen verbundene Platten verschlossen. Als Dichtungsmaterial diente dabei 2 cm

starke gewechte Pappe. Zur Erzielung größerer Dichtigkeit des Abschlusses wurde dem Druckwasser Wasser-glas zugesetzt. Es gelang nach entsprechender Abdichtung, den Druck während einer Stunde im Rohr auf 5,5 Atm. zu erhalten. Während dieses höchsten Druckes wurden noch von 4 Arbeitern rhythmische Schläge mit Vorschlaghämmern auf die Wandungen ausgeübt, ohne daß sich Undichtigkeiten am Rohr oder am Stoß gezeigt hätten. Während das Rohr unter Druck stand, wurde ferner in die Wandung ein 8,5 cm tiefes Loch eingestemmt und Schläge in der Nähe des Loches ausgeübt. Auch hierbei blieben die Rohre dicht, der Innendruck hätte sich also noch erheblich ohne Gefahr für die Rohre steigern lassen.

Der interessanteste Teil ist die Ausführung der Druckrohrstrecke mit beweglicher Innenschalung. Das fahrbare Lehrgerüst ist in Abb. 2, S. 114 dargestellt. Seine Binder bestehen aus 2 mit Bolzen im Scheitel gelenkig mit einander verbundenen Bögen aus Winkeleisen 70 · 70 · 7 mm. Die freien Enden der Lehrbögen sind mit Blechlaschen von 8 mm Stärke versehen, die ihrerseits einen beweglichen Bolzen mit Gewinde besitzen, der bei Ingebrauchnahme des Lehrgerüsts mit einem Gasrohr von 16 mm Durchm. und links und rechts Innengewinde verbunden wird, sodaß ein Spannschloß entsteht, das durch Einführung eines Druckbolzens in Löcher des Gasrohres eine genaue Einstellung des ganzen Lehrgerüsts gestattet. Die Bogenschenkel besitzen in 60 cm Abstand vom unteren Ende einen Stoß, um die Lehre, nachdem sie etwas nach innen geklappt ist, mit derselben Querverbindung an dieser Stelle beim Transport zusammen halten zu können. Die Winkeleisen der Lehre tragen die aus Latten gebildete Schalung, die mit ihnen verbolzt ist.

Die Herstellung erfolgte nun derart, daß zunächst nach Betonierung des Rohrfundamentes die Spiralen montiert wurden. Diese waren mit besonderer Wickelmaschine auf dem Werkplatz der Firma in Berlin-Tempelhof fertig gewickelt. Zunächst wurde die Außenspirale über eine Lehre, auf welcher die Ganghöhen angegeben waren, an Ort und Stelle montiert und durch Anflechten von Längseisen in der gewünschten Form festgehalten. Die Innenspiralen wurden in gleicher Weise zunächst montiert und dann erst in die Außenspiralen eingeschoben und von diesen durch Einflechten kräftiger Distanzeisen in der gewünschten Entfernung gehalten. Abbildung 5, S. 117 zeigt einen Blick in das Innere der Rohrleitung bei Montage der Bewehrung, Abbildung 6 einen Blick auf die Bewehrung von außen und zwar gegen die Druckkammer.

Nun wurde zunächst die untere Rohrzone (vergl. Abbildung 1) ausbetoniert mit einem entsprechend plastischen Beton. Die Distanzeisen mußten dabei nachträglich noch etwas vermehrt werden, um einer Neigung der Innenspirale, sich nach oben zu drücken, zu begegnen. Nach Abbinden des Betons wurde der Lagerstuhl zum Tragen der Innenschalung eingebracht, die bereits mit den Lehrbögen fest verbunden war. Zunächst wurden die unteren Teile der Lehrbögen eingebaut, dann die oberen Teile aufgesetzt. Durch die oberen Gelenkbolzen und die seitlichen Laschenverschraubungen wurden dann die einzelnen Teile der Lehrbögen mit einander verbunden und durch Anziehen der Spannschlösser genau in ihrer Stellung reguliert. Die Außenschalung der beiden Rohrstränge, die wie Abb. 7, S. 113 zeigt, immer gleichzeitig betoniert wurden, waren dabei durch gegenseitige Verankerung in der richtigen Lage gehalten.

Mit Rücksicht auf die Kosten der Beschaffung der Innenschalung und der Lehrbögen begnügte man sich damit, in der Woche 50 m Doppelrohrleitungen herzustellen. Die Betonierungslänge wurde dabei für beide Rohrstränge immer an einem Tage ausgeführt, um möglichst wenig Betonierungsstöße zu erhalten. Die Stöße wurden durch eine besonders bewehrte Betonmuffe in etwas anderer Ausführung als bei dem Dücker gedeckt, die Bewehrung übrigens an den Stößen nicht unterbrochen. Einschließlich der Putzarbeiten erfolgte die Ausführung der Druckstrecke in 12 Wochen, trotzdem die Arbeiten am Glambockwerk dadurch erschwert

wurden, daß sie in 45 km Entfernung von der nächsten Stadt, Stolp, in 5 km Entfernung von der nächsten Bahnstation ausgeführt werden mußten, welche letztere nur auf unbefestigten Wegen zu erreichen war. Eine weitere Erschwernis bestand darin, daß dem Kreise Arbeiter nicht entzogen werden durften, daß vielmehr auswärtige Arbeiter beschäftigt werden mußten, für die besondere Barackenanlagen zu schaffen waren. Die Arbeiten verteilten sich außerdem vom Anfangspunkte, dem Wehr

in der Stolpe, bis zum Ende der Druckrohrleitung auf 10 km Länge.

Die Ausführungen so großer und unter so hohem Druck stehender Eisenbetonrohre war für deutsche Verhältnisse jedenfalls noch eine Neuheit. Nach den hier gemachten Erfahrungen und bei der Schwierigkeit der Eisenbeschaffung dürfte eine solche Bauweise bei Ausführungen ähnlicher Art in Zukunft aber wohl häufiger in Erwägung zu ziehen sein. —

Fr. E.

Neue Straßenbauart mit Eisen- oder Schilfbeton. D. R. P. No. 315 285.

Von Dipl.-Ing. J. H. Flach, Obergeringieur in Frankfurt a. M.

Das Neue dieser Bauart für die Abdeckung von Geländeflächen besteht darin, daß hohle, unterteilte und miteinander an den unteren Kanten durch wagrechte Rundeisen verbundene Stützkörper und Tragplatten aus Eisen- oder Schilfbeton, mit welchen die Pflasterung aus Kunststeinen innig vermauert ist, zusammengefügt werden, wobei sich die Tragplatten in Falze der Stützkörper

Löchern sowie Wasseransammlungen an einzelnen Stellen. 3. Möglichkeit der Aufnahme der allerschwersten Lasten, im besonderen wie sie unseren heutigen modernen Verkehrsmitteln eigen sind. 4. Möglichkeit der Erbauung staubloser Sonderstraßen für moderne Verkehrsmittel (Autostraßen). 5. Einfacher und erleichterter Einbau der Gleisanlagen für Straßen- und Vorortbahnen in die Abdeckung. 6. Erleichterter Einbau von Kanälen, Rohrleitungen, Kabeln, Untergrundbahnen usw. in bereits fertige Abdeckungen. 7. Herabminderung der Reibung zwischen Abdeckung und Fahrzeugen. 8. Leichte Verbreiterung vorhandener Abdeckungen und Ausbau von Abdeckungen alter Bauart. 9. Leichte Erneuerung schadhafter Stellen. 10. Einfache Unterhaltung der Abdeckungen. 11. Hohe Lebensdauer. 12. Verschiedenartige Verwendungsmöglichkeiten.

Zu 1. Die Abdeckung erfolgt durch die Stützkörper und Tragplatten aus Eisen- oder Schilfbeton (vergleiche die Abbildungen 1 u. 2), auf welchen die eigentliche Abdeckung mit Kunststeinpflaster aufgemauert ist. Das Ganze ist daher nicht merklich und nicht ungleichmäßig abnutzbar. Es können somit durch die Abdeckung selbst weder Staub noch Schmutz entstehen und sich höchstens Teilchen, die die Luft von benachbarten ungedeckten Flächen herbeiträgt, absetzen. Diese werden jedoch nie einen solchen Staub und Schmutz entwickeln, wie es jetzt bei gepflasterten, im besonderen bei chaussierten Straßen der Fall ist.

Zu 2. Infolge der Möglichkeit, die ganze Abdeckung auf Tragfähigkeit für irgend eine gewünschte Last statisch zu berechnen, und infolge der Art der Verteilung der Platten und Stützkörper sowie der inneren Verankerung dieser untereinander, ist der Straße eine vollständige Elastizität gewahrt. Die Abdeckung vermag hierdurch selbst die schwersten Einzellasten unter entsprechender Verteilung aufzunehmen und in den Untergrund abzugeben. Durch diese einwandfreie statische Lösung, wobei auch der Einfluß der Temperaturschwankungen Berücksichtigung findet, ist die Bildung von Rissen und Sprüngen vermieden. Durch die innige Verbindung des die Lasten aufzunehmenden Pflastermaterials mit den Tragplatten und Stützkörpern ist gewährleistet, daß dieses nicht, selbst bei Drücken von Einzellasten zerstört wird. Das Entstehen von Löchern und Vertiefungen wird hierdurch und infolge der Elastizität der Abdeckung verhindert.

Zu 3. Die Möglichkeit, die schwersten Einzellasten einwandfrei auf den Baugrund zu übertragen, ist gegeben durch die statische berechenbare Wirkung der gesamten Anordnung.

Zu 4. Unsere Straßen, im besonderen die Landstraßen, genügen dem heutigen Verkehr keinesfalls mehr. Die Lastwagen, welche wohl in neuester Zeit mehr denn je als Ersatz für den überlasteten Güterverkehr der Eisenbahnen

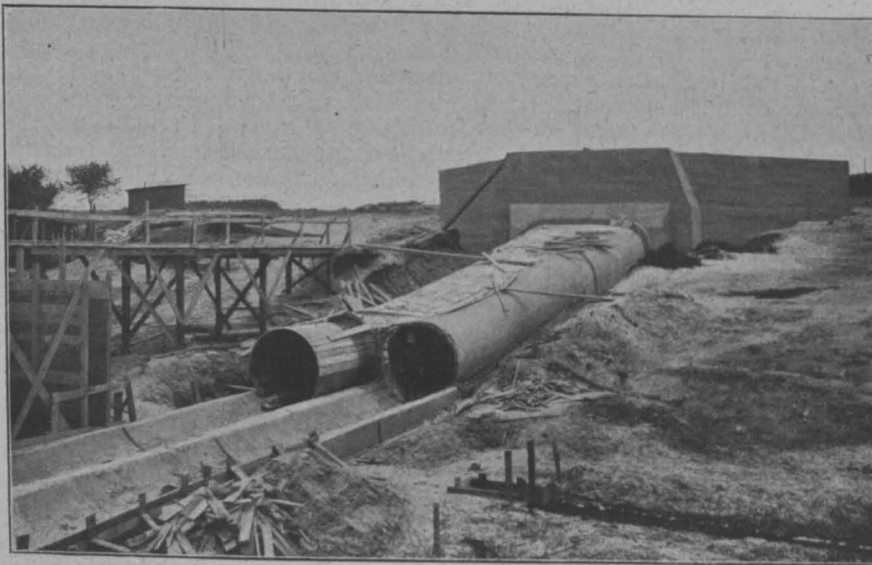


Abbildung 3. Ausführung der Dückeranlage mit Eisenbetonrohren.

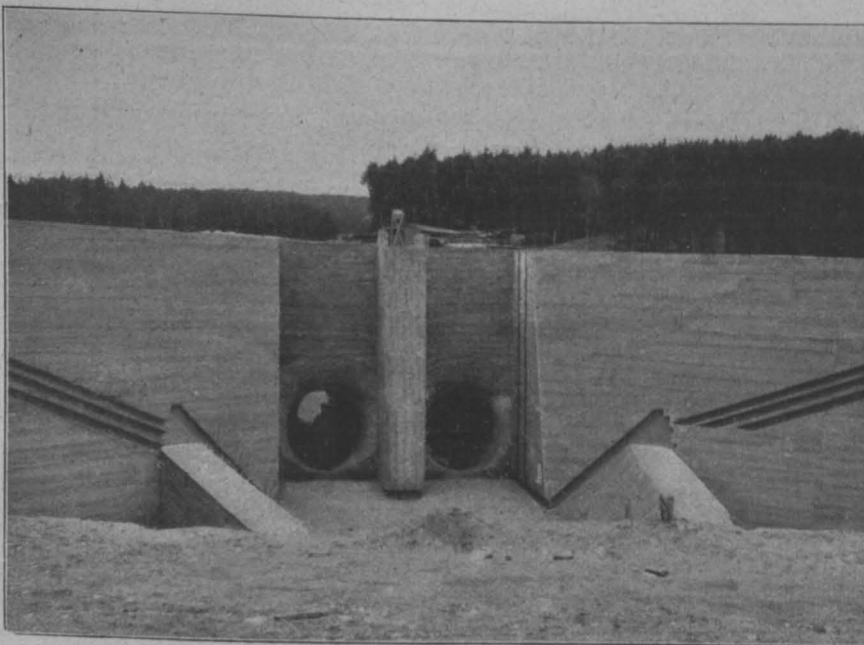


Abbildung 4. Innenansicht des Auslaufbauwerkes für den Uebergang aus dem offenen Werkkanal zum Dücker.

Spiralbewehrte Eisenbeton-Druckrohre für das Glambock-Kraftwerk bei Stolp i. P.

einlegen und mit den unteren Kanten letzterer kreuzweise durch Rundeisen verbunden sind. (Vergl. Abb. 1-4, S. 118.)

Durch diese neue Art der Abdeckung werden folgende Vorteile erreicht: 1. Staubfreiheit der abgedeckten Flächen und Vermeidung des Entstehens von Staub und Schmutz. 2. Vermeidung des Entstehens von Rissen, Sprüngen und

aufgefaßt werden können, befördern heute große Gütermengen von den Umschlagstellen zu den Bahnhöfen, den Kanälen, den Häfen und zu den Fabriken und umgekehrt. Diesem Verkehr werden auf die Dauer unsere heutigen, übermäßig Staub und Schmutz erzeugenden Straßen nicht mehr genügen, und man wird bald darauf kommen müssen, der neuen Form des Güterumschlages durch Erbauung von besonderen hierfür geeigneten Sonderstraßen gerecht zu werden. Hierfür eignet sich die neue Bauart in ganz besonderem Maße.

Zu 5. Die neue Bauart eignet sich aber auch für den Fall, daß Gleise für Straßenbahnen oder Vorortbahnen darin verlegt werden sollen. Hierbei ist es möglich, die Gleise ganz für sich zu behandeln und die Stützkörper oder Platten anzuschließen, oder besondere Gleisstützkörper, die eine Schiene aufnehmen und unter einander durch Tragplatten verbunden sind, auszubilden. Im besonderen erspart man bei letzterem Verfahren die sonst übliche Langschwelle aus Beton, auf welcher die Schiene befestigt wird.

Zu 6. Nicht allein, daß es ohne weiteres möglich ist, während des Baues der Abdeckung unterirdisch zu verlegende Kanäle, Rohrleitungen und Kabel, Tunnel für Untergrundbahnen usw. mit herzustellen, bietet es keine Schwierigkeiten, alle diese Bauten auch bereits bei fertiger Abdeckung noch nachträglich auszuführen, ohne daß an der Abdeckung selbst etwas zerstört zu werden braucht, denn diese läßt sich leicht abheben, beiseite setzen und genau wieder in die alte Lage zurück verlegen. Hierbei ist noch zu beachten, daß man bei Untergrundbahn-Tunneln die Abdeckung selbst als Decke ausbilden und so praktisch mit benutzen kann.

Zu 7. In Punkt 7 liegt ein ganz wesentlicher Vorteil der neuen Abdeckung gegenüber anderen Verfahren, sogar gegenüber den Asphaltstraßen. Die Reibung zwischen Fahrzeug und Abdeckung ist infolge der einheitlichen durchgehenden Platte, die die fertige Abdeckung letzten Endes ist, derart vermindert, daß jedes Fuhrwerk sich darauf leicht bewegen läßt. Sie hat aber infolge der Kunststeinpflasterung nicht den Nachteil der Asphaltstraßen, bei welchen bei feuchtem Wetter oder gar bei leichtem Frost starke Glätte eintritt, bei der im besonderen die Zugtiere zu Fall kommen und Fahrzeuge abgleiten.

Zu 8. Bei bereits hergestellten Straßen, auch solchen nach alter Bauart, läßt sich mit der neuen Bauart leicht eine Verbreiterung bewerkstelligen. Hierbei ist nicht nötig, wenn es nicht besonders gewünscht wird, die alte Abdeckung zu entfernen. Es kann die neue Abdeckung ohne weiteres auf die alte aufgesetzt werden, wodurch bei dieser nur einige Regulierungsarbeiten nötig werden. Ebenso kann die alte Abdeckung ganz erhalten bleiben, während nebenan eine neue erstellt wird, z. B. eine besondere Fahrbahn für Autos.

Zu 9. Durch ganz unvorherzusehende Verhältnisse könnte es vorkommen, daß Stücke der neuen Abdeckung schadhaft werden. Tritt ein solcher Fall ein, so hat man nur nötig, die betr. Stützkörper oder Tragplatten durch neue auszuwechseln, wobei gar keine Sperrung des Verkehrs, selbst bei größeren Ausbesserungen, erforderlich ist. Die Auswechslung kann in der denkbar kürzesten Zeit erfolgen.

Zu 10. Die ganze Art der Abdeckung ist technisch durchaus einfach, sowohl bezüglich ihrer Herstellung als auch in

ihrer Wirkungsweise. Dies allein sichert schon eine einfache Unterhaltungsmöglichkeit. Die Abdeckung reinigt sich bei Regengüssen von selbst, jedenfalls aber bedarf es für die Reinigung wohl lange nicht des Aufwandes, wie bei den alten Bauarten.

Zu 11. Eisenbeton und Schilfbeton*) sind beides Baustoffe von außerordentlicher Lebensdauer, sie nehmen mit den Jahren an Festigkeit zu. Geschützt durch eine Kunststein-Abdeckung, die höchstens eine kleine gleichmäßige Abnutzung erfährt, ist die Lebensdauer der Stützkörper und Tragplatten außerordentlich hoch anzusetzen. Da praktische Versuche mit dieser neuen Bauart noch nicht vorliegen, so mögen hier keine bestimmten Zahlen genannt werden.

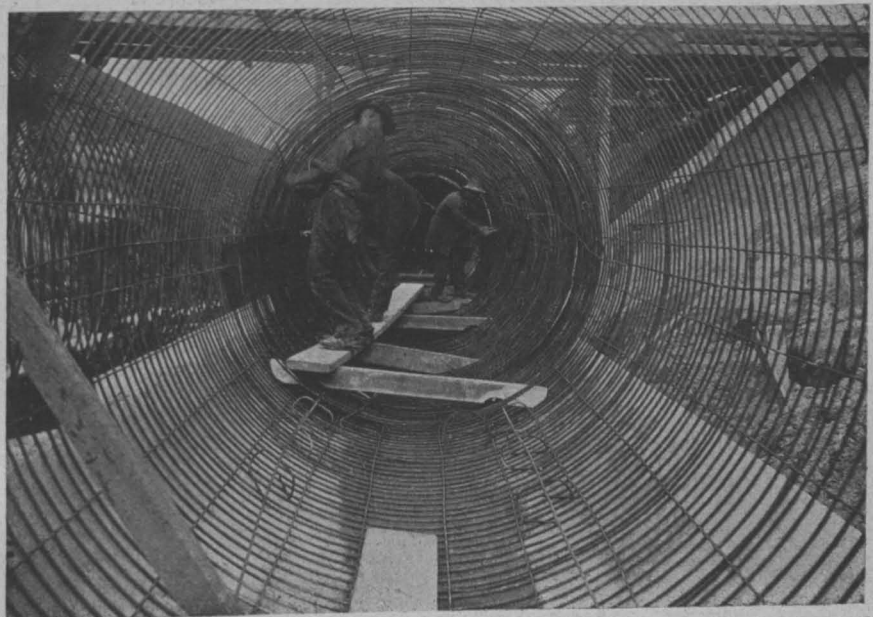


Abbildung 5. Montage der inneren Druckrohrbewehrung.

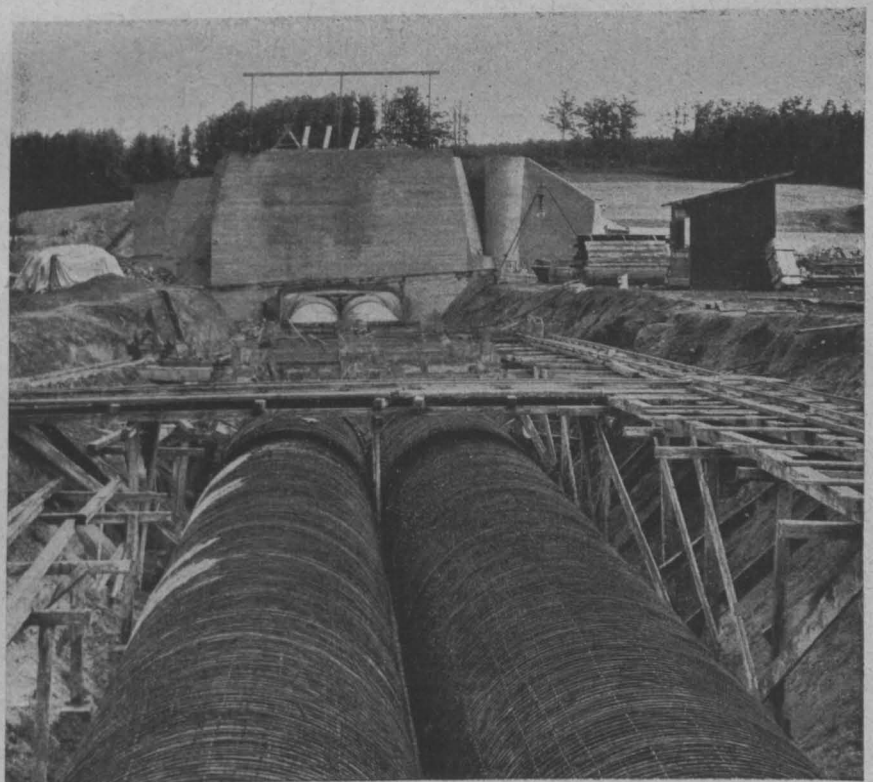


Abbildung 6. Blick auf die fertig montierte Eisenbewehrung der Druckrohre mit Blick gegen die Druckkammer.

Spiralbewehrte Eisenbeton-Druckrohre für das Glambock-Kraftwerk bei Stolp i. P.

Zu 12. Die Verwendungsmöglichkeit der neuen Abdeckung ist eine außerordentlich mannigfaltige. Sie kann überall zur Abdeckung von Ländereien da verwendet werden, wo

*) Vergleiche Zeitschrift „Beton und Eisen“, Heft I, Jahrgang 1919, Seite 7 und folgende.

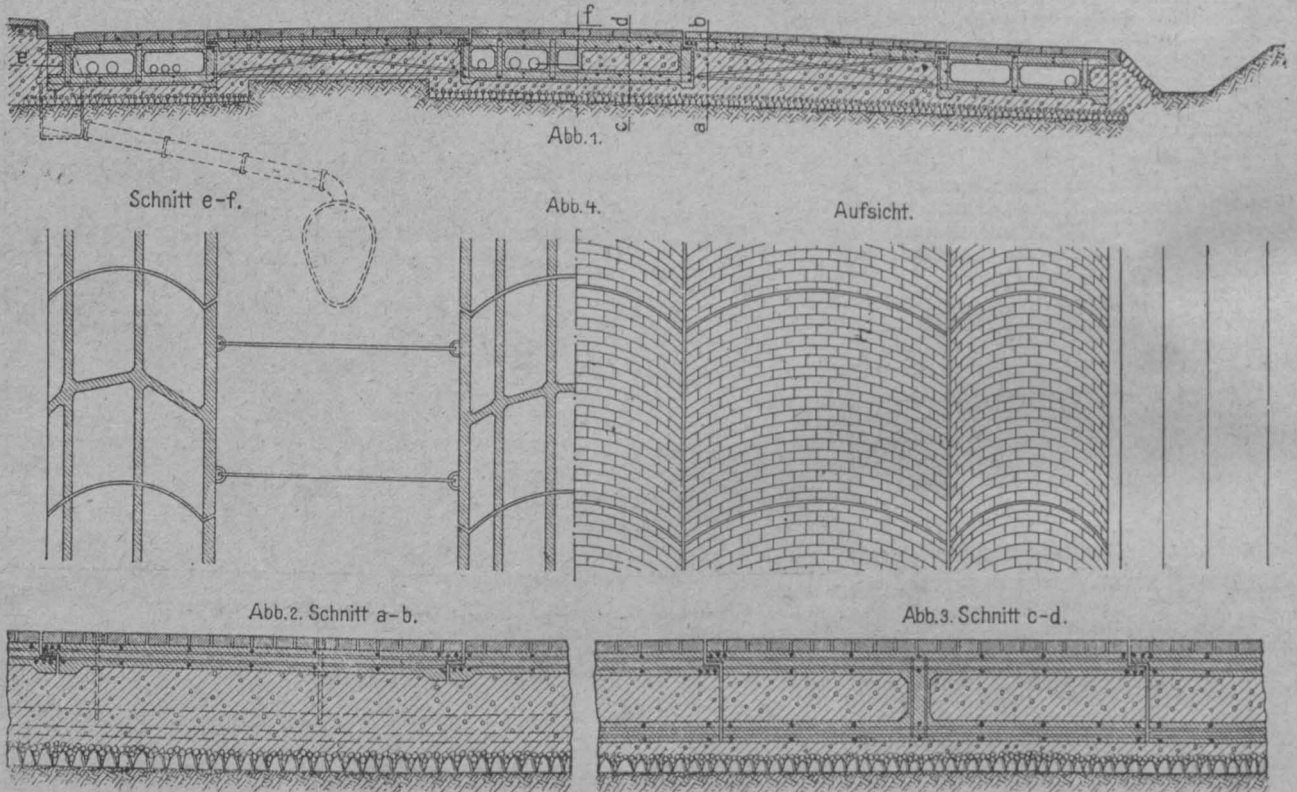
Sauberkeit, Staubbefreiheit und die Möglichkeit der Aufnahme großer Lasten verlangt wird. Sie kann aber auch in ihren Abmessungen den Verhältnissen angepaßt werden, wo weniger hohe Lasten in Betracht kommen. Sonach seien einzelne Verwendungsmöglichkeiten herausgegriffen:

Abdeckung von städtischen Verkehrsstraßen und öffentlichen Plätzen; von Landstraßen; von besonderen Autoverkehrsstraßen; von Bürgersteigen; von Flugplätzen, Sportplätzen und Stadions; von Hafengelände; von Gehöften und Ställen; von Fabrikhöfen und Fabrikräumen; von Untertunnelungen in Straßen, Fabriken oder sonstigen Anlagen u. a. m.

Zum Schluß sei noch erwähnt, daß die neue Bauart sich sehr leicht herstellen und verlegen läßt. Die Herstellung bietet nichts Neues. Die Tragplatten und Stützkörper können

eignet. Auch für diese neue Bauweise dürfte dies zutreffen und so eine bedeutende Verbilligung gegenüber der Verwendung von Rundeisen zur Bewehrung der Tragplatten und Stützkörper ermöglichen. —

Nachschrift der Schriftleitung. Ohne mit den Ausführungen des Verfassers im Einzelnen einverstanden zu sein, haben wir den Vorschlag hier wiedergegeben als eine Anregung zur Lösung der Frage einer dauerhaften, wenig staubenden, nicht zu glatten Abdeckung von Straßen mit besonders starkem Verkehr. Hier eröffnet sich unseres Erachtens für den Beton und Eisenbeton noch ein weiteres Feld. Nicht außer Acht zu lassen ist dabei übrigens doch auch die Frage der Herstellungskosten. Auf eine diesbezügliche Anfrage hin gibt Verfasser an, daß sich bei Friedenspreisen 1 m² mit 14,5 M. hätte herstellen las-



in sehr einfacher Weise an den Baustellen selbst oder fabrikmäßig hergestellt werden. Das Verlegen kann in einfachster Weise geschehen. Ferner lassen sich für häufiger vorkommende Fälle Normalien schaffen, wodurch die Möglichkeit gegeben ist, die Platten und Stützkörper stets auf Lager zu halten.

In jüngster Zeit sind in Wien Versuche über die Festigkeiten von mit Schilfrohr bewehrtem Beton angestellt worden und haben auch insoweit befriedigende Ergebnisse gezeigt, als als feststehend betrachtet werden darf, daß dieser Schilfbeton sich zu gewissen Bauweisen außerordentlich gut

sen. (?) Staubbildung, Abnutzung usw. wird auch nicht in dem Maße ausgeschaltet werden, wie Verfasser annimmt. Insofern ist die innige Verbindung der abnutzbaren Decke mit dem tragenden Unterbau bedenklich. Eine wirksame Ausbesserung der beschädigten Decke wird nicht möglich sein, man wird vielmehr stets, wie das ja auch Verfasser vorsieht, zur vollkommenen Auswechslung des beschädigten Stückes greifen, die sich allerdings rasch und leicht vollzieht. Das bedeutet aber wieder eine Erhöhung der Unterhaltungskosten, die Verfasser doch wohl zu gering einschätzt. —

Fr. E.

Ein Beitrag zur Theorie der wirtschaftlichsten Verbundquerschnitte.*)

Von Obergeringieur Dr.-Ing. Paul Müller in Dortmund.

Der wirtschaftliche Niedergang auf allen Gebieten fordert gebieterisch äußerste Sparsamkeit auch beim Entwerfen von Eisenbetonbauten, weshalb eine erneute Erörterung der Frage der wirtschaftlichsten Querschnittsbemessung unter Berücksichtigung der heute gültigen Preise wohl gerechtfertigt ist. Platte und Plattenbalken sollen getrennt behandelt werden.

I. Die Platte mit rechteckigem Querschnitt.

Es bezeichne: h die Höhe des Querschnittes in m, b seine Breite in m, f_e den Eisenquerschnitt in cm² = Gewicht des Eisens in kg für die Längeneinheit, ξ die Kosten für

1 m³ fertigen Beton in Mark, η die Kosten für 1 kg Eisen fertig verlegt in Mark und K die Gesamtkosten der Platte in Mark.

Alsdann ist: $K = \xi \cdot h \cdot b + f_e \cdot \eta$.

Nun besteht die Beziehung $f_e = \mu \cdot h \cdot b \cdot 100$, worin μ einen bekannten Koeffizienten bedeutet, folglich wird

$$K = \xi \cdot h \cdot b + \mu \cdot h \cdot b \cdot 100 \cdot \eta,$$

der Wert K wird für $\mu = -\frac{\xi}{100\eta}$ zu einem Kleinstwert.

Das negative Vorzeichen ist hierbei ohne Belang. Die Gleichung besagt, daß das Kostenminimum stets bei demjenigen Verhältnis von $\frac{\xi}{100\eta}$ liegt, welches dem zugehörigen Eisenkoeffizienten μ entspricht.

Im allgemeinen ist auch heute noch

$\frac{\xi}{100\eta} > 0,556$, sodaß stets der voll auf Druck ausgenutzte Querschnitt die niedrigsten Kosten ergibt.

In der graphischen Darstellung (Abbildung 1) ist das Verhältnis vom Betonpreis $\xi = 60 \cdot \text{M.} \cdot \text{m}^3$ zum Eisenpreis

*) Vergl. hierzu die wichtigsten, bislang erschienenen Arbeiten von: 1. Ed. Proksch, Beton und Eisen 1911, S. 200 ff.; 2. Prof. E. Suenson, Kopenhagen, Beton und Eisen 1912, S. 431 ff.; 3. M. Preuß, Breslau, Beton und Eisen 1912, S. 47 ff.; 4. Ed. Proksch, Cristea Niculescu, Suenson, Beton und Eisen 1913, S. 224 ff.; 5. Dr. M. Mayer, Die Wirtschaftlichkeit als Konstruktions-Prinzip im Eisenbeton, Verlag Jul. Springer 1913; 6. Dr. M. Mayer, Beton und Eisen 1914, S. 17 ff.; 7. Dipl.-Ing. Elwitz, Beton und Eisen 1914, S. 289 ff.; 8. A. Badian, Kiralyhyda Ungarn, Beton und Eisen 1916, No. 9/10; 9. H. Hüneke, Hagen, Armierter Beton 1917, S. 36 ff.; 10. A. Barck, München, Armierter Beton 1917, S. 201 ff.

$\eta = 1,08 \text{ M./kg}$ so gewählt, daß der Quotient $\frac{\xi}{100 \eta} \approx 0,556$, entsprechend einem $\sigma_b/\sigma_e = 40/1200 \text{ kg/cm}^2$ wird. Die Kurve der Gesamtkosten hat natürlich an der Stelle ihr Minimum, an welcher die Betonkurve die Eisenkurve schneidet.

Die Schalungskosten konnten bei vorstehender Rechnung ausgeschaltet werden, da es einerlei ist, ob eine 10 oder 20 cm starke Platte eingeschalt wird.

II. Der Plattenbalken mit voller Schalung.

Mit den Bezeichnungen der Abbildung 2 folgt ähnlich wie bei I:

$$K = (b \cdot h + B \cdot d) \xi + f_e \cdot \eta + [2(h + d) + B] \vartheta$$

wenn mit ϑ die Kosten für 1 m² fertiger Schalung in Mark bezeichnet werden.

Voraussetzung ist hierbei, daß die gestrichelt gezeichnete Umrißfläche des Plattenbalkens eingeschalt werden soll.

Setzt man wieder

$$f_e = 100 \cdot \mu \cdot H; B = 1; d = 1 \text{ und}$$

$$H = r \sqrt{M} = r \sqrt{I} = r, \text{ so folgt}$$

$$K = \xi [b(r-1) + 1] + 100 \cdot \eta \cdot \mu \cdot r + \vartheta [2(r-1) + b \cdot \xi + 2 \vartheta]$$

dieser Ausdruck wird zu einem Minimum für $\mu = -\frac{100 \eta}{b \cdot \xi + 2 \vartheta}$,

wobei wieder das Minuszeichen ohne Bedeutung ist.

Für heutige Verhältnisse ist zu setzen:

$$\xi = 70 \cdot \text{M./m}^3; \eta = 0,90 \text{ M./kg}; \vartheta = 8 \cdot \text{M./m}^2 \text{ (**)}$$

sodaß $\mu = 0,778 b + 0,178$ ist.

$$d = 10 \text{ cm}$$

$$\sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2;$$

Gesucht werde: H und f_e für $K = \text{Minimum}$.

Wir schätzen $\frac{d}{h-a} \approx 0,22$ und finden als Schnittpunkt

der Stegbreitengeraden für $b = 40 \text{ cm}$ mit dem Eisenquerschnittsstrahl 0,22 für $\sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2$ als Abszisse $\sigma_b \approx 40 \text{ kg/cm}^2$.

Die Kosten K werden demgemäß, da $h-a = 43,2 \text{ cm}$ und $f_e = 21,2 \text{ cm}^2$ ist, $K = 0,2328 \cdot 70,0 + 21,2 \cdot 0,9 + 1,864 \cdot 8,00 = 50,29$.

Für $\sigma_b = 42,5 \text{ kg/cm}^2$ folgt $K = 0,2264 \cdot 70,0 + 22,1 \cdot 0,9 + 1,832 \cdot 8,00 = 50,39 > 50,29$ und für $\sigma_b = 36,0 \text{ kg/cm}^2$, $K = 0,2456 \cdot 70,0 + 19,8 \cdot 0,9 + 1,928 \cdot 8,00 = 50,44 > 50,29$.

In Abbildung 2 sind die Einzelkosten für Beton, Eisen und Schalung für $\sigma_b = 24$ bis $\sigma_b = 50 \text{ kg/cm}^2$ sowie die Gesamtkosten (letztere verzerrt) graphisch dargestellt. Das Minimum liegt bei $\sigma_b \approx 40 \text{ kg/cm}^2$.

III. Der Plattenbalken mit teilweiser Schalung.

Wird nur die Schalung, wie oben rechts in Abbildung 2 angedeutet, in die Rechnung eingesetzt, so folgt entsprechend $K = \xi [b(r-1) + 1] + 100 \eta \cdot \mu \cdot r + \vartheta [2(r-1) + b]$.

Dieser Wert K wird ebenfalls für $\mu = -\frac{100 \eta}{b \cdot \xi + 2 \vartheta}$

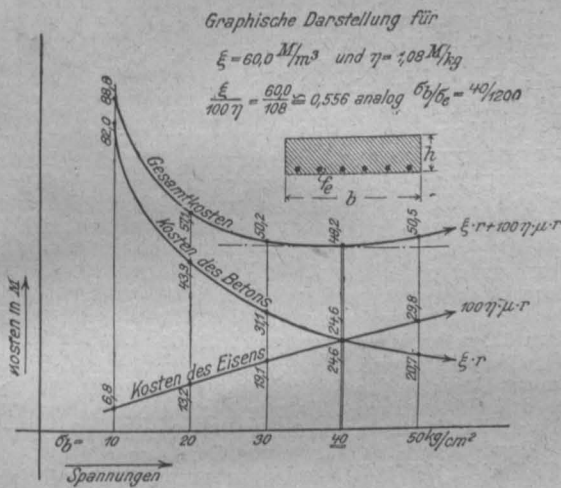


Abbildung 1.

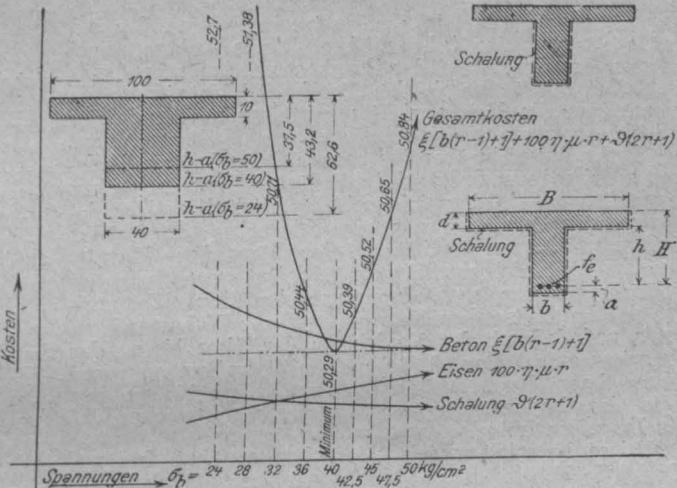


Abbildung 2.

Für die Stegbreiten $b = 0,15$ bis $b = 0,50 \text{ m}$ ergeben sich die in Abb. 3 eingeschriebenen Werte.

Mit Benutzung der für Plattenbalken bereits bekannten Koeffizienten für die Höhe H und den Eisen-Querschnitt f_e unter Berücksichtigung der verschiedenen Verhältnisse $d : H$ kann man alsdann die sogen. Eisenquerschnittsstrahlen (siehe Abbildung 3) eintragen; die ausgezogenen Linien gelten hierbei für $\sigma_e = 1000$, die gestrichelten für $\sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2$. Der Schnittpunkt der sogen. Stegbreitengeraden mit dem zugehörigen Eisenquerschnittsstrahl liefert dann als Abszisse diejenige Betondruckspannung, mit welcher die Gesamtkosten für den Querschnitt bei den zugehörigen gelegten Materialpreisen und Löhnen ein Kleinstwert werden.

Beispiel: Gegeben sei (siehe Abbildung 2!)

$$M = 1000000 \text{ cmkg}, \xi = 70 \text{ Mark/m}^3$$

$$B = 100 \text{ cm}, \eta = 0,90 \text{ Mark/kg}$$

$$b = 40 \text{ cm}, \vartheta = 8 \text{ Mark/m}^2$$

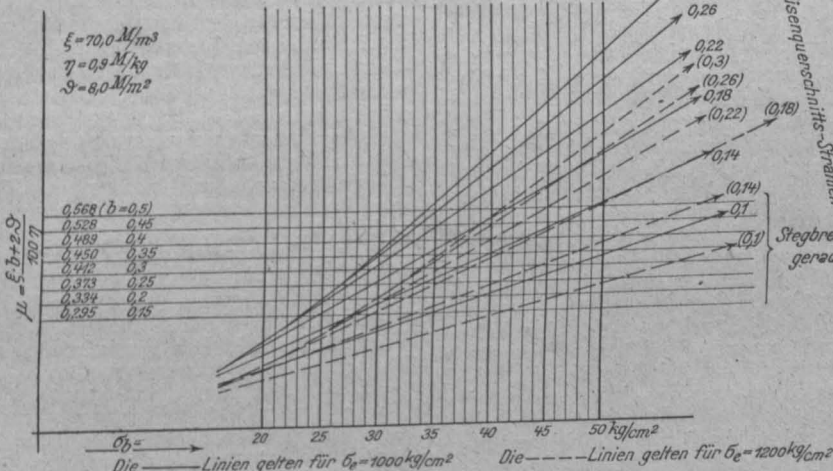


Abbildung 3. Graphische Darstellung der Kostenkleinstwerte für einen Plattenbalken. (Die Koeffizienten für f_e gelten für Plattenbalken.)

noch folgendes Beispiel mit absichtlich so gewählten Einzelkosten, wie sie etwa vor dem Krieg Geltung hatten: $\xi = 25 \text{ M./m}^3$; $\eta = 0,15 \text{ M./kg}$; $\vartheta = 2,50 \text{ M./m}^2$.

a. Mit Schalung: $M = 10,0 \text{ mt}$; $B = 100 \text{ cm}$; $b = 20,0 \text{ cm}$;
 $\frac{d}{h-a} \approx 0,22$; $\mu = \frac{b \cdot 25 + 2 \cdot 2,5}{100 \cdot 0,15} \approx 0,667$
 Minimum bei $\sigma_b \approx 42,0 \text{ kg/cm}^2$.

(**) Diese Preise sind seit der Entstehung des Aufsatzes bereits überholt.

b. Ohne Schalung: $\frac{d}{h-a} \approx 0,18; \mu = \frac{b \cdot 25}{100 \cdot 0,15}$
 $\approx 0,333$, Minimum bei $\sigma_c \approx 27 \text{ kg/cm}^2$.

Im ersten Falle ist $h-a = 40,6 \text{ cm}$ mit $f_c = 27,2 \text{ cm}^2$ und die Kosten betragen mit Schalung, die natürlich in beiden Fällen bei K in die Erscheinung treten muß, $K \approx 12,64$. Im zweiten Falle ist $h-a \approx 55,6 \text{ cm}$ mit $f_c = 19,5 \text{ cm}^2$ und die Kosten sind $K \approx 12,98 > 12,64$.

Zusammengefaßtes Ergebnis:

Vermischtes.

Vorschlag zur Verminderung der Ribbildungen bei Eisenbeton-Bahnüberführungen. Zur Vermeidung von Ribbildungen bei Eisenbetonausführungen, die besonders starken Erschütterungen ausgesetzt sind, wie Bahnüberführungen oder Straßenüberführungen, die von Lastkraftwagen und elektrischen Straßenbahnen befahren werden, müßte meines Erachtens die Einlage eines dünnen 1–2 mm starken engmaschigen Drahtnetzes, das außerhalb der Rundeißen in der Zugzone an der Außenfläche des Betons verlegt wird, von sehr guter Wirkung sein. Dieses Drahtnetz würde auf die Spannungsänderungen in der Betonschicht zwischen den Trageisen und der Betonaußenkante ausgleichend wirken und sollte besonders bei mehreren in der Zugzone zusammen gedrängten Rundeißen verwendet werden.

Der Zwischenraum von den Trageisen bis zur Betonaußenkante sollte 3–4 cm betragen, in der Mitte dieses Zwischenraumes sollte das Drahtnetz eingelegt werden und bis fast zur neutralen Achse reichen. Dieses Drahtnetz muß frei von den Rundeißen der Tragkonstruktion sein, damit die Außenschicht eine gleichmäßige Haut bildet, in der die Spannungen des Netzes nicht unmittelbar mit denen der Trageisen verbunden sind, und hat folgende Wirkungen: 1. Der Beton, der nicht über den ganzen Querschnitt vollkommen gleichartig ist und auch im Gefüge mehr oder weniger schwankt, wird in der Außenschicht durch diese Netzeinlage verstärkt und gerade an den schwachen und spröden Stellen, welche zuerst reißen würden, käme diese Verstärkung hauptsächlich zur Geltung. 2. Selbst wenn der Beton anfängt zu reißen, so wird dem gleichmäßigen Weiterreißen des Betons an dem Netz ein größerer Widerstand geboten und dadurch das Vordringen der Risse bis zu den Trageisen aufgehalten. 3. Bei rechtzeitig wahrgenommenen Rissen kann durch Abstemmen des Betons bis zu dem Netz eine Ausbesserung vorgenommen werden, ohne daß die Trageisen freigelegt werden.

Diese Netzeinlage soll, wie schon erwähnt, frei und ohne jede Verbindung mit den Trageisen sein, also nicht mitwirken bei der eigentlichen statischen Trägerform, ob aber diese Netzeinlage, welche in Wirklichkeit den Eisen-Querschnitt in der Zugzone vermehrt, nicht doch eine größere Tragfähigkeit mit sich bringt, ohne daß Risse auftreten, oder ob nicht mit Rücksicht auf die Netzeinlage eine Einschränkung hinsichtlich der Bügel eintreten kann oder letztere überhaupt wegfallen können, müßte erst durch Versuche festgestellt werden. Im letzteren Fall müßte allerdings das Netz bis in die Druckzone hochgeführt werden.

Den feinen Oberflächenrißchen, die meistens in den Vertiefungen der Unebenheiten der Betonoberfläche auftreten, sollten durch ebene und glatte Oberfläche möglichst wenige natürliche Ansatzstellen geboten werden, was durch gehobelte Schalungen und noch vollkommener durch Abschleifen der Oberfläche erreicht wird: denn diese kleinen unschädlichen Oberflächenrißchen sind wieder natürliche Ansatzstellen für die größeren Risse. Eine glatte Oberfläche hat auch den Vorteil, daß sie dem Verwittern mehr Widerstand bietet und besonders wenn die Eisenbetonkonstruktion von Lokomotiven unterfahren wird, haften die schädlichen Rauchgase viel weniger an einer glatten als an einer rauhen, unebenen Oberfläche.

Die Schienenstöße haben eine ähnliche Wirkung, wenn sie befahren werden, wie schwere Hammerschläge auf den Oberbau und mittelbar dann auch auf den Ueberbau einer Bahnüberführung, und diese Schläge verursachen die größten Beanspruchungen, beim Eisenbetonüberbau jedenfalls das Einsetzen der Ribbildungen. Es sollte daher mehr darauf geachtet werden beim Verlegen des Oberbaues, daß Schienenstöße nicht dahin zu liegen kommen, wo die größten Beanspruchungen vorkommen. Bei Spannweiten bis 12 m sind die Schienenstöße so zu legen, daß auf die ganze Ueberführung kein Stoß kommt.

Dipl.-Ing. W. Langer in Karlsruhe.

Aus dem Jahresbericht 1918 des Deutschen Beton-Vereins (Schluß). Die Fortführung der Bauunfallstatistik des Vereins wurde im Krieg erschwert durch das Verbot von Veröffentlichungen über Kriegsbauten. Eine Zusammenfassung der Erfahrungen von 1911–1918 durch den Vereinsdirektor hat ergeben, daß in sämtlichen untersuchten Fällen der Unfall nicht auf die Eisenbeton-Bauweise an sich, sondern darauf zurückzuführen ist, daß die Eisenbetonbauten von solchen Unternehmern bzw. deren Hilfskräften entworfen und ausgeführt wurden, denen die entsprechende Erfahrung und technisch-wissenschaftliche Vorbildung fehlen. Im übrigen sind auch die bauleitenden Behörden bzw. die Baupolizei nicht immer von Schuld frei zu sprechen. Es handelt sich übrigens im Ganzen nur um 22 untersuchte Unfälle, von denen bei 5 die Ursachen des Einsturzes an anderen, äußeren Umständen lagen, während es sich bei 4 nicht um Eisenbeton-Konstruktionen im gewöhnlichen Sinn handelte. Bei den übrigen 13 lag die Ursache niemals an einzelnen Fehlern, die eine Schwäche der Eisenbeton-Konstruktion im Allgemeinen bedeuten, sondern überall am Zusammentreffen verschiedener Fehler und Verstöße gegen die allgemein anerkannten Regeln der Baukunst, im besonderen der Eisenbetonbauweise.

1. Die Stärke eines rechteckigen Querschnittes muß auch bei den heutigen Preisen im Allgemeinen so gewählt werden, daß die zulässige Betondruckspannung voll ausgenutzt wird.
2. Bei Plattenbalken ist auf Grund der Tafel (Abb 3) von Fall zu Fall zu entscheiden, welche Betondruckspannung σ_b bei gewählten B ; b und d die wirtschaftlichste Höhe H ergibt.

Hierbei ist die Wahl der Breite b absichtlich dem Ermessen des Konstrukteurs überlassen; die Größen B und d sind in den allermeisten Fällen anderweitig bestimmt.

Des weiteren verbreitet sich der Bericht über die Mitarbeit des Vereins im „Deutschen Ausschuss für Eisenbeton“, sowie in der Kommission zur Untersuchung der Verwendbarkeit von Hochofenschlacken zur Betonbereitung. Hinsichtlich der letzteren Frage wird betont, daß, da ein einwandfreies Mittel, beständige Hochofenschlacken von solchen, die zum Zerfall neigen, ohne Weiteres zu unterscheiden, noch nicht gefunden ist, der Deutsche Beton-Verein nach wie vor auf dem Standpunkt stehen muß, daß die Verwendung von Hochofenschlacken mit großer Vorsicht zu erfolgen hat, und daß die Hüttenwerke die Gewähr für die Güte der Schlacken übernehmen. Es genüge nicht, daß der Lieferant diese Gewähr übernimmt.

Aus den Arbeiten des Deutschen Ausschusses ist zu erwähnen, daß 1918 weitere 3 Hefte seiner Arbeiten über den Einfluß von Erschütterungen (Heft 40), über Brandproben (Heft 41) und über Schwindung von Zementmörtel an der Luft (II. Bericht, Heft 42) erschienen und daß eine Reihe neuer Arbeitsausschüsse gebildet sind. Der eine soll sich mit der Frage der Rib- und Rostbildung, ein zweiter mit Schwindversuchen, ein dritter mit der Fortführung der Säulenversuche befassen. Ein weiterer Unterausschuss ist für die Frage der Traßverwendung bei Eisenbetonbauten, besonders bei Eisenbeton-Schiffbau, und überhaupt für die Fragen des Eisenbeton-Schiffbaues eingesetzt. Die Frage der Berechnung, Konstruktion und Ausführung von Bauten mit teilweise fertigen und dann zusammengesetzten Eisenbeton-Bauteilen, soll einen 5. Unterausschuss beschäftigen. Ergänzungsvorsuche mit rings aufliegenden Platten, Versuche zur Ausfindigmachung eines zum dauernden Schließen von Zugrissen geeigneten Mörtels wurden zwei weiteren Ausschüssen zugeteilt und schließlich ist noch ein solcher geschaffen zur Begutachtung der auf das Preisausschreiben vom Mai 1917 eingegangenen wissenschaftlichen Arbeiten (Auswertung von Versuchen des D. A. f. E. B.). Der Deutsche Beton-Verein ist in allen diesen Unterausschüssen vertreten.

Den letzten Punkt des Berichtes bilden wirtschaftliche Angelegenheiten. Durch Eintritt des Vereins in den Beton-Wirtschaftsverband sind allgemeine Fragen dieser Art vom Verein selbst nicht mehr zu erledigen, in vielen Einzelfragen muß aber der Verein nach wie vor in technisch-wirtschaftlichen Angelegenheiten im Interesse seiner Mitglieder selbständig handeln. Erwähnt sei, daß vom „Deutschen Industrierrat“ der Reichsregierung als Persönlichkeiten, die den deutschen Friedensdelegierten als Sachverständige für die Betonindustrie dauernd zur Verfügung stehen sollen, der Vorsitzende und der Direktor des Deutschen Beton-Vereins bezeichnet worden sind.

Inhalt: Spiralbewehrte Eisenbeton-Druckrohre bei dem Glambock-Kraftwerk des Kreises Stolp i. P. — Neue Straßenbauart mit Eisen- oder Schillbeton. — Ein Beitrag zur Theorie der wirtschaftlichsten Verbundquerschnitte. — Vermischtes.

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.
 Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.
 Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.