

ARMIERTER BETON.

1918. Juni.

INHALT

Von der 21. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins am 15. Mai in Berlin. S. 101.

Wie weit sind die Aufhängeisen in Silowänden in die Höhe zu führen? Von Ingenieur A. Straßner, Frankfurt a. Main. S. 106.

Über den Sicherheitsgrad von bewehrten und unbewehrten

Betonkörpern, die auf zentrischen und exzentrischen Druck beansprucht werden. Von Dr.-Ing. Heinrich Wohlers, z. Zt. im Felde. S. 110.

Literaturschau. Bearbeitet von Dr.-Ing. W. Kunze (Dresden). S. 117.

Bücherbesprechungen. S. 120.

VON DER 21. HAUPTVERSAMMLUNG DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS AM 15. MAI IN BERLIN.

Natüremäßig stand auch die diesjährige Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins, die sich in Friedenszeiten zu einer Zusammenkunft aller Bauingenieure Deutschlands herausgebildet hätte, unter dem Zeichen des Weltkrieges. Es waren nicht allzuviel Mitglieder, denen sich eine Anzahl beratender zugesellten, die sich am 15. Mai im Kaiserhof zu Berlin versammelten. Nachdem der Vorsitzende, Herr Hüser-Obercassel in gewohnter glänzender Weise die Erschienenen willkommen geheißen und der Zeitumstände, unter denen auch die Tagung stehe, mit einem besonderen Dank an unsere Feldgrauen gedacht hatte, wurde in die Verhandlungen eingetreten. In deren Mitte stand in erster Linie der vom Vorstande erstattete Jahresbericht, aus dem, für die Allgemeinheit der Fachgenossen bedeutsam, das Nachfolgende erwähnt werden möge:

Schon vor dem Kriege hatte der Beton- und Eisenbetonausschuß des Beton-Vereins geplant, die Ursache der mit einem österreichischen Zement erzielten hohen Festigkeiten, namentlich Anfangsfestigkeiten, zu ergründen. Die Arbeit wurde durch den Krieg unterbrochen. Sie wird wieder aufgenommen werden, sobald es die Verhältnisse gestatten. Zur Zeit ist die Frage auch nicht von großer Bedeutung, da auch deutsche Zemente diese hohen Werte erreichen.

Wie im Deutschen Ausschuss für Eisenbeton mitgeteilt wurde, ergaben sich aus Versuchen des Laboratoriums Karlsruher Festigkeiten nach 28 Tagen bei kombinierter Lagerung Mischung 1:3. Im Jahre 1913 Mittel aus 103 Proben 377 kg/qcm

"	"	1914	"	"	99	"	393	"	"
"	"	1915	"	"	94	"	418	"	"
"	"	1916	"	"	87	"	432	"	"

ständig steigende Werte, die den in Oesterreich gefundenen nicht nur nahestehen, sondern sie vielfach erheblich übersteigen.

Zwecks Studiums des Verhaltens des Betons bei Festungsbauten, Stellungen und Unterständen

konnten im letzten Jahre weitere Schritte mit Erfolg nicht unternommen werden. Es ist aber heute schon Vorsorge getroffen, daß nach Kriegsende auch über die Erfahrungen, welche auf diesem Gebiet gemacht sind, ausführliche Berichte erstattet werden und es ist zu hoffen, daß dann die Genehmigung der maßgeblichen Stellen dazu erteilt werden wird.

Dagegen hat der Verein Herrn Dr.-Ing. Birkenstock mit einer Studienreise nach Belgien beauftragt, zwecks Bericht über das Verhalten von Beton und Eisenbeton unter Einwirkungen des Krieges.

Infolge weitgehendster und wohlwollendster militärischer Unterstützung war es hierbei ermöglicht, Einsicht zu nehmen in das bei der Baudirektion beim General-Gouvernement in Brüssel gesammelte reichhaltige Material und danach die Studienreise einzurichten.

Heut sei nur erwähnt, daß das Studium aller dieser Beschädigungen ergibt, daß der Eisenbeton den in ihn gesetzten Erwartungen entsprochen hat.

Über die Ergebnisse der Studienreise, namentlich auch im Hinblick auf das Verhalten anderer Baustoffe unter der Einwirkung des Krieges — Eisenbauten, Ziegel- und Quaderkonstruktionen, — soll später in einem Lichtbilder-Vortrag ausführlich berichtet werden.

Weiter wurde über das teilweise Ersetzen — als „Strecken“ bezeichnet — des Zementes durch Traß,

berichtet.

Früher wurde Traß dem Mörtel oder Beton zugesetzt zu ganz bestimmten Zwecken, bei denen man die vorzüglichen Eigenschaften des Trasses im Mörtel und Beton ausnutzte. Im Kriege mußte

Traß als Streckungsmittel dienen, — innerhalb gewisser Grenzen eine gute Aushilfe. Ohne Zweifel lassen sich Bauteile größerer Abmessungen, welche in der ersten Zeit keine hohen Beanspruchungen auszuhalten haben, sehr wohl aus Zement-Traßbeton herstellen. Dagegen empfiehlt es sich nicht, bei Bauteilen mit kleinen Abmessungen und solchen, welche gleich zu Anfang hoch beansprucht werden müssen, Traß zuzusetzen. Auch in Fällen, in denen solche Bauteile schon sehr bald ausgeschalt werden müssen, ist Traßzusatz nicht ratsam. Zu Eisenbeton Traß zuzusetzen, kann allgemein nicht gutgeheißen werden. Ob es gelingt, durch Zusatz von Traß einen elastischen Eisenbeton zu erzielen, müssen Versuche erst lehren.

Bei manchen Bauten wurde Zementbeton durch Kalk-Traßbeton, also ohne jede Beigabe von Zement, ersetzt. Das kann natürlich nur bei sehr gering beanspruchten Fundamenten und untergeordneten Bauteilen geschehen und darf nicht verallgemeinert werden.

Das Kriegsamt hat sehr bald im Verein mit dem Deutschen Traßbund in Andernach, um falsche Anwendung und Mißbrauch zu verhüten, ein Merkblatt herausgegeben, zu dessen Inhalt der Deutsche Beton-Verein auch gehört wurde. Gibt dieses Merkblatt auch klar und deutlich Aufklärung über die Eigenschaften des Trasses und seine zweckmäßige Verwendung und beschränkt es auch das Maß des Traßzusatzes, so wurde doch im Handel in Unkenntnis über die Eigenschaften des Trasses über die gestellten Maß- und Anwendungsfragen hinausgegangen. Hiergegen aufklärend zu wirken unternahm der Beton-Verein mit Erfolg.

Allgemein sei zu dieser hier behandelten Frage hinzugefügt, daß eine Zufügung von Traß zu Portland-Zementmörtel und Beton noch einer eingehenden Untersuchung und Klärung bedarf und daß es deshalb im allgemein wissenschaftlichen Interesse dankbar zu begrüßen ist, daß auf der letzten Tagung des Arbeitsausschusses vom Deutschen Ausschusse für Eisenbeton am 13./14. Mai in Berlin auch diese Frage zu den demnächst zu lösenden gezählt worden ist. Im besonderen ist darüber noch keine Klarheit geschaffen, ob nicht eine Zufügung von 10—25 vH. des normalen Zementgehaltes an Traß bzw. auch eine teilweise Ersetzung des ersteren in bestimmten Grenzen für den Eisenbetonbau Vorteile zeitigt. Hier wird es in Zukunft darauf ankommen, einen möglichst zugfesten Mörtel zu gewinnen, da eine ausreichende Druckfestigkeit — bei Traßzusatz allerdings zeitlich etwas verzögert — stets und ohne Schwierigkeit zu erreichen ist. Ebenso wird die wichtige Frage des Schwindens in den Bereich dieser Untersuchungen zu ziehen sein. Namentlich wird bei der neuesten Aufgabe, die dem Eisenbetonbau gestellt ist, dem Bau von Eisenbeton-

schiffen, vor allem solchen für den Seeverkehr, die Frage ganz eingehend zu untersuchen sein, ob nicht gerade ein Traßzusatz zum Portland-Zementmörtel diesem die Eigenschaften gibt, die hier an das Material zu stellen sind: erhöhte Elastizität, größte Zugfestigkeit, ausreichende Dichtigkeit und einwandfreies Verhalten gegen die Einwirkungen (chemischen) des Seewassers. Da zudem die Eisenbeton-Schiffkörper voraussichtlich nur durch Guß hergestellt werden können, kommen hierbei weiter die wertvollen Versuche in Frage, über die Reg.-Bmstr. Martin in Beton u. Eisen 1914 Heft XIII u. XIV berichtet¹⁾, und die erkennen lassen, daß bei eingefüllten Versuchskörpern eine Beimengung von Traß zum Zementkörper sowohl dessen Druck-, als auch dessen Zugfestigkeit besonders günstig beeinflusst.

Übergehend zu der von Dr. E. Ott in der Chemiker-Zeitung vom 21. Februar 1917 behaupteten Zerstörung des Betons und Eisenbetons durch Gaswasser wurden die Ergebnisse der hierauf vom Deutschen Betonverein eingeleiteten Untersuchung mitgeteilt. Da eine große Anzahl kleinerer und sehr großer Gasbehälter schon seit den 80er Jahren des vorigen Jahrhunderts gebaut und im Betriebe sind, war eine Anfrage bei den zuständigen Stellen geboten.

Die Rundfrage ergab, daß sich Glasbehälter und Behälter für Teer- und Ammoniakwasser seit etwa 35 Jahren vorzüglich bewährt haben und daß Erscheinungen der befürchteten Art nirgendwo beobachtet worden sind. Dabei wird meist betont, daß Schutzanstriche nicht angewendet wurden. Die älteren Behälter haben wohl alle keine Schutzanstriche, da diese Anstriche erst viel später aufgekomen sind.

Herr Dr. E. Ott hat seine Erfahrung aus einem einzigen Falle, einem Behälter in der Schweiz gezogen und teilt dem Beton-Verein mit, daß ihm weitere Fälle nicht bekannt geworden sind.²⁾

In den Antworten auf das Rundschreiben wird wiederholt empfohlen, durch Verwendung eines Zementes, welcher möglichst wenig Kalküberschuß habe, etwaigen Einwirkungen schädigender Stoffe vorzubeugen.

Es hat sich also ergeben, daß Glasbehälter und Behälter für Teer- und Ammoniakwasser seit etwa 35 Jahren sich vorzüglich bewährt haben, jedenfalls nicht schlechter wie eiserne Behälter sind und daß sie auch ohne Schutzanstriche oder

¹⁾ Vgl. auch Arm. Bet. 1917, Heft 7: „Die teilweise Ersetzung von Zement durch Traß usw.“ vom Verfasser des obigen Berichtes.

²⁾ In Fachzeitschriften trat Herr B. Haas (Deutsche Bau-Zeitung, Mitteilungen über Zement, Beton- und Eisenbetonbau in Nr. 14, Jahrgang 1917 und neuerdings in „Beton und Eisen“, Heft II/III, Jahrgang 1918) den Ausführungen des Herrn Dr. Ott entgegen, wobei er auch die Unhaltbarkeit der von Herrn Dr. E. Ott gegebenen Erklärung des chemischen Vorganges beweist.

Auskleidungen den chemischen Einflüssen widerstehen.

Selbstverständlich ist hierbei — genau wie beim Eisenbau — sach- und fachgemäße gute Ausführung Grundbedingung.

Der Bau von

Getreidesilos aus Eisenbeton

hatte in den letzten Jahren vor dem Kriege schon einen bedeutenden Umfang angenommen. Gerade für die Lagerung von Getreide bietet der Eisenbeton ganz besondere Vorteile, in erster Linie durch seine Feuersicherheit sowie Sauberkeit, mit welcher letzterer auch zusammenhängt, daß Ungeziefer und Schädlinge keinen Unterschlupf in den Zellenwänden finden können. Diese Vorteile gewannen durch den Krieg und die durch ihn bedingte erhöhte Sorgfalt bei Aufspeicherung der Getreidévorräte noch weit höhere Bedeutung, und erfreulicherweise wurden dann auch die meisten Silos in Eisenbeton hergestellt und zwar nicht nur für Getreide, sondern auch für andere wertvolle Stoffe.

Die Reichsgetreidestelle stellte sich gleichwohl in ihren Mitteilungen über Lagerung von inländischem Brotgetreide in den Zeitschriften „Die Mühle“, der „Allgemeinen Deutschen Mühlenzeitung“ und a. m. auf einen anderen Standpunkt und zog Holz- und Eisensilos den Silos aus Eisenbeton vor mit der Begründung, daß das Getreide in Eisenbetonsilos leichter Feuchtigkeit annehme und dadurch verderbe.

Das veranlaßte den Deutschen Beton-Verein mit der Reichsgetreidestelle in Verbindung zu treten und ihr den Nachweis zu liefern, daß diese Ansicht irrig sein oder auf Vorkommen beruhen müsse, die nicht mit Bauart und Baustoff, sondern mit der Behandlung des Getreides in Zusammenhang stehen.

Bekanntlich wurde in Friedenszeiten zum größten Teile ausländisches trockenes Getreide in den Silos gelagert, während jetzt meist nicht vollkommen trockenes inländisches Getreide den Silos zugeführt wird. In diesem Umstande und nicht in den Eigenschaften des Eisenbetons oder der Bauart liegen die Ursachen zu den ungünstigen Erfahrungen, welche die Reichsgetreidestelle gemacht hat.

Die Silowände können aus einer einfachen, aber gegen Regendurchschlag dichten Mauer bestehen, sie können auch entweder mit oder ohne Luftschicht nach außen eine Schutzmauer erhalten. In beiden Fällen sind früher nachteilige Einwirkungen durch Außenfeuchtigkeit oder Schwitzwasser nicht gemacht.

Bei Lagerung von feuchtem Getreide muß natürlich dafür gesorgt werden, daß das Getreide vorher möglichst getrocknet oder, wenn in der Not feucht gelagert, gut gelüftet wird. Die Behandlung des Getreides muß sich den veränderten Umständen anpassen; das ist wohl nicht

immer geschehen. Die Möglichkeit guter Durchlüftung und schneller Umbecherung ist Grundbedingung bei Lagerung feuchten Getreides; nicht aber nur im Eisenbetonsilo, sondern ebenso im Holz- und namentlich im Eisensilo.

Der Deutsche Beton-Verein hat durch eine Umfrage, auf welche über 31 meist größere und größte Silos Berichte eingingen, festgestellt, daß durchweg nur die besten Erfahrungen mit Eisenbetonsilos gemacht wurden, auch bei Lagerung einheimischen feuchten Getreides, auch bei einfachen Silowandungen, auch bei Ingebrauchnahme schon kurze Zeit nach Fertigstellung des Baues. Aus den Auskünften geht aber auch hervor, daß überall sorglich geachtet wurde auf sachgemäße Behandlung des Getreides durch reichliche Lüftung und Umbecherung.

Die Reichsgetreidestelle hat sich aus diesen Darlegungen und Beweisen überzeugt, daß nicht der Baustoff, sondern die Behandlung des Getreides die Ursache zu gelegentlichen Mißerfolgen sind, daß Eisenbetonsilos ebenso brauchbar wie Silos aus anderen Baustoffen, letzteren infolge der Sauberkeit und Feuersicherheit sogar in vieler Hinsicht überlegen sind. In den neuen Leitsätzen für die Aufbewahrung des Getreides, welche die Reichsgetreidestelle demnächst herausgeben wird, unterblieben daher Bemerkungen über schädigende Einflüsse in Eisenbetonsilos.

Weiter wurden von den Herren Dr. Wildner und Langelott in ausführlicher Weise die allgemeinen Wirtschafts- und Arbeiterverhältnisse, die Frage „Zementindustrie und Zementverbraucher“, Fragen der Handwerkspolitik (Industrie und Handwerk, Handelskammern und Handwerkskammern, Innungen, Ausbildung von Facharbeitern und Lehrlingen, Neuordnung der Handelskammern, Verdichtungswesen, Bergrecht), Sozialpolitik, Versicherungs- und Gerichtswesen, gewerblicher Rechtsschutz, Finanz- und Steuerwesen, Verkehrs- und Tarifwesen, endlich die äußere Handels- und Wirtschaftspolitik behandelt. Leider verbietet es der Raum dieser Zeitschrift, auf alle die ebenso an sich bedeutsamen wie mit eingehendstem Verständnis, weitschauender Beleuchtung und kritischem Urteile vom Vortrage gebrachten Fragen näher einzugehen.

Zu der Mitwirkung des Deutschen Beton-Vereins im Ausschusse für Eisenbeton übergehend, berichtete der Herr Vorsitzende über die neu vorliegenden Arbeitspläne und die Weiterführung der begonnenen Arbeiten. Von letzteren wurde besonders erwähnt der Bericht über die Ribbildung an Eisenbetonwerken¹⁾ und nochmals

¹⁾ Vgl. hierzu Zentralblatt d. Bauverw. 1917 Nr. 38 und Beton und Eisen 1917. Nr. 17/18, 19/20 u. 1918 Nr. 1—6. (Bericht des Reg. Baumst. Wörnle über seine Untersuchungen an Württembergischen Brücken.

hervorgehoben, daß das Ergebnis der angestellten Studien ein für den Eisenbetonbau außerordentlich günstiges war. Das gleiche lassen auch die Untersuchungen erkennen, die die Württembergische Staatseisenbahnverwaltung bei einer Anzahl ihrer Eisenbetonbauwerke veranlaßt hat. Hierbei gelangt die Verwaltung nach den sehr sorgfältigen Untersuchungen zu einem ähnlichen Befund, wie ihn die Kattowitzer Brücken ergeben haben. Die Ursachen der Rißbildung erklären sich teils in fehlerhafter Konstruktion, teils in mangelhafter Ausführung, mag sie auf Verwendung zu porösen Betons, in unsachgemäßer Einbringung des Betons, namentlich auch in der Anwendung von Schlammüberzügen aus reinem Zement, welche, zu früh ausgeführt, abbröckelten oder trennend wirkten, oder aber in unsachgemäßer Lage der Eisen, welche teils unbedeckt, teils nur wenig überdeckt waren, beruhen. Namentlich sind die Betonierungsabschnitte Stellen, an denen Risse leicht auftreten. Die Witterung während der Bauzeit, Setzen von Bauwerksteilen bleiben natürlich nicht ohne Einfluß. Der Rostschutz des Betons war sehr gut, wo der Beton gut war. Der Schutz war schlechter, wo der Beton mangelhaft war. Herr Regierungsbaumeister Wörnle glaubt sogar Beispiele für Entrostung gefunden zu haben.

Aehnlich wie in Kattowitz stellte sich heraus, daß weiter von der Außenfläche liegende Eisen selbst dann nicht angerostet waren, wenn die Risse bis zum Eisen reichten. Zwar erleidet der Beton bei solcher Anordnung oft in der Zugzone Beanspruchungen, die zu feiner Rißbildung führen, doch tritt trotz dieser Risse kein Rosten ein.

Zu Versuchen über das Schwinden von bewehrtem und unbewehrtem Beton

hat der deutsche Ausschuß für Eisenbeton einen Arbeitsplan aufgestellt, welcher einen Kostenaufwand von Mk. 35 000 verlangt. Vorversuche gehen den Versuchen zur Aufklärung voraus.

Die Versuche werden an Betonprobekörpern vorgenommen und zwar an Prismen von 20×20 cm Querschnitt und 75 cm Länge für unbewehrte und bewehrte Proben. Daneben werden einige Proben an Prismen mit 40×40 cm Querschnitt ausgeführt, um den Einfluß der Stärke der Körper vergleichen zu können.

Die Körper werden in Mischung 1:4 angefertigt unter Verwendung drei verschiedenartiger Zemente, eines sehr wenig schwindenden und eines stark schwindenden Portlandzementes und eines Eisenportlandzementes von mittlerem Schwindungsvermögen. Der Sand wird den Cossebauder Gruben oder einem Flußbett entnommen; er wird in Korngrößen von 0–7 mm und 7–25 mm getrennt und im Verhältnisse 1:1 wieder zusammengesetzt. Um den Einfluß großer Dichte des Betons zu be-

obachten, wird eine möglichst dichte Mischung nebenher geprüft. Ferner wird Isarkies in der Zusammensetzung wie bei den Versuchen über das Gießverfahren bei Eisenbeton verarbeitet, verwendet, und mit wenig schwindendem Portlandzement zusammengesetzt. Der Beton aus Cossebauder Kies wird weich, der mit Isarkies teils flüssig, teils weich verarbeitet.

Das vom Deutschen Beton-Verein angeregte, lange geplante Vorhaben des Ausschusses, Untersuchungen an Kriegsbauten vorzunehmen, ist im vergangenen Jahre zur Ausführung gekommen.

Ein engerer Ausschuß hat in neuntägiger Reise sowohl reine Kriegsbauten wie andere öffentliche staatliche und industrielle Bauten in Belgien besichtigt und das Ergebnis in einem ausführlichen, mit vielen Lichtbildern ausgestatteten Bericht niedergelegt der zu geeigneter Zeit zur Veröffentlichung gelangen soll. —

Der Erfolg der Studienreise war die Bestätigung, daß fast ausnahmslos die neuen Befestigungsbauten, Panzerungen, Magazine, Werkstätten und Unterstände in Eisenbeton ausgeführt sind, daß ferner Eisenbeton überall sich als hervorragend geeignet erwiesen hat und daß er besser wie jede andere Bauweise geeignet ist, Schutz zu bieten, wo die schwersten Granaten ihr unbarmherziges Zerstörungswerk mit ihm treiben, wo Fliegerbomben unsere dringendsten und wichtigsten Arbeiten hinter der Front zuschanden zu machen suchen.

Endlich ging der Herr Vorsitzende in seinem Berichte noch auf die

Mitwirkung des Deutschen Beton-Vereins bei Einführung von Deutschen Normen für einheitliche

Lieferung und Prüfung von Hochofenzement

mit den nachfolgenden Ausführungen ein:

Es ist bekannt, daß seit Jahren die deutsche Hochofen- und Zementindustrie, welche heute fast vollständig in dem Verein deutscher Hochofenzementwerke zusammengeschlossen ist, danach strebt, „Deutsche Normen für einheitliche Lieferung und Prüfung von Hochofenzement“ einzuführen und durch Ministerialerlaß die Zulassung des Hochofenzementes zu Beton- und Eisenbetonbauten bei Staatsbauten zu erreichen.

Der große Bedarf an Zement während des Krieges war ein günstiger Augenblick, diesen Bestrebungen besonderen Nachdruck zu verleihen und er hat auch nicht unwesentlich zur Erreichung des Zieles beigetragen.

Es soll zugegeben werden, daß die ständigen Bemühungen der Hochofenzementwerke und die Versuchs- und Kontrollarbeit des nunmehrigen Vereinslaboratoriums des Vereins Deutscher Hochofenzementwerke, welches unter der Leitung des Herrn Dr. Passow in Blankenese steht, dazu geführt haben, die Güte des Hochofenzementes in letzten Jahren bedeutend zu heben

Dagegen ist es begreiflich, daß bei der Verschiedenartigkeit der Schlacke als Hauptbestandteil dieses Zementes Mißtrauen bestand an der Güte der Ware, an welche man bei Portlandzement und später bei Eisenportlandzement große Anforderungen hinsichtlich der Gleichmäßigkeit der Zusammensetzung und der Güte der Rohstoffe zu stellen gewohnt war. Die im Vereinslaboratorium im Auftrage des Herrn Ministers der öffentlichen Arbeiten und im Königlichen Material-Prüfungsamt Berlin-Lichterfelde ausgeführten Versuche haben manche Bedenken zerstreut, andere nicht ganz zu heben vermocht. Die Praxis hat sich der Hochofenzemente mehr und mehr bedient, teils weil die den Rohstoff erzeugenden Eisenwerke die Verwendung bei ihren eigenen Bauten vorschrieb, und teils weil sich zu gewissen Zwecken, so z. B. bei Bauten im Kalibergbau und im Seewasser gezeigt hatte, daß gute Hochofenzemente besonders widerstandsfähig gegen die Laugen der Kalisalze und gegen Seewasser waren. Dagegen wurde als Mangel bei Hochofenzementen beobachtet, daß längere Lagerung seine Festigkeit verringert.

Nach Abschluß der im Kgl. Materialprüfungsamt Berlin-Lichterfelde-West im Jahre 1914 begonnenen Versuche lud der Herr Minister der öffentlichen Arbeiten zum 13. Juni 1917 zu einer Besprechung über die Ergebnisse der vorliegenden Versuche und Beratung über die Verwendbarkeit der Hochofenzemente ein.

Nach den Ergebnissen der vorliegenden Versuchsarbeiten hielt man die Verwendung von Hochofenzement im allgemeinen für unbedenklich, besonders in säurehaltigem Grundwasser und in Seewasser. Weniger befriedigten die Ergebnisse bei längerem Lagern des Zementes und hinsichtlich Rostschutz eingebetteter Eisen. Im Laufe der Verhandlungen wurde ein Vorschlag als praktisch begrüßt, nach welchem Bauten im Industriegebiet in Rheinland und Westfalen, welche mit Hochofenzement hergestellt sind, beachtigt werden sollten.

Am 28. und 29. Juni 1917 fand die Bereisung von Düsseldorf aus statt, an welcher sich auch Mitglieder des Deutschen Beton-Vereins beteiligten. Es wurden an verschiedenen Orten Bauten beachtigt, welche unter Verwendung verschiedener Hochofenzemente hergestellt waren. Besonderes Augenmerk wurde auf den Zustand der einbetonierten Eisen gelegt, welche man durch Aufstemmen freilegte. Die Bereisung lieferte kein für den Hochofenzement nachteiliges Ergebnis, die Bauten und das einbetonierte Eisen befanden sich in ähnlicher Verfassung, wie Bauten aus anderen Zementen. Schäden an einzelnen Stellen konnten aufgeklärt und als nicht dem Zement zur Last fallend bezeichnet werden.

Danach erfolgte die Schlußberatung in Berlin

am 13. August, aus welcher die „Deutschen Normen für einheitliche Lieferung und Prüfung von Hochofenzement“ hervorgingen, welche dem Erlaß des Herrn Ministers der öffentlichen Arbeiten vom 22. November zugrunde liegen.

Durch den Erlaß wird Hochofenzement im allgemeinen als gleichwertig mit Portland- und Eisenportland-Zement bezeichnet unter der Voraussetzung, daß der Hochofenzement den Normen entspricht und daß das liefernde Werk dem Verein Deutscher Hochofen-Zementwerke angehört, oder sich der gleichen regelmäßigen Kontrolle seines Erzeugnisses unterwirft wie die Mitglieder dieses Vereins. Nach fünf Jahren soll an Hand der gesammelten Erfahrungen die Frage neu erörtert werden.

Seitens des Deutschen Betons-Vereins ist den Normen nicht ganz ohne Bedenken zugestimmt. Es wurde gewünscht, daß die Herstellungszeit auf der Packung oder auf Einklebezetteln erkenntlich sein möchte, was nach den Normen nicht zwingende Bestimmung ist, wenn es auch im Erlaß empfohlen wird. In dieser Beziehung ist bei Verwendung von Hochofenzement jedenfalls Vorsicht geboten, damit nicht durch zu lange gelagerten Zement beim Bau Nachteile oder Schäden entstehen.

In der allgemeinen Aussprache wies der Herr Vorsitzende auf die große Bedeutung hin, welche für die Zukunft des deutschen Innen- und Außenhandels und mittelbar für den Deutschen Beton-Verein die **Erbauung von Eisenbetonschiffen** zur Folge haben werde. Er erwähnte, daß es hier gelte, gemeinsam mit dem Schiffbau von vornherein Hand in Hand zu arbeiten. Es sind bereits Unterhandlungen mit dem Germanischen Lloyd gepflogen worden, um eine Klassifizierung der Eisenbetonschiffe und damit die Anerkennung dieser neuen Art von Schiffen und ihre Zugänglichmachung für eine Versicherung anzubahnen. Vom Deutschen Beton-Verein ist aus Vertretern der Firmen, die sich bereits jetzt mit der Frage des Schiffbaus beschäftigt haben, ein Sonder-Ausschuß für den Bau von Verbund-Schiffen gewählt worden, der aus seiner Mitte einen Unterausschuß mit den Verhandlungen schiffbaulicher Art betraut hat.

Die Beteiligung des Deutschen Beton-Vereins bei Studium der vorliegenden Frage ist dankbarst zu begrüßen, da ihm in erster Linie die Mittel für Lösung der vielgestaltigen, hier zu behandelnden Fragen zur Verfügung stehen. In gleichem Sinne hat auch die Jubiläumsstiftung der deutschen Industrie in ihrer letzten Kuratoriums-Sitzung am 31. Mai d. J. beschlossen, einen Studienausschuß für den Eisenbetonschiffbau zu begründen und mit den Vorarbeiten zu seiner Bildung den Geh. Reg.-Rat Prof. Dr. Busley und den Unterzeichneten beauftragt. Ebenso hat auch der Deutsche Ausschuß

für Eisenbeton am 14. Mai beschlossen, erhebliche Mittel für Untersuchungen im Interesse des Eisenbeton-Schiffbaus zur Verfügung zu stellen und dieselbe Kommission, die die vorstehend erörterte für den Verbund-Schiffbau besonders bedeutsame Traßfrage zu untersuchen hat, zunächst als Ausschuß auch für diesen Zweck anzusehen.

Ein gemeinsames Zusammenarbeiten aller dieser Ausschüsse mit der neu sich entwickelnden Deutschen Eisenbeton-Schiffsindustrie wird anzustreben und auch ohne Mühe zu erreichen sein. Besonders wichtig und in erster Linie der Lösung zuzuführen wird die Materialfrage sein. Hier wird ergründet werden müssen, ob die Dichtheit und Elastizität des Betonmaterials durch besondere Zusätze gefördert werden kann, oder ob sie — was nach den bisher allgemein gemachten Erfahrungen nicht von der Hand zu weisen ist — eine Frage der geeigneten Körnung und Auswahl des Sandmaterials, oder auch des Wassergehaltes in Verbindung mit ihm ist. Auch der Vorgang des Gießens als solcher wird in den Bereich der Untersuchungen gezogen werden müssen, wobei zugleich auch die Verfahren auf ihre Verwertbarkeit für den vorliegenden Fall zu prüfen sein werden, welche entweder auf ein Entlüften beim Gießen des Betons oder auf dessen Einbringen mittelst besonderer Spritz- usw. Apparate beruhen. Auch die Art des zu verwendenden Zementes wird voraussichtlich eine nicht unwesentliche Rolle bei diesen Untersuchungen spielen.

Zweitens wird aber auch an die Lösung wichtiger statischer Fragen heranzutreten sein, liegen doch durch das Verbundmaterial hier ganz andere Verhältnisse vor, wie beim Eisen- und Holzschiffbau, wird es doch hierbei u. a. darauf ankommen, auch die Längswand der Schiffe möglichst biegesicher gegenüber der Wirkung von Wellenberg und Wellental als Auftriebskräften und den verschieden großen Lasten auf dem Schiffsboden als Belastung von oben wirkend, zu konstruieren, d. h.

jene Längswände zwischen den einzelnen Spanten selbst als Teil eines zusammenhängenden, steifen Tragsystems auszubilden. Endlich wird aber auch die Bewehrung im einzelnen eine nicht leichte Aufgabe sein, an deren Lösung der Schiffbau-Sachverständige und der Eisenbeton-Fachmann gemeinsam werden arbeiten müssen.

Man darf nicht verkennen, daß alle diese Untersuchungen dringlich sind, wollen wir nicht, daß unser deutscher Schiffbau gegenüber den Anstrengungen, die heut schon in anderen Ländern, namentlich in Norwegen, Dänemark und vor allem im feindlichen Amerika unternommen werden, ins Hintertreffen kommt. Von dort sind Nachrichten herübergelant, daß man bereits in großzügiger Art mit dem Bau von Eisenbeton-Seeschiffen von fast 8000 t Wasserverdrängung begonnen und sehr große Summen für die Errichtung von Werften für den Bau solcher Schiffe zur Verfügung gestellt hat. Deutsche Wissenschaft, deutsche Tatkraft und deutscher Unternehmungsgeist werden aber auch hier hoffentlich, wie bisher im Kriege, die Oberhand behalten und eine großzügige, erfolgreiche Entwicklung des Baues von Binnen-, vor allem aber von Seeschiffen in Eisenbeton sichern.

Hoffen wir, daß, wenn übers Jahr der Deutsche Beton-Verein zu seiner 22. Hauptversammlung die Fachgenossen zusammenruft, alsdann berichtet werden kann von bedeutsamen Erfolgen und Fortschritten auf dem Gebiete des Eisenbeton-Schiffbaues, hoffen wir aber vor allem, daß dann der Betonverein wieder zusammentreten möge zu einer Friedenstagung, und daß uns dann, wie der Vorsitzende Herr Hüser am Schlusse seines diesjährigen Berichtes hervorhob, ein Friede beschieden sei, der uns wieder volle Kraftentfaltung auf allen Gebieten und auf dem ganzen Erdball sichert.

M. Foerster.

WIE WEIT SIND DIE AUFHÄNGEEISEN IN SILOWÄNDEN IN DIE HÖHE ZU FÜHREN?

Von Ingenieur A. Straßner, Frankfurt a. Main.

In Fachkreisen dürfte der obigen Frage allgemein Interesse entgegengebracht werden. Mit Recht sieht man es als Verschwendung an, wenn in hohen Silowänden die Aufhängeisen sämtlich nach oben durchgeführt werden; allein bei einer gegenteiligen Anordnung, bei nur zum Teil hoch geführten Zugeisen, ist der Nachweis der Festigkeit zu erbringen.

Näherungsweise Lösung.

Die Wand ist für vertikale Biegung in ihrer Gesamthöhe wirksam.

Die von der Wand aufzunehmende Last sei q t/m (Fig. 1).

Wir denken uns im Abstände y von Wandunterkante bzw. y' von Wandoberkante einen wagerechten Riß — der bei ungenügender Vertikalbewehrung möglich ist! — und legen die

Durchbiegung des unteren Teils. der Wand fest, wodurch bestimmt ist, wie weit sich dieser Riß öffnet. Es ist

$$\delta = \frac{q l^4}{N J}$$

N ist ein Nennerwert, den wir nicht weiter zu kennen brauchen. Wenn sich nun der Riß schließen soll, so sind an der Rißstelle Kräfte anzuordnen, die den oberen und unteren Teil der Wand in Berührung bringen. Diese Kräfte entsprechen der von den Vertikaleisen aufzunehmen-

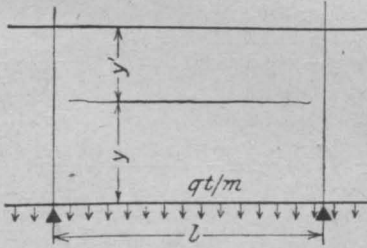


Fig. 1.

den Zugkraft, welche wir mit $q't/m$ bezeichnen (s. Fig. 2); sie berechnet sich wie folgt:

J sei das Trägheitsmoment für die Wand von der Höhe y (unten),

J' sei das Trägheitsmoment für die Wand von der Höhe y' (oben).

An der unteren Wand wirken insgesamt: nach unten qt/m , nach oben $q't/m$ (an der Rißstelle). Daher ist die Durchbiegung

$$\delta = \frac{(q - q') l^4}{N J}$$

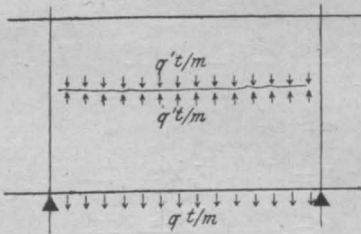


Fig. 2.

An der oberen Wand wirken nur $q't/m$ von oben nach unten, weshalb

$$\delta = \frac{q' l^4}{N J'}$$

Beide Durchbiegungen müssen einander gleich sein, da sich der Riß schließen soll. Mithin folgt durch Gleichsetzen

$$\frac{(q - q') l^4}{N J} = \frac{q' l^4}{N J'}$$

oder
$$\frac{q - q'}{J} = \frac{q'}{J'}$$

und hieraus erhält man

$$q' = q \frac{1}{1 + \frac{J}{J'}} \dots \dots \dots (1)$$

Hiernach ist q' an beliebiger Stelle zu berechnen. Die Formänderung der Wand in lotrechter Richtung ist in der Gleichung nicht einbegriffen. Es ist vorausgesetzt, daß die Rißflächen frei auf einander hingleiten können.

Für den Fall, daß der Querschnitt der Wand rechteckig ist, ist $J = dy^3 : 12$, $J' = dy'^3 : 12$ und mithin

$$q' = q \frac{1}{1 + \left(\frac{y}{y'}\right)^3} \dots \dots \dots (2)$$

Aus Fig. 3 ist der hiernach festgesetzte Verlauf von q' ersichtlich. Die Kurve ist S-förmig. Anfangs — für den unteren Teil der Wand — ergibt sich nur eine langsame Abnahme der Zugkräfte. Allmählich wird jedoch die Verringerung merklich: in halber Wandhöhe sind die Zugkräfte nur halb so groß als am Wandfuß; noch höher nehmen die Zugkräfte besonders rasch ab.

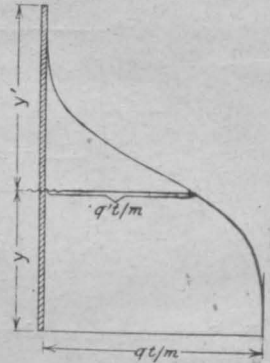


Fig. 3.

In der Regel ist die Wandstärke nicht unveränderlich, sondern nimmt nach oben zu ab. Die Folge davon ist, daß die Zugkräfte noch rascher abnehmen, als aus Fig. 3 ersichtlich ist. Fig. 4 stellt für diesen Fall den Verlauf von q' dar, wobei angenommen wurde, daß die Wand unten 2 bzw. 3 mal so stark als oben sei.

Eine obere Randverstärkung ist auf die Vertikalbewehrung von ungünstigem Einfluß. Dieser ungünstige Einfluß wird jedoch infolge der Wirkung der unteren Verstärkung der Wand oder infolge Anschlusses derselben an den Siloboden bzw. dessen Beteiligung bei den Formänderungen sowie durch die Eiseneinlagen stets aufgehoben. Die Zugkräfte werden in Wirklichkeit eher noch rascher abnehmen.

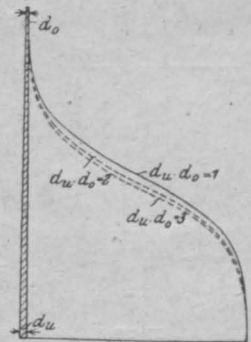


Fig. 4.

Genaue Lösung.

Die Wand sei für vertikale Biegung wieder in ihrer Gesamthöhe wirksam. Die aufzuhängende Last ist qt/m .

Wir denken uns aus der Wand ein kleines Element herausgeschnitten. Die Länge dieses Elements, in Richtung der Wanddicke gemessen, sei gleich Eins, die Breite sei gleich dx und dy sei die Höhe (s. Fig. 5).

Die an diesem Element wirkenden Kräfte bzw.

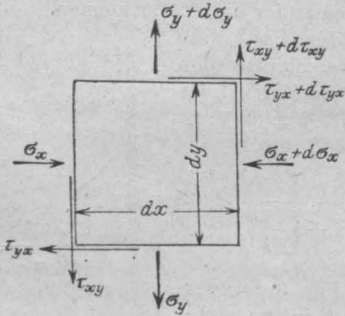


Fig. 5.

die Spannungen an dessen Außenflächen ersieht man aus Fig. 5).

Der Gleichgewichtszustand in lotrechter Richtung fordert, daß

$$d\sigma_y dx = d\tau_{xy} dy$$

$$\text{oder } \frac{d\sigma_y}{dy} = \frac{d\tau_{xy}}{dx}$$

Die außer Betracht gelassenen Kräfte heben sich gegenseitig auf.

Da bekanntlich

$$\tau_{xy} = \tau_{yx} = \frac{Q}{d} \mathfrak{S} \text{ und}$$

$$\frac{dQ}{dx} = -q,$$

folgt

$$\frac{d\tau_{xy}}{dx} \text{ oder } \frac{d\sigma_y}{dy} = \frac{dQ}{dx} \cdot \frac{\mathfrak{S}}{d}$$

$$\text{oder } = -q \cdot \frac{\mathfrak{S}}{dJ}$$

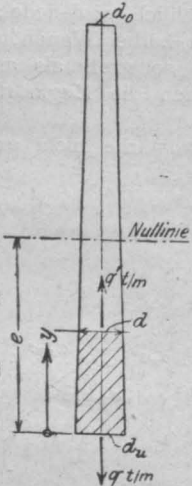


Fig. 6.

Mithin ist

$$\int_0^y d \cdot d \sigma_y = -\frac{q}{J} \int_0^y \mathfrak{S} dy.$$

Aus der Betrachtung über das Gleichgewicht

1) Vgl. Föppl, Festigkeitslehre § 4. Grashof, Elastizität und Festigkeit § 2.

der inneren Kräfte an der Wand bzw. an dem Wandteil von 0 bis y (s. Fig. 6) ergibt sich

$$\int_0^y d \cdot d \sigma_y = -q + q'.$$

Nun erhält man, indem man die ermittelten Integralwerte verbindet,

$$q' = q \cdot \left[1 - \frac{1}{J} \int_0^y \mathfrak{S} dy \right].$$

Wir brauchen nur noch das Integral zu lösen. Es ist (s. Fig. 6)

$$\mathfrak{S} = \int (e - y) dy, \text{ wo } d = d_u \left(1 - \frac{d_u - d_o}{d_u} \cdot \frac{y}{h} \right);$$

also folgt

$$\begin{aligned} \mathfrak{S} &= d_u \cdot \int (e - y) \left(1 - \frac{d_u - d_o}{d_u} \cdot \frac{y}{h} \right) dy \\ &= d_u \cdot \int (e - y) dy - \frac{d_u - d_o}{h} \cdot \int (ey - y^2) dy \\ &= d_u \cdot \left(ey - \frac{y^2}{2} \right) - \frac{d_u - d_o}{h} \cdot \left(\frac{e y^2}{2} - \frac{y^3}{3} \right), \end{aligned}$$

so daß

$$\begin{aligned} \int_0^y \mathfrak{S} dy &= d_u \cdot \int_0^y \left(\dots \right) dy - \frac{d_u - d_o}{h} \cdot \int_0^y \left(\dots \right) dy \\ &= d_u \cdot \left(\frac{e y^2}{2} - \frac{y^3}{6} \right) - \frac{d_u - d_o}{h} \cdot \left(\frac{e y^3}{6} - \frac{y^4}{12} \right). \end{aligned}$$

Durch Einsetzen dieses Wertes in die Gleichung für q' erhält man

$$q' = q \cdot \left[1 - \frac{d_u}{J} \cdot \left(\left(\frac{e y^2}{2} - \frac{y^3}{6} \right) - \frac{d_u - d_o}{h} \cdot \left(\frac{e y^3}{6} - \frac{y^4}{12} \right) \right) \right]$$

oder in anderer Form

$$q' = q \cdot \left[1 - \frac{d_u y^2}{6W} \cdot \left(3 - z \cdot \frac{y}{h} \right) + \frac{d_u y^3}{12J} \cdot \left(2 - z \cdot \frac{y}{h} \right) \right] \quad (3)$$

wo

$$\begin{aligned} z &= 1 - \frac{d_o}{d_u} \\ W &= \frac{h^2}{12} \cdot \frac{d_u^2 + 4 d_u d_o + d_o^2}{d_u + 2 d_o} \\ J &= \frac{h^3}{36} \cdot \frac{d_u^2 + 4 d_u d_o + d_o^2}{d_u + d_o} \end{aligned} \quad \dots \quad (3a)$$

Bei rechteckigem Querschnitt, also bei unveränderlicher Wandstärke ist einfacher, wegen $d_o = d_u = d$ und $z = 0$,

$$W = \frac{d h^2}{6}; \quad J = \frac{d h^3}{12}$$

und mithin²⁾

$$q' = q \cdot \left[1 - 3 \left(\frac{y}{h} \right)^2 + 2 \left(\frac{y}{h} \right)^3 \right] \dots \quad (4)$$

2) Vgl. Prof. Hager „Das ebene Problem und die Bügelberechnung“, Armiertes Beton 1914, Heft 4.

Aus Fig. 7 ist der nach den Gl. (3') und (4) berechnete Verlauf von q' ersichtlich. Die Kurven sind S-förmig wie vor, nur sind sie jetzt gestreckter. Die Abnahme der Zugkräfte erfolgt — wie vorauszusehen war — wieder um so rascher, je mehr die Wand sich nach oben zu verdünnt.

Schlußfolgerungen.

Wir werden in folgendem zwei Fälle unterscheiden: Die Wand soll in bezug auf vertikale Biegung einmal in ihrer Gesamthöhe und zum andern nur zum Teil ihrer Höhe wirksam sein.

Fall I. Die Wand ist für vertikale Biegung in ihrer Gesamthöhe wirksam.

Aus all den vorstehenden Untersuchungen ist zu schließen, daß der für unveränderliche Wandstärke ermittelte Verlauf von q' der ungünstigste ist (s. Fig. 2 u. 7). Die Kurve kann, wie Fig. 8 zeigt, näherungsweise für das untere

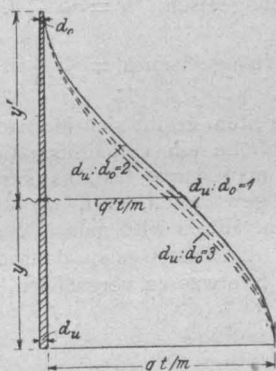


Fig. 7.

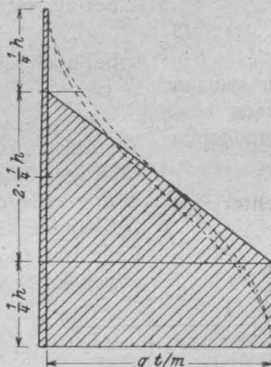


Fig. 8.

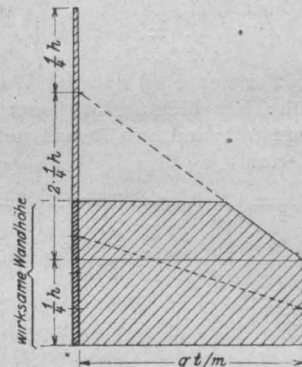


Fig. 9.

Wandviertel durch eine Lotrechte und für die beiden mittleren Viertel durch eine Gerade ersetzt werden. Für das obere Wandviertel werden zur Aufnahme der lotrechten Zugspannungen die Verteilungsstäbe genügen.

Für die Anordnung der Aufhängeeisen erachten wir mithin den folgenden grundlegenden Satz gültig:

Die Aufhängeeisen sind sämtlich bis zum unteren Viertelpunkt der Wand hochzuführen. Dann können sie abgestuft werden, so, daß die letzten Eisen bis zum oberen Viertelpunkt oder noch etwas darüber hinaus reichen.

Fall II. Die Wand ist für vertikale Biegung nur zum Teil ihrer Höhe wirksam.

Wenn die Wandhöhe das Maß von 5 oder 6 Meter überschreitet und dabei geringe Spannweiten vorhanden sind (wie bei kleinräumigen Silos, als Getreidesilos usw.), so wird man stets der Sicherheit halber bei vertikaler Biegung die wirksame Wandhöhe verringern.

Da das in Rechnungstellen der geringeren Wandhöhe nur eine Maßnahme für die Sicherheit ist oder der Wirtschaftlichkeit zugute kommen soll und da angenommen werden kann, daß trotzdem bei Biegung die ganze Wand zur Wirkung kommt, so ist es angezeigt, die vorstehend festgesetzten Regeln zu verlassen und den Verlauf von q' nicht anzunehmen, wie in Fig. 9 die punktierte Linie zeigt. Man geht sicher, wenn man sich an den folgenden Satz hält:

Die Aufhängeeisen können mit der wirklichen Wandhöhe aufhören. Im übrigen sind sie entsprechend dem für den Fall I festgelegten Satz anzuordnen, können also vom unteren Viertelpunkt der gesamten Wand ab, nach aufwärts entsprechend abgestuft werden.

Untersuchung auf die Wirtschaftlichkeit.

Es ist wichtig, zu wissen, daß man nicht besonders billig konstruiert, wenn man die wirksame

Wandhöhe möglichst groß annimmt; die Kosten für die Biegungsbewehrung sinken zwar, aber die für die Aufhängung nehmen zu. Es gibt ein bestimmtes Maß für die wirksame Wandhöhe, wofür die Kosten so gering als möglich sind!

Es sei:

- l die Spannweite der Wand,
- h' die wirksame Wandhöhe.

Der erforderliche Eisenquerschnitt für Biegung ist in cm^2

$$f_e \approx \frac{M}{\sigma \cdot \frac{7}{8} \cdot h'}, \text{ wo } M = \mu q l^2$$

und für die Aufhängung ist für 1 lfdm Wand (voller Eisenquerschnitt)

$$f_e = \frac{q}{\sigma}$$

Mithin sind für 1 lfdm Wand die Kosten

für die Biegungsbewehrung $K_{\text{bieg}} = E_{\text{pr}} \frac{\mu q l^2}{\sigma \cdot \frac{7}{8} h'}$ K_{bieg}

für die Aufhängung: $K_{\text{aufh.}} = E_{\text{pr}} \frac{q h'}{\sigma}$ $K_{\text{aufh.}}$

Dies gibt insgesamt

$$K = E_{pr} \frac{q}{\sigma} \left[\frac{\mu l^2}{7/8 h'} \cdot k_{bieg} + h' k_{aufh} \right].$$

k_{bieg} und k_{aufh} sind von Fall zu Fall besonders festzusetzende Beiwerte. Mit k_{bieg} ist der Querschnitt für die Biegungsbewehrung zu multiplizieren, um den Eisenbedarf in kg für 1 lfdm Wand zu erhalten; k_{bieg} ist umso größer, je größer h' ist. Mit k_{aufh} ist der Querschnitt der Aufhängeeisen für 1 lfdm Wand zu multiplizieren, um dafür die Eisen in kg zu erhalten. Auf die Abstufung ist Rücksicht zu nehmen!

Man erhält

$$\frac{dK}{dh'} = E_{pr} \frac{q}{\sigma} \left[-\frac{\mu l^2}{7/8 h'^2} \cdot k_{bieg} + k_{aufh} \right].$$

und mithin folgt die Wandhöhe h' für die geringsten Kosten aus

$$0 = -\frac{\mu l^2}{7/8 h'^2} \cdot k_{bieg} + k_{aufh}$$

zu

$$h' = \sim 0,94 l \cdot \sqrt{\frac{k_{bieg}}{k_{aufh}} \cdot \mu} \quad (5)$$

Für den Fall, daß die Wand in ihrer ganzen Höhe bei Biegung wirksam ist, die Eisen also abgestuft sind, erhält man mit den gebräuchlichen Werten

$$k_{bieg} = 1,6, k_{aufh} = 0,6 \text{ und } M = \frac{q l^2}{15}, \text{ also } \mu = \frac{1}{15}$$

$$h' = \sim 0,94 l \cdot \sqrt{\frac{1,6}{0,6} \cdot \frac{1}{15}}$$

oder

$$h' = \sim \frac{2}{5} l.$$

Für den Fall, daß die Aufhängeeisen sämtlich hochgeführt sind, folgt mit

$$k_{bieg} = 1,6, k_{aufh} = 0,9 \text{ und } M = \frac{q l^2}{15}, \text{ also } \mu = \frac{1}{15}$$

$$h' = \sim 0,94 l \cdot \sqrt{\frac{1,6}{0,9} \cdot \frac{1}{15}}$$

oder

$$h' = \sim \frac{1}{3} l.$$

Wenn keine aufgebogene Eisen (zur Aufnahme der Schubkräfte) angeordnet sind, ist k_{bieg} mit 1,6 zu hoch angenommen. Es ist dann höchstens $k_{bieg} = 1,0$ zu setzen. In dem Falle ist die günstigste Wandhöhe (h') geringer. Es folgt nach Gl. (5)

$$\text{bei abgestuften Aufhängeeisen } h' = \sim \frac{5}{16} l,$$

$$\text{bei hochgeführten Aufhängeeisen } h' = \sim \frac{1}{4} l.$$

Bei kleinen Spannweiten ergibt sich hiernach für die wirksame Wandhöhe ein verhältnismäßig niedriger Wert. Hält man daran fest, so kann man wagerechte Risse gewärtigen, dort, wo die Aufhängeeisen aufhören. Mithin wird man in dem Falle gut tun, obwohl die Kosten sich dadurch etwas erhöhen werden, h' etwas zu vergrößern.

ÜBER DEN SICHERHEITSGRAD VON BEWEHRTEN UND UNBEWEHRTEN BETONKÖRPERN, DIE AUF ZENTRISCHEN UND EXZENTRISCHEN DRUCK BEANSPRUCHT WERDEN.

Unter Zugrundelegung der Versuche von C. BACH und O. GRAF.

(Forschungsarbeiten Heft 166—169.)

Von Dr.-Ing. Heinrich Wohlers, z. Zt. im Felde.

(Fortsetzung von S. 90.)

2. Das aus den Versuchsergebnissen der Zusammenstellung 24 ermittelte parabolische Spannungsgesetz für die Druckelastizität der Betonkörper.

Nicht unbeachtet dürfen nun die Versuche zur Ermittlung der Druckelastizität bleiben, die an den eigentlichen unbewehrten Versuchskörpern mit zentrischer Belastung gemacht wurden. Die Meßstrecke wurde von 50 auf 100 cm an diesen 2,50 m langen Betonkörpern mit mittlerem Querschnitt von 40 cm \times 40 cm erhöht.

Aus den Versuchsergebnissen nach Zusammenstellung 24 an Körper 60, 70 und 74 ergibt

sich als Spannungsgesetz für Druckbeanspruchung

$$\sigma_d = 307\,000 \cdot \epsilon \quad (4 - 448 \epsilon).$$

Die hiermit berechneten Spannungsgrößen unterscheiden sich von dem Wahren nur um 0,6 kg/cm² im Mittel; sie stimmen demnach gut überein, wie die Zusammenstellung (Tabelle 2) erkennen läßt.

Auffallend ist, daß der Elastizitätsmodul für den spannungslosen Zustand 307 000 sich kaum von dem aus den Versuchen zur Ermittlung der Zugelastizität hergeleiteten Wert 311 000 unterscheidet; wie überhaupt die Gegenüberstellung dieser Elastizitätsmoduln für den spannungslosen

Tabelle 2.

Abweichungen der nach dem parabolischen Spannungsgesetz ermittelten Spannungsgrößen von den wahren Werten nach den Versuchen zur Ermittlung der Druckelastizität der
1. Betonkörper nach Fig. 14 (Zusammenstellung 24).

	Versuchswerte		$\sigma_d = 307\,000 \cdot \epsilon_d (1 - 448 \epsilon_d)$		$\sigma_d = 314\,000 \cdot \epsilon_d (1 - 450 \epsilon_d)$		
	σ_d in kg/cm ²	$\epsilon \cdot \frac{1}{10\,000}$	σ_d in kg/cm ²	Abweichung + -	σ_d in kg/cm ²	Abweichung + -	
1	10,0	0,31	9,4		9,5		
2	20,0	0,65	19,4	0,6	19,6	0,5	
3	30,1	1,01	29,7	0,6	30,0	0,4	
4	40,1	1,39	40,0	0,4	40,4	0,1	
5	50,2	1,78	50,2	—	50,9	0,3	
6	60,2	2,20	60,8	0,6	61,6	0,7	
7	70,3	2,62	70,9	0,6	71,8	1,4	
8	80,3	3,06	81,1	0,8	82,0	1,5	
9	90,3	3,53	91,2	0,9	92,2	1,7	
10	100,3	4,02	101,2	0,9	102,3	1,9	
11	110,3	4,44	109,2	1,1	110,5	2,0	
Σ der Abweichungen				3,8	2,8	9,7	0,10
Durchschnittliche Abweichungen . . .				0,6	0,6	1,2	0,3

Zustand bei den einzelnen Spannungsgesetzen zeigt,

Parabol- hyperbol- Potenz- Hooksches Gesetz

E_d	307 000	286 000	275 000	(414 000)	228 000
E_z	311 000	316 000	(324 000)	281 000	

ist der Unterschied dieser Zug- und Druckelastizitätsmoduln bei dem parabolischen Spannungsgesetz bei weitem am kleinsten.

Das Spannungsgesetz liefert für

$$\epsilon = \frac{1}{2a} = \frac{1}{996}$$

den Spannungsgrößtwert zu **171,1 kg/cm²**, der sich in guter Übereinstimmung mit dem mittleren nach Zusammenstellung 24 aus den Versuchswerten sich ergebenden

$$\sigma_{max} = 173,0 - \frac{4000}{40 \cdot 40} = 170,5 \text{ kg/qcm}$$

befindet.

Auf Grund dieser Erörterungen soll als Spannungsgesetz der nachfolgenden Untersuchungen für Druck

$$\sigma_d = 311\,000 \cdot \epsilon_d (1 - 450 \cdot \epsilon_d)$$

und für Zug

$$\sigma_z = 311\,000 \cdot \epsilon_z (1 - 3130 \cdot \epsilon_z)$$

dienen. Die durchschnittliche mittlere Abweichung der berechneten und wahren Spannungswerte

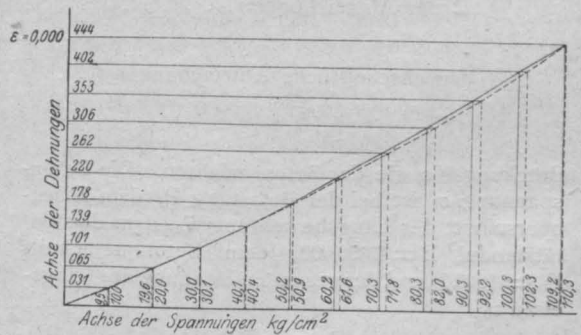


Fig. 5.

beträgt (nach Zusammenstellung Tabelle 2) +1,2 kg/cm² bzw. -0,3 kg/cm². Die Druckspannung erreicht mit 172,6 kg/cm² ihren Höchstwert, der sich von dem mittleren Versuchswert um 2,3 kg/cm² unterscheidet, so daß gegen die

Gültigkeit dieses Spannungsgesetzes keine Bedenken geltend gemacht werden können; der Elastizitätsmodul für Zug- und Druckbeanspruchung ist gleich groß.

3. Aus den Versuchsergebnissen für zentrische Druckbelastung bewehrter Betonkörper (Zusammenstellung 16) ermitteltes parabolisches Spannungsgesetz.

Wird ein bewehrter Betonkörper einer zentrischen Druckbelastung ausgesetzt, dann nehmen die Eiseneinlagen an der Spannungsaufnahme in dem Verhältnis teil, als sie die gleichen Zusammen-

körper aus den Versuchsergebnissen hergeleiteten Spannungsgesetz zum Ausdruck, welches lautet:

$$\sigma_b = 312\,000 \cdot \epsilon_d (1 - 497 \epsilon_d).$$

Die durchschnittlichen Abweichungen der mit diesem Spannungsgesetz ermittelten Rechnungswerte von den wahren Spannungswerten betragen +0,6 und -0,8 kg/cm² (Tabelle 3). Werden jedoch die Spannungswerte nach dem für die unbewehrten Betonkörper gültigen Spannungsgesetz

$$\sigma_b = 311\,000 \cdot \epsilon_d (1 - 450 \epsilon_d)$$

berechnet, so ergeben sich als durchschnittliche Abweichungen

$$+1,7 \text{ kg/cm}^2 \text{ und } -0,6 \text{ kg/cm}^2.$$

Tabelle 3.

2. bewehrten Betonkörper nach Fig. 6 (Zusammenstellung 16).

	Versuchswerte		$\sigma_d = 312\,000 \cdot \epsilon_d (1 - 497 \epsilon_d)$		$\sigma_d = 311\,000 \cdot \epsilon_d (1 - 450 \epsilon_d)$			
	σ_d in kg/cm ²	$\epsilon \cdot 10\,000$	σ_d in kg/cm ²	Abweichung + -	σ_d in kg/cm ²	Abweichung + -		
1	8,9	0,27	8,3	0,6	8,2		0,7	
2	17,8	0,56	16,9	0,9	17,0		0,8	
3	26,6	0,87	25,9	0,7	26,0		0,6	
4	35,4	1,18	34,6	0,8	34,7		0,7	
5	44,1	1,51	43,6	0,5	43,7		0,4	
6	61,2	2,23	61,8	0,6	62,3	1,1		
7	78,2	2,97	79,0	0,8	80,0	1,8		
8	95,1	3,77	95,6	0,5	97,3	2,2		
9	111,7	4,61	110,6	1,1	113,6	1,9		
Σ der Abweichungen				1,9	4,6		7,0	3,2
Durchschnittliche Abweichungen . . .				0,6	0,8		1,7	0,6

drückungen ϵ wie der Beton erfahren. Die Betonspannung σ_b ist bei der Belastung P, dem Eisenquerschnitt der Längsbewehrung F_e , dem Elastizitätsmodul $E = 2\,150\,000$, dem Betonquerschnitt $F_b (= 1622,7)$ und der gesamten Dehnung der Längseisen ϵ_{bg}

$$\sigma_b = \frac{P - \epsilon_{bg} \cdot E_e F_e}{F_b - F_e}$$

In Tabelle 2 und 3 sind die ermittelten Betonspannungen, die den an den Versuchskörpern gemessenen federnden Zusammendrückungen entsprechen, verzeichnet. Die Querbewehrung kommt somit lediglich in dem für die bewehrten Beton-

Hieraus folgt, daß für die vorliegenden Versuche die Querbewehrung keinen nennenswerten Einfluß auf das elastische Verhalten der auf zentrischen Druck beanspruchten Betonkörper hat, und daß in guter Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen jenes für die unbewehrten Betonkörper gefundene Spannungsgesetz

$$\sigma = 311\,000 \cdot \epsilon_d (1 - 450 \epsilon_d)$$

auch für die bewehrten Betonkörper seine volle Gültigkeit, nachgewiesen bis zur Belastung von 111,7 kg/cm², behält.

Da das parabolische Spannungsgesetz für die Elastizität des Betons aus den federnden Deh-

nungen bei in Stufen gesteigerten Belastungen hergeleitet ist, die Eiseneinlagen jedoch die gesamten Formänderungen erleiden, so werden nicht die federnden, sondern die gesamten Zusammendrückungen und Verlängerungen des Betons als Maßstab für die auftretenden Spannungen in den Eiseneinlagen zu berücksichtigen sein. Bezeichnet ϵ_1 die federnden und ϵ_1' die gesamten Dehnungen, dann ist

$$\sigma_1 = E_1 \cdot \epsilon_1 (1 - a_1 \cdot \epsilon_1) = E_1' \cdot \epsilon_1' (1 - a_1' \cdot \epsilon_1')$$

oder

$$\frac{E_1 \cdot \epsilon_1}{E_1' \cdot \epsilon_1'} = \frac{1 - a_1' \cdot \epsilon_1'}{1 - a_1 \cdot \epsilon_1},$$

woraus

$$\epsilon_1' = a \cdot \epsilon_1$$

folgt.

Nach der Methode der kleinsten Quadrate berechnet sich die Konstante

$$a = \frac{[\epsilon_1' \cdot \epsilon_1]}{\epsilon_1'^2}$$

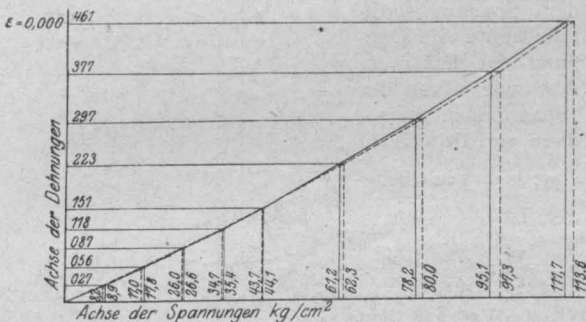


Fig. 6.

und wird nach dem Versuchsergebnisse für die Druckelastizität der Betonkörper (Zusammenstellung 24) $\alpha_1 = 1,11$ und für die Zugelastizität der Betonprismen (Zus. 23) $\alpha_2 = 1,15$. Nach allen vorliegenden Versuchsergebnissen ist in der Nähe der Höchstlast bzw. des Bruchzustandes α_3 viel höher, wenigstens etwa mit 1,20 anzunehmen; bei niedrigen Spannungen bis zur Rißbildung im Mittel:

$$\alpha_1 = \alpha_2 = 1,15.$$

Das auf Seite 115 dargestellte für die Betonkörper gültige parabolische Spannungsgesetz zeigt, daß in der Nähe der Maximalspannungen die Dehnungen sehr viel schneller wachsen als die Spannungen. In der Schrift: „Neue Versuche mit ringbewehrten Eisenbetonsäulen“ spricht Dr.-Ing. Kleinlegel den aus seinen Versuchen hergeleiteten Satz aus: Je mehr sich ein Körper elastisch zusammendrücken läßt, um so größer ist auch seine Querdehnung, so daß nunmehr gefolgert werden kann, daß die Wirkung der Umschnürung erst in

der Nähe der Höchstbelastung, wenn die Betonfestigkeit fast ihren Höchstwert erlangt hat, eintritt. Da bei den vorliegenden Versuchen die Querbewehrung 5 mm starke Wicklung bei 70 mm Steigung verhältnismäßig gering ist, wie es zweckmäßig praktisch bei auf Biegung mit Achsialdruck beanspruchten Betonkonstruktionen immer der Fall sein wird, und nach den neuen Forschungsergebnissen die Rißbildungslast für solche Fälle fast so groß ist wie die Höchstbelastung (diese Forschungsarbeiten berichten darüber nicht), so ist anzunehmen, daß die Belastung durch den Beton und auch das an ihn durch die gemeinsame Formänderung gebundene Eisen aufgenommen wird und erst die Umschnürung merklich wirkt, wenn nach Überschreiten der Betonfestigkeit die weitere Deformationsmöglichkeit bei höherem Druck bis zur Höchstbelastung nur durch die vorhandene Umschnürung denkbar ist. In diesem Stadium nehmen also die Eiseneinlagen bis zur Quetschgrenze, die nach den Forschungsergebnissen auf dem Gebiete des umschnürten Betons etwa um das 2,4 fache der abgewickelten Spirale zu vermehren sind, lediglich die zusätzlichen Belastungen auf. Nach dem Gesagten gestaltet sich der Rechnungsgang folgendermaßen.

1. Nach Zusammenstellung 16:

Höchstbelastung i. M.: $404\,700 - 4000 = 400\,700$ kg,

$$h = 40,2 \text{ cm i. M.},$$

$$b = 40,4 \text{ cm},$$

$$f_c = 8 \text{ } \varnothing 22 = 30,48 \text{ cm}^2.$$

0,52 mm starke Spiralbewehrung mit 70 mm Steigung

$$a = 3,6 - \frac{2,2}{2} - \frac{0,5}{2} = \text{rd. } 2,3 \text{ cm}^2,$$

$$F = 30,48 + 2,4 \cdot \left[4 \cdot (40,2 - 2 \cdot 2,3) \cdot \frac{0,21}{7} \right].$$

(Nur die Projektion der Wicklung ist berücksichtigt)

$$= 30,48 + 10,22 = 40,7 \text{ cm}^2.$$

Für σ_b max ist

$$\epsilon_b = \frac{1}{2a} = \frac{11,14}{10000},$$

die gesamte Dehnung des Eisens dann:

$$\epsilon_c = \frac{1,2 \cdot 11,14}{10000} = 0,00134.$$

Ohne Umschnürung aufzunehmende Belastung:

$$P = (40,2 \cdot 40,4 - 30,48) \cdot 172,6 + 0,00134 \cdot 2150000 \cdot 30,48, \\ = 274\,000 + 88\,000 = 362\,000 \text{ kg}.$$

Bei Umschnürung:

Von dem Eisen allein aufzunehmende Belastung:

$$P' = 400\,700 - 362\,000 = 38\,700 \text{ kg.}$$

Die Eisenspannung erhöht sich um

$$\sigma_e' = \frac{38\,700}{30,48 + 10,22} = 950 \text{ kg/cm}^2,$$

so daß sie beträgt

$$\sigma_e = 0,00134 \cdot 2\,150\,000 + 950 = 2880 + 950 = 3830 \text{ kg}$$

2. Nach Zusammenstellung 9.

$$h = 40,2 \text{ cm,}$$

$$b = 40,2 \text{ cm,}$$

$$f_e = 8 \text{ 16 mm} = 16,36 \text{ cm}^2,$$

ohne Umschnürung:

$$P = (40,2 \cdot 40,4 - 16,36) \cdot 172,6 + 0,0134 \cdot 2\,150\,000 \cdot 16,36 = 276\,000 + 47\,200 = 323\,200 \text{ kg.}$$

Erzielte Höchstbelastung

$$338\,300 - 4000 = 334\,300 \text{ kg.}$$

Von dem Eisen bei Umschnürung aufzunehmende Belastung

$$P = 334\,300 - 323\,200 = 11\,100 \text{ kg.}$$

Die Eisenspannung wird dann:

$$\sigma_e = 2880 + \frac{11\,100}{16,36 + 10,22} = 2880 + 420 = 3300 \text{ kg/cm}^2.$$

In beiden Fällen ist der Lastanteil

1. **38 700** bei **400 700** kg Höchstlast,

2. **11 100** „ **334 300** „ „ „

der durch die Eisenbewehrung infolge der Umschnürung aufzunehmen ist, gering. Daß der vorgeschlagene Berechnungsgang bei weniger starker Spiralbewehrung ziemlich zutreffend ist, erhellt daraus, daß erst bei Erreichung der Höchstlast rechnermäßig die Eisenspannungen von **2880** kg/cm² auf **3830** bzw. auf **3300** kg/cm² wuchsen, sich also erst nahe der nach Zusammenstellung 3 der Forschungsarbeiten gefundenen Quetschgrenze von **3754** und **3680** kg/cm² befanden, so daß der Bruch infolge Überschreitens der Quetschgrenze auch nach dem vorgeführten Rechnungsgang erfolgen mußte. In Wirklichkeit wird in der Nähe der Höchstbelastung für spiralbewehrte Betonkörper ein etwas anderes Spannungsgesetz zutreffen, da durch die Behinderung der Querdehnung durch die Umschnürung die Zusammenrückung kleiner wird. Jedoch dürfte dies von so geringem Einfluß und würde durch Versuche kaum festzustellen sein, und schließlich gibt dieser Rechnungsgang so augenscheinliche Ergebnisse, daß gegen die Gültigkeit des Spannungsgesetzes bis zum Größtwert der Betonspannung keine Bedenken entstehen können.

III. Allgemeine analytische Ermittlung der Nulllinienlage, Betonrandspannungen und Eisenspannungen bewehrter und unbewehrter Betonkörper symmetrischen Querschnittes bei exzentrischem Kraftangriff.

Die Verteilung der Normalspannungen über den Querschnitt eines Betonkörpers, der auf Biegung beansprucht wird, ist durch die eingetretene Formänderung bedingt:

1. Der folgenden Betrachtung wird die Voraussetzung (Fig. 7) zugrunde gelegt, daß die Querschnitte auch nach eingetretener Formänderung eben bleiben, daß also die Dehnungen den Abständen von der Spannungsnulllinie verhältnisgleich bleiben.

Bezeichnet dx ein durch zwei unendlich nahe Querschnitte begrenztes Körperelement eines auf Biegung beanspruchten Betonkörpers symmetrischen Durchschnittes, ρ den Krümmungsradius der Spannungsnulllinie und ε die Dehnung der Faser im Abstände y von der Spannungsnulllinie, dann verhält sich

$$\rho : dx = y : \varepsilon \cdot dx;$$

also ist

$$\rho = \frac{y}{\varepsilon} = \frac{y_1}{\varepsilon_1} = \frac{y_2}{\varepsilon_2}.$$

2. Wie aus den vorliegenden Versuchsergebnissen von Bach und Graf

nachgewiesen ist, folgt der bewehrte und unbewehrte Beton bei Druck- und Zugbeanspruchung dem parabolischen Spannungsgesetz:

$$\text{für Druck } \sigma_d = E_0 \cdot \varepsilon_d (1 - a \cdot \varepsilon_d),$$

$$\text{für Zug } \sigma_z = E_0 \cdot \varepsilon_z (1 - b \cdot \varepsilon_z).$$

Werden in diese Gleichungen

$$E_0 \cdot (1 - a \cdot \varepsilon_d) = E_d$$

und

$$E_0 \cdot (1 - b \cdot \varepsilon_z) = E_z$$

eingeführt, so nehmen die Spannungsgesetze

$$\sigma_d = \varepsilon_d \cdot E_d,$$

$$\sigma_z = \varepsilon_z \cdot E_z$$

die lineare Form an. Der Elastizitätsmodul E ist nicht mehr konstant, sondern hat seinen Größtwert in der spannungslosen Faser und nimmt gradlinig mit den Nulllinienabständen, die den Dehnungswerten verhältnisgleich sind, ab. Umstehende Fig. 8 u. 9 veranschaulicht das Elastizitätsmodulgesetz, welches dem parabolischen Spannungsgesetz entspricht und letzteres auf das

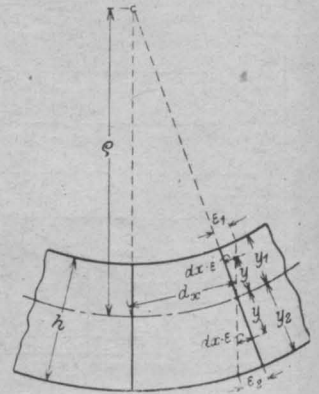


Fig. 7.

lineare zurückführt, indem jedes Flächenteilchen dF im Abstände y von der Spannungsnulllinie nicht mehr die überall gleiche, durch den Elastizitätsmodul E_0 ausgedrückte Spannungsaufnahmefähigkeit besitzt, sondern letztere vielmehr mit den Spannungen, also nach den Randfasern verhältnismäßig den Nulllinienabständen kleiner wird:

$$\begin{aligned} \text{für Druck } E_d &= E_0 \cdot (1 - a \cdot \epsilon_d), \\ \text{für Zug } E_z &= E_0 \cdot (1 - b \cdot \epsilon_z). \end{aligned}$$

Es bekommt gewissermaßen mit zunehmenden Spannungen der Elastizitätsmodul E_0 ein elastisches Gewicht

$$(1 - a \cdot \epsilon) \text{ bzw. } (1 - b \cdot \epsilon).$$

Soll aber die Form des Elastizitätsgesetzes in der allgemeinen parabolischen Form

$$\sigma = E_0 \cdot \epsilon (1 - a \cdot \epsilon)$$

erhalten bleiben, dann wird bei der Spannung σ

$$E_0 = \frac{d\sigma}{d\epsilon} = E_0 \cdot (1 - 2a \cdot \epsilon).$$

Auch hier erscheint ein lineares Gesetz für die Änderung des Elastizitätsmoduls mit zunehmender Spannung.

Fig. 10 gibt die gesetzmäßige Änderung des Elastizitätsmoduls und des parabolischen Spannungsgesetzes über den Querschnitt anschaulich wieder:

$$\sigma = \int d\sigma = \int d\epsilon \cdot E_0,$$

$$\sigma_1 = E_0 \int_0^{\epsilon_1} d\epsilon (1 - 2a \cdot \epsilon),$$

$$D = \int_0^{y_1} \sigma \cdot dF = E_0 \cdot \int_0^{y_1} dy \cdot \int_0^{\epsilon_1} d\epsilon (1 - 2a \cdot \epsilon).$$

Wird nun der Betonkörper auf exzentrischen Druck beansprucht, so entstehen in ihm auch Biegungsspannungen, die durch das Zusammenwirken seiner Zug- und Druckelastizität bedingt werden. Für die Zug- und Druckzone gelten durch die Konstanten sich unterscheidende verschiedene Spannungsgesetze. Für den spannungslosen Zustand, d. h. in der Faser der Spannungsnulllinie, ist der Elastizitätsmodul für Zug und Druck gleich groß. Die Lage der Nulllinie selbst wird auch durch die Höhe der auftretenden Randspannungen mit beeinflusst.

1. Die Lage der Spannungsnulllinie.

Wie in Fig. 11 skizziert, wird der allgemeine Fall, daß eine in der Symmetrieebene ex-

zentrisch angreifende Kraft P einen bewehrten Betonkörper beansprucht und außer den Normal-

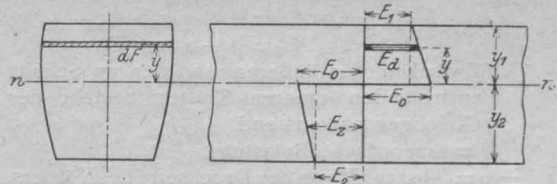


Fig. 8.

spannungen auch Biegungsspannungen erzeugt, untersucht. P ist parallel der Körperachse gerichtet. Querkräfte treten nicht auf.

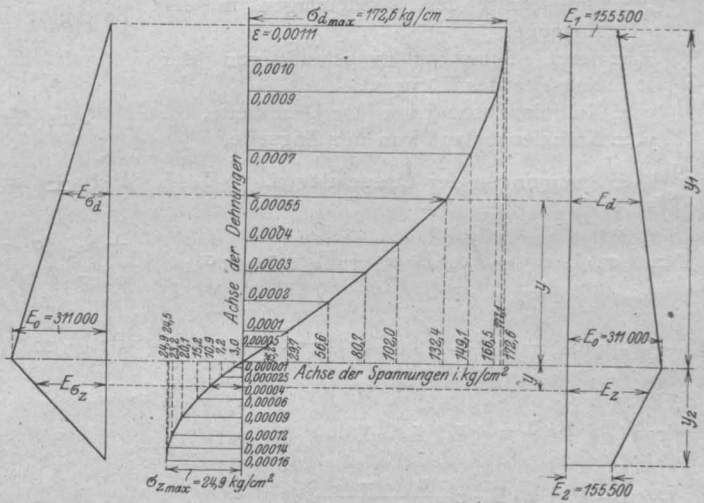


Fig. 9

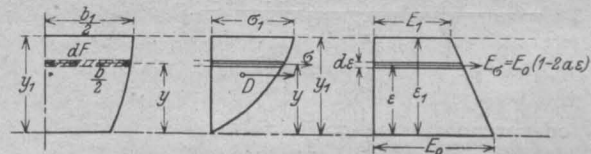


Fig. 10.

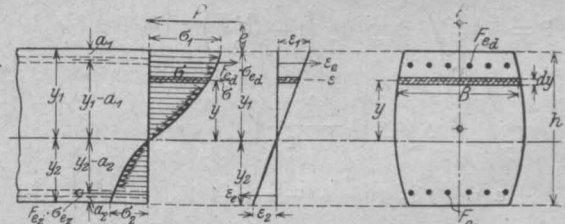


Fig. 11.

a) Die Querschnitte bleiben eben:

$$\frac{\epsilon_1}{\epsilon_2} = \frac{y_1}{y_2} = i.$$

b) Das parabolische Spannungsgesetz gilt:

für Zug $\sigma_d = \epsilon_d \cdot E_0 (1 - a \cdot \epsilon_d)$,
 für Druck $\sigma_z = \epsilon_z \cdot E_0 (1 - b \cdot \epsilon_z)$,
 oder es ist $E_d = (1 - a \cdot \epsilon_d) \cdot E_0$,
 $E_z = (1 - a \cdot \epsilon_z) \cdot E_0$.

c) Zwischen den äußeren und den im Schnitt auftretenden inneren Kräften besteht der Gleichgewichtszustand.

P = exzentrische Belastung,

± e = Abstand P von der Druckseite des Körpers,

B = Querschnittsbreite,

h = Querschnittshöhe,

F_{ed} = Querschnitt der Eiseneinlagen in der Druckzone,

a₁ = deren Schwerpunktsabstand von der Druckseite des Körpers,

f_{ez} = Querschnitt der Eiseneinlagen in der Zugzone,

a₂ = deren Schwerpunktsabstand von der Zugseite des Körpers,

y₁ = Nulllinienabstand von der Druckseite,

y₂ = Nulllinienabstand von der Zugseite,

$\left. \begin{matrix} \sigma_{ed} \\ \sigma_{ez} \end{matrix} \right\}$ = Spannungen der Eiseneinlagen.

$$P = \int_0^{y_1} \sigma_d \cdot B \cdot dy - \int_0^{y_2} \sigma_z \cdot B \cdot dy + F_{ed} \cdot (\sigma_{ed} - \sigma_{bd})$$

$$- F_{ez} \cdot (\sigma_{ez} - \sigma_{bz}) = \int_0^{y_1} E_0 \cdot B \cdot (1 - a \cdot \epsilon_d) \cdot \epsilon_d \cdot dy$$

$$- \int_0^{y_2} E_0 \cdot B \cdot (1 - b \cdot \epsilon_z) \cdot \epsilon_z \cdot dy$$

$$+ (n-1) \cdot F_{ed} \cdot E_0 \cdot \epsilon_1 \frac{\alpha(y_1 - a_1)}{y_1}$$

$$- \frac{(n-1) \cdot F_{ez} \cdot E_0 \cdot \alpha \cdot \epsilon_2 (y_2 - a_2)}{y_2}$$

$$n = \frac{E_c}{E_0}$$

oder wenn $\frac{1}{q} = \frac{\epsilon_1}{y_1} = \frac{\epsilon_2}{y_2}$

eingeführt wird, ist

$$P = \frac{E_0}{q} \left\{ \int_0^{y_1} B_1 y \cdot dy \left(1 - \frac{a \cdot y}{q}\right) - \int_0^{y_2} B \cdot y \cdot dy \left(1 - \frac{b \cdot y}{q}\right) + \alpha(n-1) F_{ed} \cdot (y_1 - a_1) - \alpha(n-1) F_{ez} \cdot (y_2 - a_2) \right\}$$

Die Einzelintegrale dieser Gleichung

$$\int_0^{y_1} B \cdot y \cdot dy \left(1 - \frac{a \cdot y}{q}\right)$$

und $\int_0^{y_2} B \cdot y \cdot dy \left(1 - \frac{b \cdot y}{q}\right)$,

wie auch die Ausdrücke $+ \alpha(n-1) F_{ed} \cdot (y_1 - a_1)$ und $- \alpha(n-1) F_{ez} \cdot (y_2 - a_2)$ stellen unter Berücksichtigung ihrer Vorzeichen die Summe der statischen Flächenmomente bezogen auf die Spannungsnulllinie dar; $w_d = \left(1 - \frac{a \cdot y}{q}\right)$ und $w_z = \left(1 - \frac{b \cdot y}{q}\right)$ bezeichnen die Bewertung der Flächenelementen $B \cdot dy$ in bezug auf ihre Spannungsaufnahmefähigkeit im Abstände y von der Nulllinie und sind identisch den Multiplikatoren im parabolischen Spannungsgesetz, um welche sich dieses von dem Hookschen Gesetze unterscheidet. Es ergibt sich demnach:

$$P = \frac{E_0}{q} \cdot S_n \dots \dots \dots (1)$$

Aus der Momentgleichung folgt:

$$P \cdot (y_1 \pm e) = \int_0^{y_1} \sigma_d \cdot B \cdot y \cdot dy + \int_0^{y_2} \sigma_z \cdot B \cdot y \cdot dy + F_{ed} \cdot (\sigma_{ed} - \sigma_{bz}) \cdot (y_1 - a_1) + F_{ez} \cdot (\sigma_{ez} - \sigma_{bz}) \cdot (y_2 - a_2)$$

oder

$$P \cdot (y_1 \pm e) = \frac{E_0}{q} \left\{ \int_0^{y_1} B \cdot y^2 \cdot dy \left(1 - \frac{a \cdot y}{q}\right) + \int_0^{y_2} B \cdot y^2 \cdot dy \left(1 - \frac{b \cdot y}{q}\right) + \alpha \cdot (n-1) F_{ed} \cdot (y_1 - a_1)^2 + \alpha \cdot (n-1) F_{ez} \cdot (y_2 - a_2)^2 \right\}$$

Der Klammerausdruck dieser Gleichung ist als das auf die Spannungsnulllinie bezogene Trägheitsmoment J_n zu erkennen. Die unendlich kleinen Flächenelemente B · dy sind bezüglich ihrer Spannungsaufnahmefähigkeit mit

$$w_d = \left(1 - \frac{a \cdot y}{q}\right) \text{ bzw. } w_z = \left(1 - \frac{b \cdot y}{q}\right) \text{ bewertet.}$$

$$P \cdot (y_1 \pm e) = \frac{E_0}{q} \cdot J_n \dots \dots \dots (2)$$

Durch Teilung der Gleichung (2) durch (1) ergibt sich die Beziehung für die Lage der Spannungsnulllinie:

$$y_1 \pm e = \frac{\frac{E_0}{q} \cdot J_n}{\frac{E_0}{q} \cdot S_n} = \frac{J_n}{S_n} \dots \dots \dots (3)$$

(Fortsetzung folgt.)

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet von Dr.-Ing. W. Kunze, Dresden.

I. Der Baustoff.

Seine Herstellung, Bearbeitung und Eigenschaften. Baustoffuntersuchungen. Betonversuche.

Chlormagnesium als Frostschutzmittel bei Verarbeitung von Zementmörtel. Das Laboratorium des Vereins der Portland-Zement-Fabrikanten (Dr. Framm) hat nach „Zement“ 1918 Nr. 8 durch Versuche festgestellt, daß die Verwendung einer Chlormagnesiumlösung 1:4 als Anmachewasser zur Folge hat, daß bei 0 bis -7° (andere Temperaturen kamen nicht vor) betonierte und abgebundene Körper nach 7 Tagen 185 kg/qcm, nach 28 Tagen 297 kg/qcm Festigkeit aufweisen. Die im warmen abgebundenen Vergleichskörper mit reinem Anmachewasser zeigten Festigkeiten von 205 bzw. 344 kg/qcm. Chlormagnesium ermöglicht also, daß man bei Frost betonieren kann, ohne an Festigkeit des Betons mehr als $\frac{1}{6}$ zu verlieren. Mitt. für Zement u. Beton Nr. 9 d. D. Bau-Ztg. 1918.

Der Erhärtungsverlauf von Zement und Zementmörtel. Aus den Mitteilungen des Kgl. Mat.-Prüf.-Amtes Berlin-Lichterfelde 1917 Heft 2 und 3 werden in der Tonind. Ztg. 1918 Nr. 43 die wichtigsten Ergebnisse der Versuche über den Erhärtungsverlauf im Laufe der Jahre kurz mitgeteilt (1 Seite).

Über Schwindrisse hat Herr Dr. Goslich auf der 41. Generalversammlung des Vereins deutscher Portland-Zement-Fabrikanten am 27. Februar 1918 gesprochen und ihre Entstehung auf die in neuerer Zeit üblich gewordenen größeren Wasserzusätze zurückgeführt. Mitteilungen für Zement und Beton Nr. 9. D. Bau-Ztg. 1918.

Mängelrüge und Kochprobe. Am gleichen Orte finden sich Mitteilungen über die Behandlung dieser Punkte auf der oben genannten Hauptversammlung.

Versuche über die Einwirkung von Magnesiumsulfat-Lösung auf Zemente verschiedener Art. Bericht über den Inhalt des Heftes 4/5 1917 der Mitteilungen des Kgl. Mat.-Prüf. Amtes Lichterfelde von Fr. Eiselen. Mitt. für Zement und Beton Nr. 7. Deutsche Bau-Ztg. 1918.

Mitteilungen über Versuche des Eisenbeton-Ausschusses des Österreich. Ing.- und Architekten-Vereins, Heft 6: Über Betonprüfung mit Probekörpern (Kontrollbalken). Bericht über den Inhalt des Heftes in den „Mitteilungen für Zement und Beton“ Nr. 8 der Deutschen Bau-Ztg. 1918 durch Fritz Eiselen.

Das rechnerische Kennzeichen der Dichte bei Mörtel und Beton. Von Dr.-Ing. W. Kunze, Dresden. Verfasser zeigt, daß die bekannte Berechnung der Dichte nach Unna (als Kittmasse: Hohlräume, wobei das volle Anmachewasser in die Kittmasse eingerechnet wird) bei nassen Mischungen zu falschen Ergebnissen führt, und gibt ein neues Dichtekennzeichen, die Porigkeit = bleibende Hohlräume, Gesamtausbeute. Zentralblatt des Bauv. 1918 Nr. 34.

Baustellenversuche mit Gußbeton und Stampfbeton. Von Kgl. Baurat Trier, Mühlheim a. d. Ruhr. Sehr lesenswerte kurze Mitteilung über Versuche mit beiden Betonarten. Die Probekörper sind aus Brückenwiderlagern herausgemeißelt worden. Bei den Stampfbetonkörpern löste sich der Beton immerfort in seine Schichten auf, beim Gußbeton blieb er heil. In Groß-Lichterfelde sind 17 Proben untersucht worden. Stampfbeton erwies sich als beträchtlich durchlässig, Gußbeton war durchweg wasserundurchlässig (2 Atm.) Dagegen war die Festigkeit nur 72 v. H. von der des Stampfbetons. Zentralblatt d. Bauv. 1918 Nr. 30 S. 147.

II. Theorie.

Statik, Festigkeitslehre, Bemessungsverfahren.

Beitrag zur Ermittlung der Durchbiegungen statisch unbestimmter Systeme. Von G. Kapsch. Längere Abhandlung in Heft 13 der österr. Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst. Es werden, nachdem sich Verfasser in Nr. 48, 1918, mit den Fachwerken befaßt hat, hier Vollwandträger behandelt.

Dimensionierungstabelle für Eisenbeton-Massivplatten. Von Ingenieur Wilh. Foerster, Basel. Diese Bemessungstabellen sollen die schon durch mancherlei Tafeln verringerte Arbeit weiter vermindern. Es wird deshalb der Eisenbedarf und Höhenbedarf unmittelbar aus den Stützweiten und den Nutzlasten abgeleitet. Bildtafel in verkleinerter Wiedergabe. Für deutsche Verhältnisse nicht brauchbar, weil die Schweizerischen Bestimmungen zugrunde gelegt sind. Schweiz. B.-Ztg. vom 13. April 1918.

Beitrag zur Bestimmung exzentrisch belasteter Eisenbetonquerschnitte. Von H. Paepflow, Ing. der Firma Kell & Löser, Hamburg. Um entsprechend den von Dr. Kunze in Arm. Beton 1916 Heft 8 veröffentlichten Tabellen solche zu schaffen, die auch für Plattenbalken und für Querschnitte mit doppelter, aber ungleicher Bewehrung versehen sind, gelten, werden frucht-

bare Gedankengänge angestellt, die zu sehr bequem zu handhabenden Tabellen führen. Wie die erste Arbeit von K. beruhen die Tabellen auf der Achsenexzentrizität, d. h. der Entfernung der Längskraft von der am Anfange noch unbekanntem Achse, auf die zuerst Löser hingewiesen hat. Die gegen diese Rechnungsweise geltend gemachten Widersprüche gelten also auch für diese Tabellen. Sie besitzen ebenso deren ausgesprochene Vorträge. Arm. Beton 1918 Nr. 4 und 5.

Beobachtungen bei der statischen Untersuchung eines eingespannten Eisenbetongewölbes. Von Dr.-Ing. W. Kunze, Dresden. Das Verfahren von Mörsch, Schweizerische Bau-Ztg. 1906 Heft 6 und 7 wird hier erneut dargestellt und damit ein Beispiel durchgeführt. Diese zunächst für Studierende bestimmte Arbeit bringt am Schlusse einige Bemerkungen über zweckmäßiges Vorgehen bei der Berechnung und über den Einfluß, den die Annahme von $n = 10$ oder $n = 15$ auf die Rechnungsergebnisse ausübt. Arm. Beton 1918 Nr. 4.

Graphisches Verfahren zur Ermittlung der elastischen Linie. Von Rohn, Zürich. Auf 1 Spalte wird die Anwendung des Mohrschen Verfahrens auf durchl. Träger vorgeführt. Schweizerische Bau-Ztg. 1918 vom 6. April.

III. Versuche mit Eisenbeton.

IV. Vorschriften und Leitsätze.

Die „deutschen Bestimmungen für die Ausführung von Bauten aus Eisenbeton“ sind in Bayern unter dem Namen „Oberpolizeiliche Vorschriften für die Ausführung von Bauten aus Eisenbeton“ am 25. März 1918 in Kraft getreten. Nennenswerte Abweichungen nur in den Gewichts- und Belastungsannahmen sowie den Angaben über die zulässigen Beanspruchungen. Mitteilungen für Zement und Beton Nr. 9. D. Bau-Ztg. 1918.

V. Anwendungen und Ausführungen.

1. Allgemeines über Beton- und Eisenbetonbauweise, Fertigerzeugnisse. Neue Anwendungen. Bauunfälle.

Zementplatten. Äußerungen zur Rentabilität der Zementplattenfabrikation mit dem Kaltglasurverfahren. Tonind. Ztg. 1918 Nr. 40.

Hohlstufen aus Eisenbeton. Von Dipl.-Ing. A. Burghardt. Mit 2 Abb. werden die Stufen vorgeführt, ihre statischen Verhältnisse und die etwa anzuwendende Berechnungsweise dargelegt. Tonind. Ztg. 1918 Nr. 39.

2. Hochbau.

Dachziegel auf Eisenbetondächern. Kurze Angabe über die Vorkehrungen zur Anbringung einer Dachziegeldeckung und über deren Zweckmäßigkeit. Dipl.-Ing. S. Kiehne i. d. Tonind.-Ztg. 1918 Nr. 38.

Neubau der Fruchtrohstoff-Fabrik Stahl & Mante, Berlin-Weißensee. Beschreibung dieses Eisenbetonhochbaus, der von der A.-G. f. Beton- u. Monierbau in Berlin ausgeführt worden ist. 4 Photographien, Grundriß, Schnitt. Mitt. f. Zem. u. Beton, Nr. 9 d. D. Bau-Ztg. 1918.

Der Bau der Holzbereitungsanlage längs des Seehafens zu Dordrecht. Von Ing. F. M. van Pauthaleon baron van Eck. Gründungsarbeiten, die durch 5 m starke auf gefüllte Sandschichten hindurchführten, mittels einer Druckluftgründung im Betonrohr-Schacht. (Hat sich als sehr teuer erwiesen.) De Ingenieur 1918, Nr. 14.

Webereigebäude in Norrköping. Von David Andersson, Oberingenieur der A. B. Armerad Betong. Malmö. Kurze Beschreibung der Planung und Ausführung dieses auf beengter Baustelle hergestellten Industriebaus. 7 Fig. Bemerkenswert ist die Anwendung von 2 Winkeln zu dem gleichen Zwecke (Transmissionslagerbefestigung) für den die Jordhalisen bestimmt sind. Umschnürter Gußeisen-Beton sollte für die Säulen angewendet werden, mußte aber wegen Lieferungsverzögerung unterbleiben. Beton und Eisen 1918 Heft 6.

Eine Neuform für Widerlager offener Brücken. Von Staatsbahnrat Leopold Herzka, Wien. Die Widerlagerform für Balkenbrücken wird oft gedankenlos nach einem unzuverlässigen Schema ausgeführt. H. schlägt die Normalisierung eines unterschrittenen Widerlagers mit erdseitigem Gegengewicht vor. Eine Nachrechnung der üblichen Widerlager und der vorgeschlagenen spricht sehr zu gunsten der letzteren. Österr. Wochenschrift für den öffentl. Baudienst 1918 Nr. 11.

3. Brückenbau.

Die Kanalbrücken der Wasserkraftanlage Olten-Gösgen. Von A. O. Lusser, Oberingenieur der A.-G. Alb. Buß & Co., Basel. Mit 36 Fig. Es sind Brücken über den Kanal, 5 als durchlaufende Balken mit versenkter Fahrbahn, 2 als Bogenbrücken. 1 Durchgehende Balkenbrücke bei km 25,20, Eisenbetonmittelpfeiler (elastisch drehbare Stütze). Lager: Gleitlager, Beschlag mit poliertem Messingblech, Flockengraphit als Schmiermittel, tadellose Wirkung. Bemerkenswert ist das Offenlassen eines Schlitzes über der Mittelstütze, der erst nach Auswirkung der Setzungen geschlossen worden ist

(liegt ganz in der Zugzone). Angaben über Lehrgerüste, Holzbedarf, Eisenverbrauch, Kosten. Schluß folgt. Der Brückenbau 1918 Nr. 6.

Eine Fußgängerbrücke aus Eisenbeton in Gera (Reuß). Von Reg.-Baumeister Dr.-Ing. Schubert, Stadtbaumeister. 2 durchlaufende Hauptträger ruhen auf Pendelstützen, die in Eisenbeton als Trapeze ausgebildet sind. Angaben über die statische Behandlung, Abb. Vermißt wird eine Gesamtansicht. Der Brückenbau 1918, Nr. 8.

4. Wasserbau.

5. Grundbau. Pfahlbauweise.

Betonpalen. Ing. V. Disselkoen nimmt in „de Ingenieur“ 1918, Nr. 13 zu den Ausführungen von Ing. J. G. Christiaanse in „de Ingenieur“ 1918, Nr. 4 über diese Frage Stellung, auf die Christiaanse in Nr. 16 antwortet, wo sich auch eine letzte Erwiderung Disselkoens befindet.

In Heft 13 erwidert Herr Christiaanse auf die Einwendungen des Herrn Ing. Thyse in Nr. 7, 1918, von „de Ingenieur“ gegen seine Ausführungen.

Gemeentelijke proeven met betonpalen te Amsterdam. Von A. A. Kok, Architekt P. W. dieser Gemeinde. Eine sehr ausführliche Beschreibung über Zweck, Umfang, Vorkehrungen, Durchführung und Beobachtungen. I. Die Bodenuntersuchung durch Bohrung, II. Der Beobachtungsstand (Nivelcer-Ferurolu), III. System „De Waal“, IV. System „Wilhelmi“, V. Holzpfähle, VI. System „Egon Handl“. Es findet sich hier zunächst eine knappe, erschöpfende Beschreibung der Systeme. Die weiteren Ausführungen über den Verlauf der Versuche lauten für „De Waal“ günstig sowohl über die Durchführung wie über die Tragfähigkeit. Die Wilhelmipfähle erwiesen sich für 15 m Pfahlänge als völlig unbrauchbar. Wesentliche Änderungen am System führten nach fortgesetzten Fehlschlägen, die einer gewissen Komik nicht entbehren, deren Mitteilung aber außerordentlich dankenswert ist, schließlich zu einem befriedigenden Tragfähigkeitsergebnis. Die hier mitgeteilten Beobachtungen über die Rammwirkung auf frischem Beton und über die Nichterreicherung einer Fußverbreiterung verdienen allgemeine Beachtung. Mit den „Handl-Pfählen“ sind bisher nur Voruntersuchungen angestellt worden. Gewapend Beton 1918. Nr. 5 und 6.

6. Straßen-, Eisenbahn-, Tunnel- und städtischer Tiefbau.

Die Herstellung von Emscherbrunnen in Eisenbeton. Von Dr.-Ing. H. Marcus, Direktor der Huta, Hoch- u. Tiefbau A.-G., Breslau. Es

werden besprochen die Anlagen in Hindenburg (Oberschles.), in Scharley (Oberschles.) und in Carlowitz bei Breslau. Die ersten beiden Anlagen sind nach dem Entwurfe von Civ.-Ing. Rosenquist, die letztere nach dem Entwurfe der Fa. Heinrich Scheven, Düsseldorf, ausgeführt worden von der „Huta“. Beschreibung der Wirkungsweise der gesamten Kläranlage und der baulichen Ausführung in Eisenbeton. Angaben über die statische Berechnung in großen Zügen. Sehr reichliche Abbild. u. Schnitte u. Grundrisse. Mitt. f. Zem. u. Beton Nr. 7 und 8. D. Bau-Ztg. 1918.

7. Schiffbau.

Schwedischer Eisenbetonprahm. Das erste schwedische Eisenbetonschiff — Stapellauf Juni 1917 — hat ein Ladevermögen von > 200 t, Eigengewicht 70 t. Weitere Beschreibung und Bild. Tonindustrie-Ztg. 1918. Nr. 33.

Das erste österreichische Schiff auf der Adria. Ein Leichter für Küstenschiffahrt mit 150 t Ladefähigkeit und 80 t Eigengewicht. Wandungen 8 cm stark. Die in dortiger Gegend verwendeten gleichartigen Holzschiffe sind derartig massiv, daß etwa auch das Verhältnis 70 t : 150 t entsteht. Beton und Eisen 1918. Heft 6.

Betonschiffbau in England. Leichter bis 1000 t Tragfähigkeit sollen nach Bauart Fougner auch in England gebaut werden. Beton und Eisen 1918. Nr. 6.

„Betonkielschweine“ in hölzernen Schiffen. Direktor Bruhn von Norske Veritas regt, nach Schiffbau Februar 1918 und Beton und Eisen 1916, Nr. 6, an, wegen Holz mangels die „Kielschweine“ in Eisenbeton herzustellen. Für die Eisenbetonsache würde sich eine bedeutende Gebietserweiterung ergeben, wenn man allgemein auch Einzelbauteile in Eisenbeton herstellen würde, sofern dieser Baustoff sich als zweckmäßig erweist.

Deutsche und österreichische Eisenbetonschiffe. Einige Angaben über die Arbeiten der Hamburger G. m. b. H. Max Rüdiger, der Deutsch-ungar. Eisenbeton-Schiffbau-A.-G. Budapest und der „Ersten österreichischen Eisenbeton-Schiffbau-Unternehmung“ Spalato, Dalmatien. Tonind.-Ztg. 1918, Nr. 45.

VI. Sonstiges.

Wirtschaftliches, Personen- und Vereinsnachrichten.

Dr.-Ing. e. h. C. Freytag. Die Ernennung wird mitgeteilt im Zentralblatt d. Bauv. 1918, S. 156.

Über das Zusammenarbeiten des Architekten und des Ingenieurs bei der Planung von Eisenbetonbauten und über die künstlerische Gestaltung solcher Werke. Von K. k. Oberbaurat Prof. Ing. Franz Drobny, Graz.

Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1917.
Nr. 49—51.

Denkschrift betr. Gewährung von Studienerleichterungen an jene Hörer der Hochschulen technischer Richtung, welche durch Kriegs- oder Landsturmdienstleistungen eine empfindliche Unterbrechung ihrer Studien erlitten haben. Zeitschr. d. österr. Ing.- und Arch.-Ver. 1918. Heft 6.

Rathenau, die neue Wirtschaft. Von Wichard von Möllendorf. Die gedankenreiche Schrift von Rathenau über die grundsätzlichen Änderungen in der gesamten Wirtschaft, für welche durch den Krieg die Zeit gekommen ist, wird hier in scharfen Umrissen besprochen. Man gewinnt, wenn man Rathenaus Schrift nicht kennt, einen vorzüglichen Überblick über seine Grundgedanken, wenn man sie kennt, findet man in der Besprechung eine gute Zusammenfassung und Winke für den Ausbau der Rathenauschen Gedanken. Technik u. Wirtschaft 1918. Heft 4.

Eine deutsche Terrazzo-Industrie. Die Notwendigkeit, die Terrazzoarbeiten künftig als deutsche Arbeit auszuführen, wird betont. Die Handelskammer Nürnberg hat die Führung in Maßnahmen zu diesem Ziele übernommen. Tonindustrie-Ztg. 1918. Nr. 35.

Mehr Rücksicht auf die deutsche Zementindustrie. Im Anschlusse an eine Auslassung in der Deutschen Tageszeitung bringt die Tonind.-Ztg. 1918, Nr. 37 die Mitteilung, daß 10 Zementfabriken in Belgien von der Heeresverwaltung in Betrieb gesetzt worden sind, während die deutschen Werke im Rheinlande mit verminderter Betriebe arbeiten müßten.

Die Anregungen Taylors für den Baubetrieb. (Ergänzungen zu Arm. Beton 1914. Heft 5—10). Nach einem Vortrage im Arch.- u. Ing.-Verein zu Hamburg am 19. I. 1917. Von Dr.-Ing. M. Mayer, Nienstedten. Arm. Beton 1918. Nr. 3.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Die Grundlagen des technischen Denkens und der technischen Wissenschaft von Th. Jansen, Kgl. Bmstr. a. D., Privatdozent an der Kgl. Techn. Hochschule Berlin. Verlag Julius Springer, Berlin 1917 Preis 1,60 M.

Das vorliegende kleine Werk unterzieht das Wesen des technischen Denkens und seine Grundlagen einer eingehenden Erörterung und zwar in der Absicht, das Allgemeinverständnis hieran zu fördern. Die allgemeine Bedeutung der Technik und ihrer Wissenschaft, die Kulturförderung, die sie bedingt hat, soll ins rechte Licht gesetzt, in die geistige Werkstatt der Technik soll hineingeleuchtet, eine Aufklärung der Allgemeinheit über die geistigen Arbeitsmittel der Technik soll bewirkt werden. Diesem bedeutsamen Programm folgend, behandelt die Jansen'sche Schrift die Mittel der Erkenntnis, die Grundlagen des Geschehens, Ziele und Zwecke, das Prinzip der Wirtschaftlichkeit, die Elemente der Güterherstellung und die Entwicklung der Technik. Ernste und wohlwogene Gedankenreihen sind es, die der Verfasser zusammenfügt zu dem Bilde alles dessen, was heute die wissenschaftliche Technik bedeutet und leistet im Leben jedes Einzelnen wie im Leben des Staates und der Kulturgemeinschaft der Menschheit. Mit Recht vergleicht in seinem Schlußworte Jansen die wissenschaftliche Technik mit einem Baum, der auf dem Boden der Naturwissenschaft erwachsen, aus ihr seine Nahrung zieht und heut eine weit verzweigte, starkverästelte Krone trägt. Mit ernstem Nachdruck weist er darauf hin, daß alle diese Zweige heut auf den Technischen Hochschulen behandelt und gepflegt werden, daß aber dem gemeinsamen Stamm nicht die nötige Beachtung im Lehrgange gezollt werde, daß es an allgemeinen Vorträgen über die Grundlagen der technischen Wissenschaften, über ihr Entstehen und Werden, über ihren Einfluß als Kulturmacht fehlt. Mögen diese Anregungen Jansens auf frucht-

baren Boden fallen. Gerade in der Jetztzeit, in der der Ingenieur mit Recht eine Teilnahme an der Leitung der großen Geschehnisse verlangt, muß auch er die Bedeutung der Technik für unser ganzes Kulturleben zu erkennen vermögen, um von der Höhe allgemeinsten Beurteilung und Bewertung technischer Arbeit und technischen wirtschaftlichen Denkens seine Kräfte der Allgemeinheit zu widmen.

Möge die Jansen'sche Schrift in alle Kreise der Technik dringen und ihnen beweisen, wie recht der Verfasser mit seinen Ausführungen hat; denn nur wenn die größere Allgemeinheit hinter dem Verfasser und seinem Willen steht, kann dieses seine Umsetzung in die Tat finden. Dazu möge aber zunächst ein Jeder, den es angeht, sich in die Jansen'sche Schrift vertiefen. Sie wird ihm Genuß, Belehrung und Anregung gewähren.

M. F.

Die byzantinische Volkswirtschaft. Ein Kapitel aus Forschungen über Wirtschaftsgeschichte von Lujo Brentano, München. Sonderabdruck aus Schmollers Jahrbuch 41. Jahrgang 2. Heft. Verlag Lemker und Humblot, München und Leipzig 1917. Geh. 1,20 M.

Vor uns liegt ein Werkchen voll hohen inneren Wertes, voll tiefer und gerade für die Jetztzeit wertvollster Gedanken und Forderungen über die byzantinische Volkswirtschaft, aufgebaut auf der Wirtschaftsentwicklung des Altertums als Grundlage des Mittelalters und der Gegenwart. Sein Hauptzweck, den es in glücklichster Weise erreicht, ist, den Zusammenhang aufzudecken zwischen dem Wirtschaftsleben des alten Ägyptens, den Assyriern, Babyloniern, den Griechen, den Juden, Römern und endlich der altgermanischen Wirtschaftsverfassung und deren Weiterentwicklung zur Feudalverfassung.

Gerade jetzt sollte die Brentanosche Schrift in jeder deutschen Familie Eingang finden. Sie verdient es um ihrer selbst und wegen der Näherbringung großer wirtschaftlicher Zusammenhänge von grundsätzlicher Bedeutung.

Den Verfassern größerer Originalbeiträge stehen je nach deren Umfang bis zu 5 Exemplaren des betr. vollständigen Heftes kostenfrei zur Verfügung, wenn bei Einsendung des Manuskriptes ein entsprechender Wunsch mitgeteilt wird. Sonderabdrücke werden nur bei rechteitiger Bestellung und gegen Erstattung der Kosten geliefert.