



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 7.

Silobauten in Eisenbeton.

Ausgeführt von Heinrich Butzer, Tiefbau-Betonbau, Dortmund-Kattowitz.
(Fortsetzung.) Hierzu die Abbildungen Seite 44 und 45.



ine zweite Wäsche, ebenfalls im westfälischen Kohlenrevier für eine Stundenleistung von 100^t und einen Gesamthalt von 2800^t mit daneben befindlichem Kohlenturm zeigt Abbildung 7, S. 45 im Schaubild. Auch hier erkennt man wieder deutlich die charakteristische Form der Eisenbetonbauweise, welche absichtlich klar

gezeigt wird, um auch nach außen die neuere Bauart zu kennzeichnen.

Die Abbildung 8, S. 44 gibt eine Innenansicht einer anderen Kohlenwäsche mit einer Stundenleistung von 120^t und einem Nutzinhalt sämtlicher Schwemmsümpfe von 3000^t. Die Feinkohle wird bekanntlich maschinell aus den Schwemmsümpfen abgezogen, was sorgfältig durchkonstruierte Anlagen erfordert, da sonst derartige hohe Stundenleistungen nicht zu erzielen wären. Es handelt sich bei Kohlenwäschen teilweise um recht verwickelte Formen, welche sorgfältige Schalarbeit und Herstellung erfordern. Die Ueberlaufriegen, Ausläufe der Klärbehälter und Schwemmsümpfe usw. müssen durchaus richtig liegen, soll nicht der ganze Betrieb der Wäsche gestört werden.

Ein bemerkenswertes Bauwerk, einen Kohlenturm von 1000^t Nutzinhalt, gelegen im Rheinland und zwar bestimmt für fremde Kohle, welche in Kübelwagen zugeführt und mittels Kraneinrichtung in den Füllrumpf gehoben wird, sieht man auf Abbildung 9, S. 45. Diese bei Kohlentürmen im allgemeinen nicht übliche Anordnung hatten den links oben im Bilde sichtbaren, konsolartig aufgebauten Anbau zur Folge; trotzdem ist es gelungen, das ganze Aussehen des Turmes einheitlich zu gestalten und einen guten Gesamteindruck zu erzielen, wozu in der Hauptsache die Lösung der Dachausbildung beiträgt. Die Höhe des Turmes beträgt 38,5^m. Die bebaute Grundfläche 130^{qm}. Abbildung 10 a und b, S. 42 geben noch einen Schnitt durch den Turm nebst Grundriß.

Schließlich sei noch in Abbildung 11, S. 45 ein Kohlenturm im rhein.-westf. Industriegebiet im Bild gezeigt. Er faßt 1000^t Kohle und läßt erkennen, daß die Forderungen der maschinellen Einrichtungen bei der Formgebung in durchaus günstigem Sinne berücksich-

tigt werden konnten. Seine konstruktive Ausgestaltung ist in Abbildung 12a—c, S. 42 noch in Schnitten und Grundriß dargestellt.

Die in neuerer Zeit für die Herstellung von Rohaluminium in großen Mengen benötigte Tonerde erfordert, genau wie alle anderen Massengüter, geeignete Lagerbehälter, aus denen sie zur Weiterfabrikation entnommen werden kann. Einen solchen Silo für etwa 7500^{cbm} Fassungsraum zeigt Abb. 13 a—c und 14, S. 44. Der Behälter enthält 48 Zellen, welche in üblicher Weise je einen trichterförmigen Auslaufboden besitzen. Eine genaue Ermittlung des Materialaufwandes ergab, daß diese Zellenteilung gegenüber derjenigen, bei welcher immer 4 Ausläufe zu einer größeren Zelle zusammengefaßt und die dazwischen liegenden Wände in Fortfall gekommen wären, sich am günstigsten stellte. Unterstützt werden die Zellen durch ein System von Säulen mit Füßen aus Eisenbeton, wobei die sternförmigen, durch die Vouten in den Zellenecken entstehenden, Querschnitte gleichzeitig als tragende Stützen zwischen den einzelnen Silozellen mit benutzt werden. Ueberhaupt war der Grundgedanke bei dem Entwurf der, mit Rücksicht auf die bereits zur Zeit der Herstellung des Bauwerkes nur in sehr geringer Zahl zur Verfügung stehenden Facharbeiter jede unnötige, verwickelte Schalung und Bewehrung zu vermeiden.

Die Silozellen werden oben durch eine Decke abgeschlossen, welche gleichzeitig den Fußboden des Dachraumes bildet. Der Dachraum wurde entsprechend den übrigen auf dem Werk befindlichen Gebäuden durchgebildet und erhielt daher die auf den ersten Blick etwas sonderbar anmutende dreiteilige Form. Die Beleuchtung geschieht durch kleine runde Fenster in den Längsseiten sowie in der Hauptsache durch sattelförmige Oberlichter. Vor der freien Giebelseite des Silos — die andere Giebelfront stößt unmittelbar an das Umformerhaus —, befinden sich 3 Aufgabeturme mit dazwischen liegendem Treppenhaus.

Im Gegensatz zu dem Behälter, dessen Wände — auch die im unteren Teil aus rein architektonischen Gründen angeordneten — aus reinem Eisenbeton bestehen, sind die Türme als Eisenbeton-Fachwerkbauten mit Ausmauerung ausgebildet. Diese Bauart wurde der Kostenersparnis wegen gewählt. Die Säulen der Türme ruhen auf umgekehrten Plattenbalken, sodaß demge-

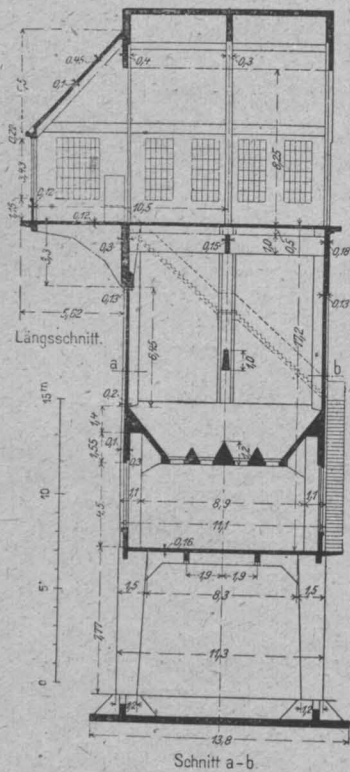


Abb. 10a und b. Längsschnitt.
(links)
Abb. 12 a-c.
(rechts)

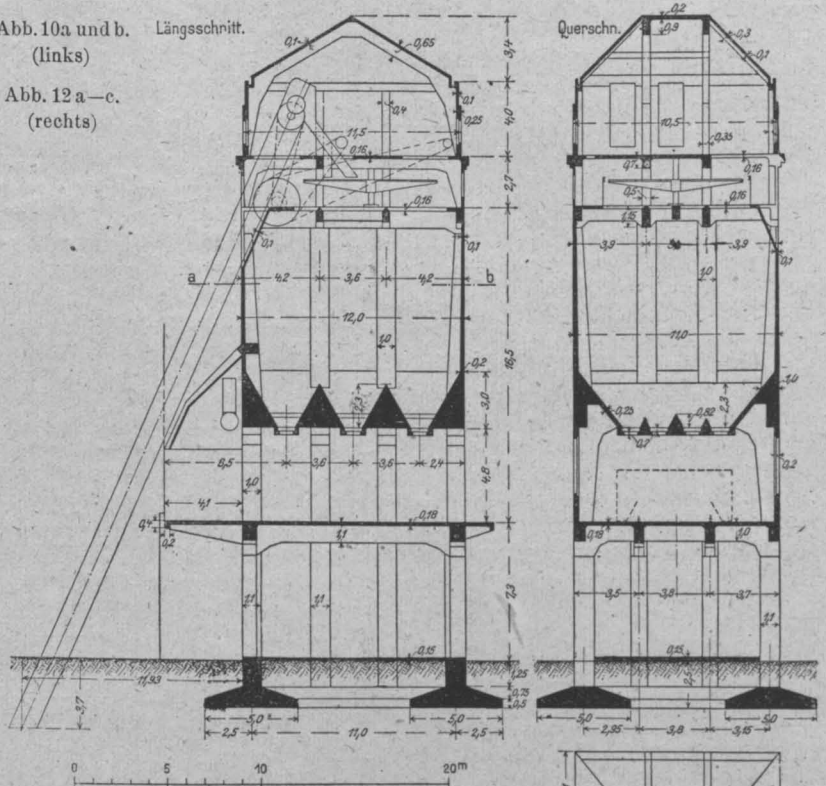
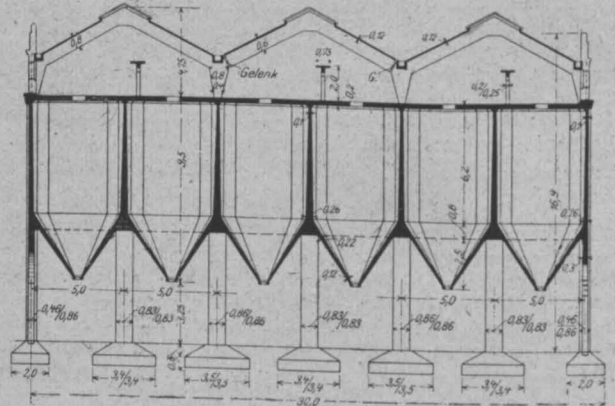
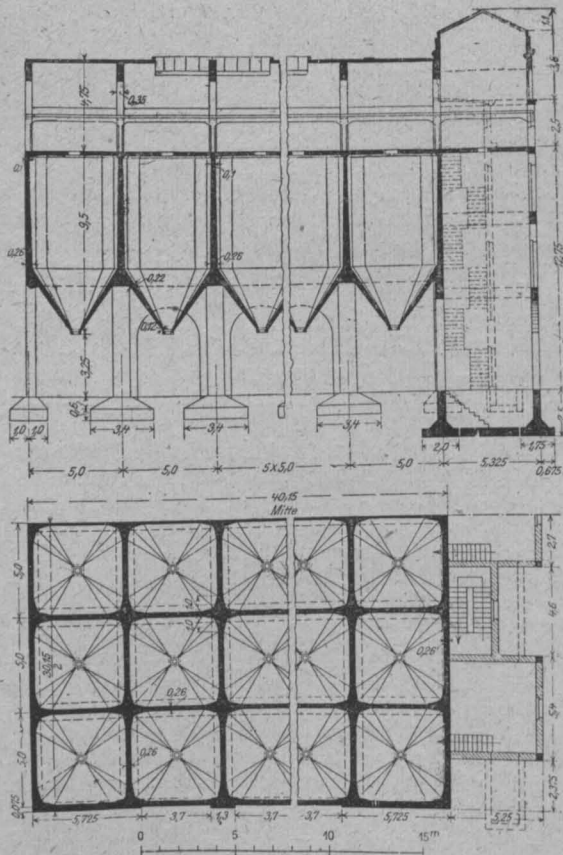
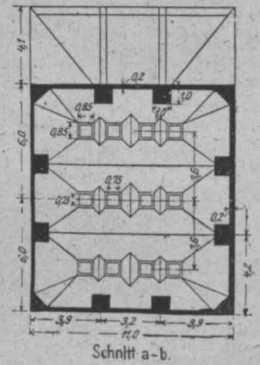


Abbildung 10 (links).
Kohlenturm für 1000t Nutzinhalt im Rhein-
land. Schnitte zum Schaubild Abbildung 9.

Abbildung 12 a-c (rechts).
Kohlenturm für 1000t. Schnitte zum Schau-
bild Abbildung 11.

Abbildung 13 a-c (unten).
Silanlage für Tonerde zur Aluminium-
Fabrikation. 7500 cbm Fassang.



maß der Fundamentstreifen unterhalb der Siloaußen-
wand als Träger auf drei Stützen und derjenige unter

der Turmaußenwand als solcher auf 2 Stützen anzusehen
ist. Die untere Platte dieser Balken, welche gleichzeitig
die Sohle der Gruben bildet, hat 2 Trennungsfugen er-
halten, um die Biegung nicht unnötigerweise auf einen
zu großen Teil zu übertragen. Die vorhandene Festig-
keit des Baugrundes, welcher bis 3 kg cm^2 belastet
werden durfte, ließ diese Maßnahme zu. Die Decke über
den Silozellen erstreckt sich auch durch die Türme. Die
beiden seitlichen erhielten als oberen Abschluß pyra-
midenförmige Dächer, während im mittleren Turm mit
Rücksicht auf die damals noch bestehende große Flie-
gergefahr, eine obere Plattform nebst darunter befind-
lichem, möglichst schußsicherem Unterstand für eine
Fliegerabwehrabteilung angeordnet wurde. Zugänglich
ist das ganze Gebäude durch ein Treppenhaus, welches
zwischen 2 Türmen liegt und zunächst die Decke über
den Silozellen erreichen läßt. Von hier aus kann man
alsdann durch einen weiteren Treppenlauf mit in den
Boden der Plattform des mittleren Turmes eingebauter

Falltür die Fliegerabwehrstation erreichen. Das Treppenhaus besteht ebenfalls aus einem ausgemauerten Eisenbeton-Fachwerk.

Die Füllung des Silos vollzieht sich nun folgendermaßen: Die kalzinierte Tonerde wird von auswärts auf Bahnwagen zugeführt und mit Hand in eine neben dem einen äußeren Turm befindliche kleine Einwurfgrube geworfen. Diese Einwurfgrube enthält einen eisernen Trichter, durch welchen das Material auf eine darunter befindliche Transportschnecke fällt. Der Kanal, in welchem diese Transportschnecke läuft, verbindet die Einwurfgrube mit den 3 Aufgabtürmen; auf diese Weise gelangt das Material zu den drei in den Türmen befindlichen senkrechten Becherwerken. Die Becherwerke heben die Tonerde bis in Höhe der Verteilungsschnecken über den Zellen, von wo aus sie alsdann durch schräge Verteilungslatten in die einzelnen Siloabteilungen fällt. Des flachen Böschungswinkels wegen füllen sich diese Zellen fast bis unter die Decke. Die Transportstege aus Eisenbeton, welche neben den drei Verteilungsschnecken angeordnet sind, ermöglichen eine Kontrolle der Füllung. Der Antrieb der maschinellen Einrichtung geschieht durch Elektromotoren von der Decke über den Silozellen aus.

Rißbildung im Eisenbetonbau und ihre Beschränkung.

Nach einem Vortrag, gehalten im „Oesterr. Ingenieur- und Architekten-Verein“ von Dr.-Ing. R. Saliger, Prof. der Technischen Hochschule in Wien.



Zugfestigkeit und Dehnfähigkeit des Betons. Die reine Zugfestigkeit ist nicht leicht zu bestimmen, die Versuchsergebnisse weichen stark von einander ab. Sie ist bei gleicher Betongüte wesentlich abhängig von Größe und Querschnitt der Versuchskörper. In Körpern von baumäßigen Abmessungen zeigt guter Baubeton eine Zugfestigkeit von durchschnittlich etwa 15 kg/cm^2 , die gleiche Ziffer ergibt sich bei Beanspruchung durch die Hauptzugspannungen infolge der Querkkräfte.

Die Kenntnis der Biegezugfestigkeit ist in den meisten Fällen wichtiger als jene der reinen Zugfestigkeit. Die Biegezugfestigkeit ist ein durch Rechnung nach der üblichen Biegeformel ermittelter Festigkeitswert, der 1,7 bis 2 mal größer ist als die reine Zugfestigkeit. Der Unterschied ist die Folge der Nichtgeltung des Hooke'schen Verhältnissgesetzes für Beton. Die Biegezugfestigkeit ist an nicht bewehrten Betonbalken durch Belastung bis zum Bruch leicht, auch am Bauplatz, zu bestimmen. An bewehrten Betonträgern läßt sich die Biegezugfestigkeit dann ermitteln, wenn die ersten ganz feinen Risse festgestellt werden können; diese Rißbeobachtung ist in der Regel nur mit besonderen Hilfsmitteln durchzuführen, muß also der entsprechend eingerichteten Versuchsstätte überlassen bleiben. Als Mittelwert der Biegezugfestigkeit guten Baubetons kann 30 kg/cm^2 gelten.

Unter Dehnfähigkeit des Betons ist jene Längenänderung zu verstehen, die der Beton bis zum Zerreißen erleidet. Ihre Feststellung ist sehr schwierig, erfordert genaueste Messungen und Beobachtungen und war lange Gegenstand großer Meinungsverschiedenheiten. Die Dehnfähigkeit ist in nicht bewehrtem und in bewehrtem Beton ziemlich gleich und zwar 0,1 bis höchstens $0,2 \text{ mm}$ auf 1 m Länge.

Ursache der Risse. Jeder Riß im Beton ist die Folge von Zugspannungen, zuweilen von Scherbeanspruchungen. Zugrisse treten senkrecht zur Richtung der Zugspannungen auf, wenn die Zugfestigkeit des Stoffes überschritten wird. Statt der Spannungen können die Dehnungen in Betracht gezogen werden und es folgt: Zugrisse entstehen, wenn die Dehnfähigkeit des Betons überunden ist. Einer mittleren Dehnfähigkeit von $0,15 \text{ mm}$ auf 1 m Länge entspricht eine Eisenzugspannung von rd. $2000000 \cdot 0,15 \cdot 10^{-3} = 300 \text{ kg/cm}^2$, d. h. sobald die wirkliche Eisenspannung 300 kg/cm^2 erreicht, entstehen in dem das Eisen umgebenden Beton Risse; diese sind außerordentlich fein und können nur bei genauester Beobachtung gesehen werden.

Die Spannungen sind: Die Eigenspannungen des Stoffes, die Wärmespannungen, die Belastungsspannungen und die Spannungen aus nicht berücksichtigten Auflagerbewegungen.

Die Eigenspannungen als Rißursache. Eigenspannungen sind jene Beanspruchungen, die durch die Eigentümlichkeit des Stoffes, unabhängig von den Belastungsspannungen, entstehen. Sie sind eine ähnliche Erscheinung wie die Gußspannungen im Gußeisen oder Glas. Ursachen der Eigenspannungen sind die nicht vollkommen

Unterhalb der Trichter läuft eine Hand-Hängebahn, welche die Tonerde zu den Ofenhäusern schafft. Der Verschluß der einzelnen Trichter besteht aus gewöhnlichen Schiebern, welche von Hand bewegt werden. Zwischen Hängebahn und Auslaufverschluß können, wenn sich das im Betrieb als wünschenswert herausstellt, noch automatische Waagen angeordnet werden.

Die Trennung des eigentlichen Behälters von der Aufgabevorrichtung ergab ein in architektonischer Hinsicht völlig klares, einwandfreies Bild. Der Charakter des Bauwerkes als Vorratsbehälter tritt gut hervor, desgleichen empfindet auch der Laie, daß die drei Türme nicht etwa als architektonische Zugabe aufzufassen sind, sondern bestimmten Betriebszwecken dienen müssen. Das Gebäude erhielt einen äußeren rauhen Zementspritzbewurf, sämtliche Innenflächen wurden, soweit sie sichtbar sind, weiß gekalkt. Die Dachdichtung besteht aus einer Doppellage Ruberoid. Die Entwässerung des Daches wurde in üblicher Weise angeordnet. Hierbei ist zu beachten, daß in den Kehlen zwischen den Dachbindern die Dachrinnen mittels gußeiserner Röhren durch die Binder geführt wurden, um dieselben nicht in ihren gefährlichen Querschnitten zu schwächen. —

(Schluß folgt.)

gleichen Wärmedehnungen des Betons und Eisens, dann die aus bleibenden Formänderungen des Betons entstehenden verbleibenden Spannungen und endlich als wichtigste die Schwindung des Betons.

Schwindung des Betons. Nach der Abbindung des Zementes beginnt der jahrelang dauernde Erhärtungsvorgang. Während dieser Zeit vollziehen sich als Folge der chemischen Umwandlungen Raumänderungen des Mörtels und des mit ihm hergestellten Betons. Bei Lufterhärtung dehnt sich der Mörtel anfangs etwas aus und zieht sich vom 5. bis 7. Tag an zusammen; er schwindet. Je fetter der Mörtel und Beton sind, desto größer ist die Schwindung. Sie nimmt in den ersten Monaten der Erhärtung rasch, später langsam zu. Reiner Zement schwindet nach zweijähriger Erhärtung bis um 2 mm auf 1 m Länge, Mörtel und Beton wesentlich weniger. Beton 1:4 schwindet nach 20 Tagen um $0,01 \text{ mm}$, nach 100 Tagen um $0,21 \text{ mm}$, nach 1 Jahr um $0,41 \text{ mm}$, nach 6 Jahren um $0,51 \text{ mm}$ auf 1 m Länge (Versuche von Bach's). Auch erhärteter Beton erleidet bei Aufnahme von Feuchtigkeit oder Austrocknen Raumänderungen (Quellen und Schwinden).

Ein längerer Betonkörper, der sich nicht ungehindert zusammenziehen kann, reißt und es bilden sich wilde Fugen (z. B. bei Stützmauern, Fußböden, Gewölben); daher ist künstliche Fugenteilung unbedingt notwendig.

Erfordernisse für geringe Schwindung. Die Erkenntnis ist noch nicht weit vorgeschritten. Wir wissen Folgendes aus Versuchen (Deutscher Ausschuß):

Magere Mörtelmischungen, bei denen die Hohlräume des Sandes nicht ausgefüllt sind, haben geringere Schwindung als fette Mischungen.

Wenig wassersaugender Sand und Kies oder Schotter vermindert die Schwindung, ebenso die Entfernung des feinsten Staubes aus dem Sand durch Waschen oder Sieben und langes Feuchthalten des Betons.

Scharf gebrannter und nicht übertrieben fein gemahlener Zement liefert Beton von geringster Schwindung.

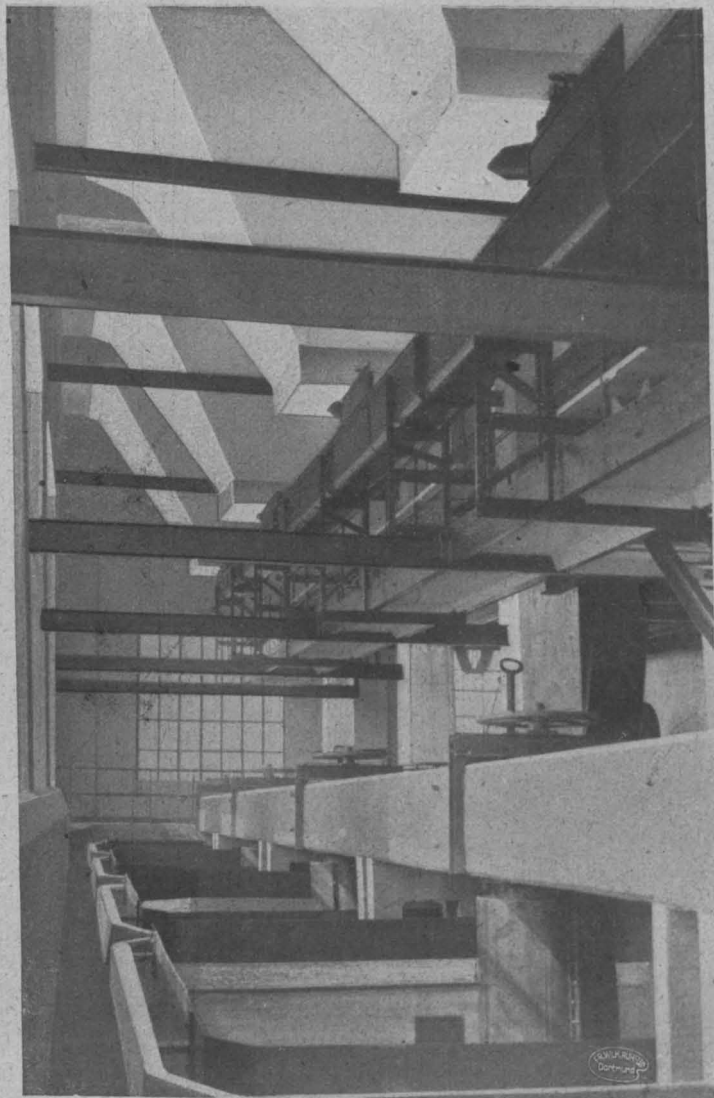
Zu vermuten ist, daß hochwertiger Zement mit stürmischer Erhärtung starke Schwindung des Betons zur Folge hat.

Der Eisenbeton legt großen Wert auf die Erzeugung von wenig schwindendem Zement; dieses Verlangen ist wichtiger als die Erreichung außerordentlicher Festigkeit, die in der Regel nicht benötigt wird.

Schwindspannungen. Der Schwindung des Betons widerstrebt das eingebettete Eisen; es erleidet Druck, während der Beton gezogen wird. Je stärker die Eisenbewehrung ist, desto größer sind die Schwindspannungen. Von großer Bedeutung ist die Anordnung der Eiseneinlagen. Fällt deren Schwerpunkt mit jenem des Betonquerschnittes zusammen (z. B. in Säulen), so entstehen gleichverteilte Zugspannungen im Beton von verhältnismäßig geringer Größe. Liegen die Eiseneinlagen einseitig (z. B. in zugbewehrten Balken), so liegt eine einseitige Zugkraft im Beton vor, die Biegebeanspruchungen erzeugt. Der Träger verkürzt und verkrümmt sich. Bei einer Schwindung von $0,3 \text{ mm}$ auf 1 m Länge entstehen Biegezugspannungen

von etwa 16 kg/cm^2 , wenn die Bewehrung 1% , von etwa 27 kg/cm^2 , wenn die Bewehrung 2% beträgt. Die Verkürzung der Stabachse ist die gleiche, als wenn diese um etwa 25° C . abgekühlt würde; die Verkrümmung des Stabes entspricht einer ungleichen Abkühlung der oberen und unteren Balkenschichten, wobei die stärkere Abkühlung an der nicht bewehrten Trägerseite zu denken ist. Schwindspannung und Verkrümmung vermindern sich, wenn beide Seiten des Balkens bewehrt sind. Rippenbalken erleiden stärkere Spannungen als Rechteckbalken.

Tragwerk - Eigenspannungen. In statisch unbestimmten Trägern erzeugen die Verkürzung der Stabachse und die Verkrümmung der Stäbe Tragwerkspannungen, die sich mit den Stoff-Eigenspannungen gemäß den Vorzeichen zusammensetzen. Die rechnerische Verfolgung dieser Tragwerkspannungen ist sehr verwickelt, da wegen der wechselnden Lage und Stärke der Bewehrung die Maße der Verkürzungen und Verkrümmungen sich ständig ändern. In den

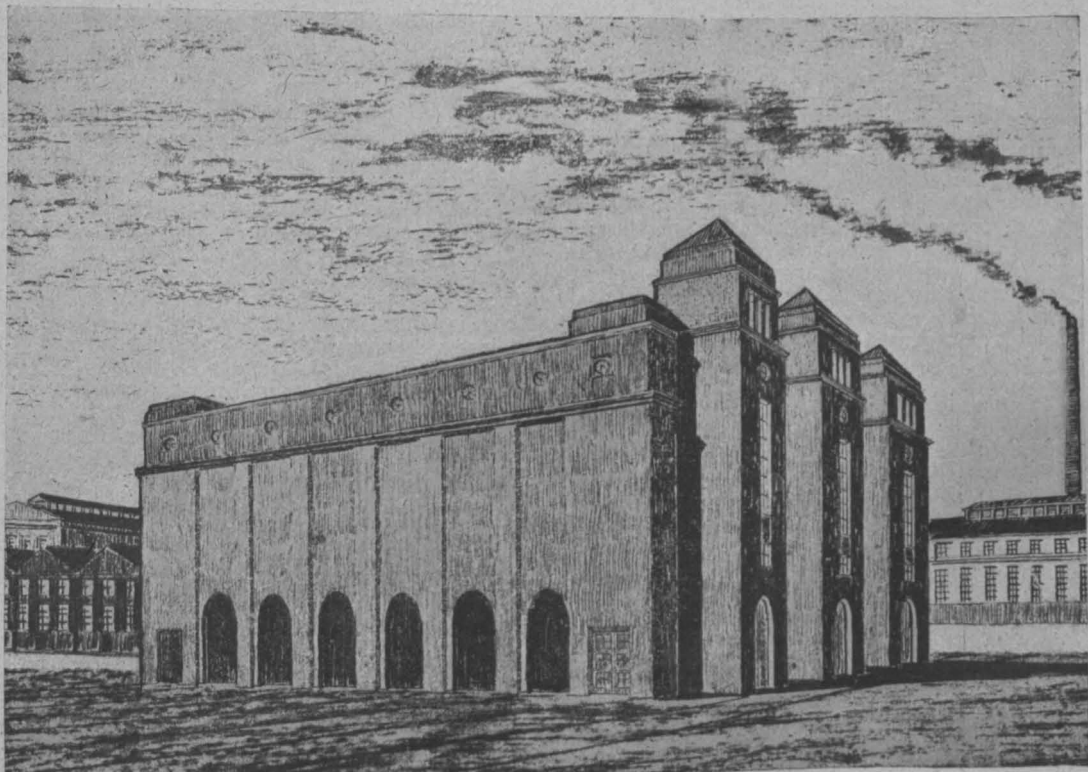


erweist, können nur verhältnismäßig rohe Annahmen in Betracht gezogen werden, die zum Teil durch die Vorschriften geregelt sind.

Wärmespannungen. Darunter sind jene Beanspruchungen in statisch unbestimmten Tragwerken zu verstehen, die durch Wärme - Änderungen hervorgerufen werden. Sie sind entweder für den ganzen Tragkörper gleich oder, was die Regel ist, verschieden. Die Größe der äußersten Wärmeänderungen ist nach der Erfahrung festzusetzen und die Vorschriften geben gewisse Richtlinien an.

Belastungsspannungen. Es sind jene Beanspruchungen, die aus der Belastung des Tragwerkes mit den bleibenden Gewichten und mit den Nutz- oder Verkehrslasten entstehen. Die Zuganstrengungen des Betons, die zur Rißbildung führen, heißen Anrißspannungen. Im Balken sind sie durch die Biegezugfestigkeit des Betons gegeben. Bis zur Rißbildung wirkt der Beton bei der Zug-

Abbildung 8 (neben).
Blick in das Innere einer
Kohlenwäsche
(120 t Stundenleistung).



Silobauten in Eisenbeton. Abbildung 14. Siloanlage für Tonerde (7500 cbm) zur Aluminium-Fabrikation.

meisten Fällen der Bauanwendung, wo sich die Ermittlung der Tragwerk - Eigenspannungen als notwendig übertragung mit und die Eisenspannungen sind gering. Sie betragen, entsprechend der Dehnfähigkeit des Betons, etwa

250 kg/cm². Reißt der Beton, so wachsen die Eisenspannungen plötzlich an, da sie nunmehr die gesamte Zugkraft auf-

Rechnungsspannungen im Eisen beim Anriß des Betons sind daher umso größer, je schwächer die Bewehrung ist. Nach

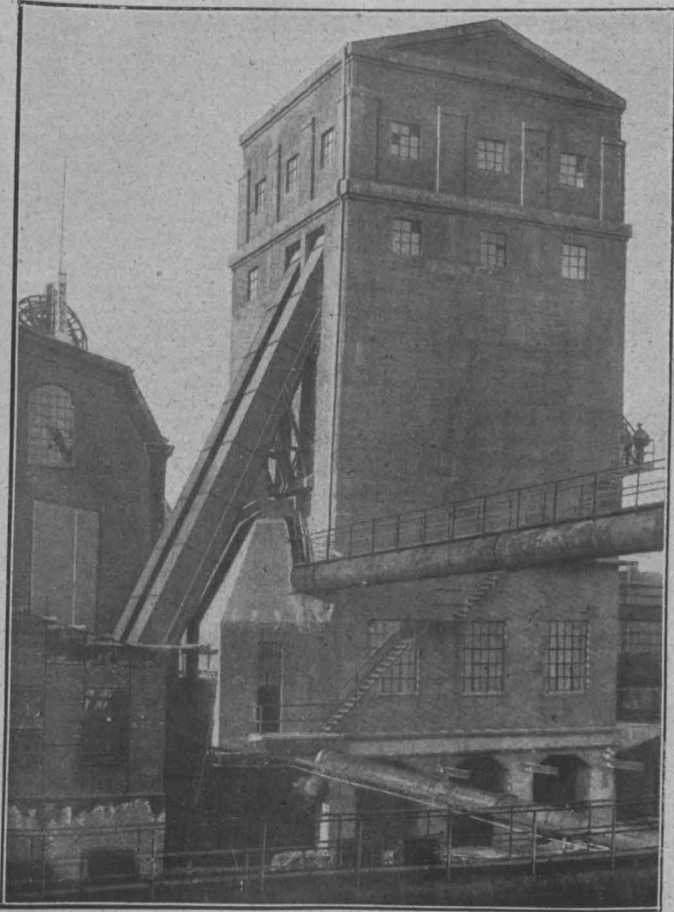


Abbildung 11. Kohlenturm für 1000t Fassung.

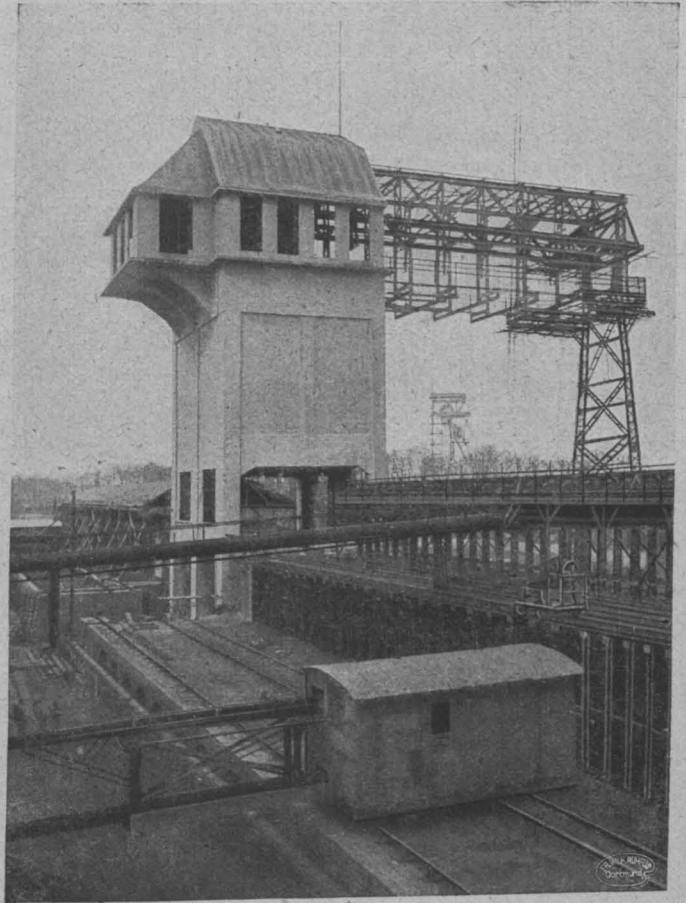
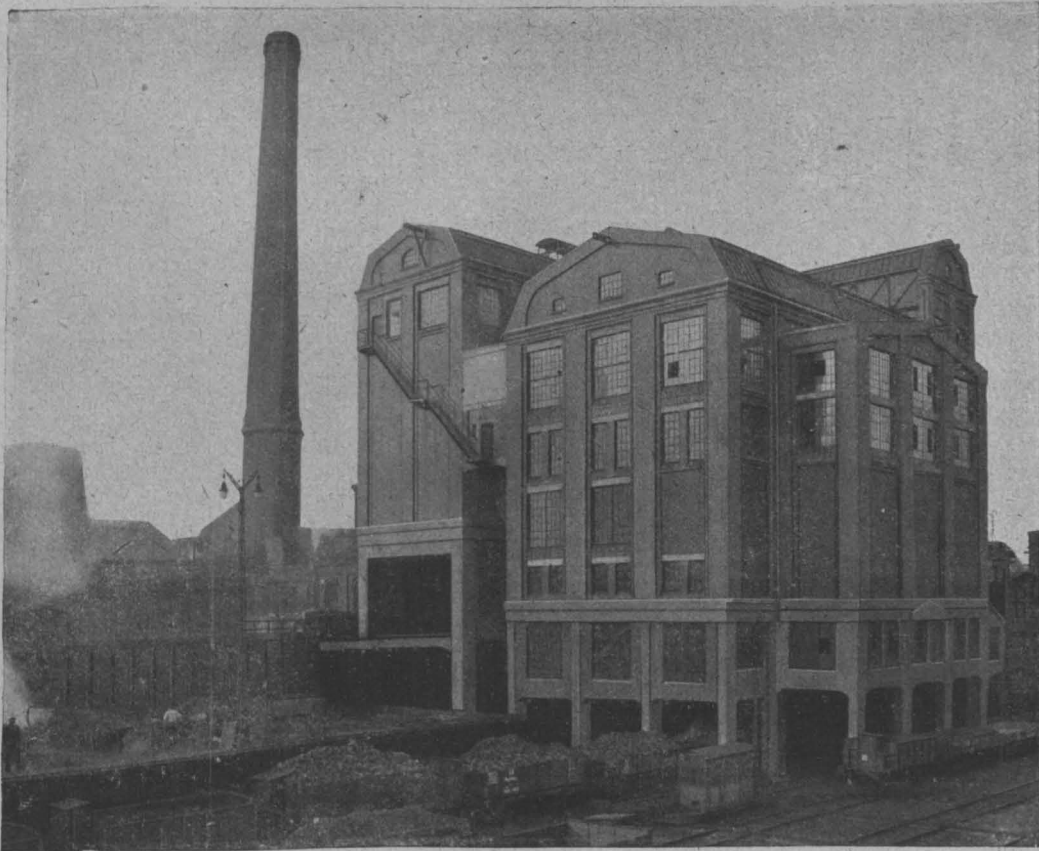


Abbildung 9. Kohlenturm für fremde, mit Kübeln und Aufzug zugeführte Kohle (1000t).



Silobauten in Eisenbeton. Abb. 7. Gesamtansicht einer Kohlenwäsche in Westfalen. (Stundenleistung 100 t, Ges.-Inhalt 2800 t.)

nehmen müssen. Diesen Zustand legen wir der üblichen den Versuchen v. Bach's ergibt sich zwischen diesen die Beziehung für die Querschnittsbemessung zugrunde. Die $(\sigma_e - 250) \cdot \mu = 5,5$.

Hiervon bedeutet σ_e die Spannung im Eisen ohne Berücksichtigung der Zugzone des Betons und $\mu = F_e : b_0 d$, wenn F_e den Zugeisenquerschnitt, b_0 die Breite des gezogenen Betonquerschnittes und d die Gesamtdicke des Balkens ist.

Bei der Bewehrung von $\mu = 0,5\%$ kann $\sigma_e = 1350$

kg/cm² betragen, ehe ein Belastungsriß auftritt; für $\mu = 1\%$ ist $\sigma_e = 800$ kg/cm², für $\sigma = 5\%$ ist $\sigma_e = 360$ kg/cm². Je schmaler die Rippe ist, desto niedriger liegt die Reißspannung. In Rippenbalken ist die Reißgefahr wesentlich größer als in Rechteckquerschnitten. —

(Schluß folgt.)

Der Betonbau auf der Ausstellung „Sparsame Baustoffe“ in Berlin. (Fortsetzung statt Schluß aus Nr. 5.)

Am Ort hergestellter Eisenbeton-Tragpfosten bedient sich auch die schon mehrfach erwähnte „Thermos-Bauweise“ von Pohlmann & Franke, Hamburg, die in der Unterteilung der isolierenden Luftschichten jedenfalls am weitesten geht. Wie die Abbildung 5 erkennen läßt, werden die Außenwände des Baues aus

Zellen, von denen die beiden äußeren aus Holzrahmen, überspannt mit imprägnierter Pappe, gebildet sind, während die inneren aus leichten genuteten Holzrahmen mit einer eingeschobenen Papplage bestehen. Die beiden äußeren Zellen sind entsprechend länger als die inneren, sodaß am Zusammenstoß zweier Zellkörper lotrechte Hohlräume entstehen, in welche Beton mit Eiseneinlagen eingebracht wird, so daß tragfähige Pfosten entstehen. Diese sind aber durch die überdeckende Luftzelle gegen die Außenluft abgeschlossen, so daß der Hartbeton der Pfosten noch besonders isoliert ist. Die Wandbaukörper werden auf ihren Außenseiten mit Rohrgeflecht überzogen, auf das eine Schicht Leicht- oder Thermos-Beton (mit Kieselgur-Beimischung zum Zement) entweder gleich in der Fabrik, oder bei größeren Bauanlagen in der Nähe der Baustelle, aufgebracht wird. Die einzelnen Körper werden dann mit Zementmörtel versetzt, der aber nur die Fugen der Leichtbetonschicht ausfüllt. Die ganze Wandfläche kann nach Fertigstellung dann noch verputzt werden. Die Abbildung zeigt auch die Ausbildung von Zwischengiebelwänden, Decken, Dächern in der gleichen Bauweise. Die ersteren werden aus Wandbaukörpern mit nur 3 Luftzellen hergestellt, von denen aber die beiden äußeren mit einem leichten, körnigen Stoff ausgefüllt werden, um bei Reihenhäusern die Schallübertragung zu dämpfen. Die Gesamtdicke der Außenwände beträgt nur 29 cm, ihre Wärmeleitfähigkeit wird mit nur 0,33 angegeben, während sie für eine 1½ Stein starke Ziegelwand 0,78 beträgt, für eine Schwemmsteinwand gleicher Stärke noch 0,59 erreicht. Das Gewicht einschl. Tragpfosten wird für 1 qm Wand zu 234 kg angegeben, gegenüber 608 kg einer 1½ Stein starken Ziegelwand. Die Gewichtersparnis, die sich bei Transport und Gründung geltend macht, ist also sehr erheblich. In Bezug auf Leichtigkeit, Baustoffersparnis und Wärmehaltung entspricht die Bauweise jedenfalls sehr hohen Ansprüchen, wie weit sie in Bezug auf Dauerhaftigkeit genügt, müßte sich erst noch erweisen. Auch erscheint die Herstellung der Körper doch so verwickelt, daß es fraglich erscheint, ob die Bauweise gegenüber dem Massivbau hinsichtlich der Kosten eine Ersparnis bedeutet.

Außerordentlich mannigfaltig ist die Anwendung von Beton in Platten- und Quaderform. Die einfachsten Ausführungsformen schließen sich dabei der Ausführungsweise der Ziegelwände mit Luftschlitzen an. Lediglich glatter, rechtwinklig-parallelepipedischer Steine, die übrigens in

Thermosbau

Pohlmann-Franke
D. R. P. u. D. R. P. ang.

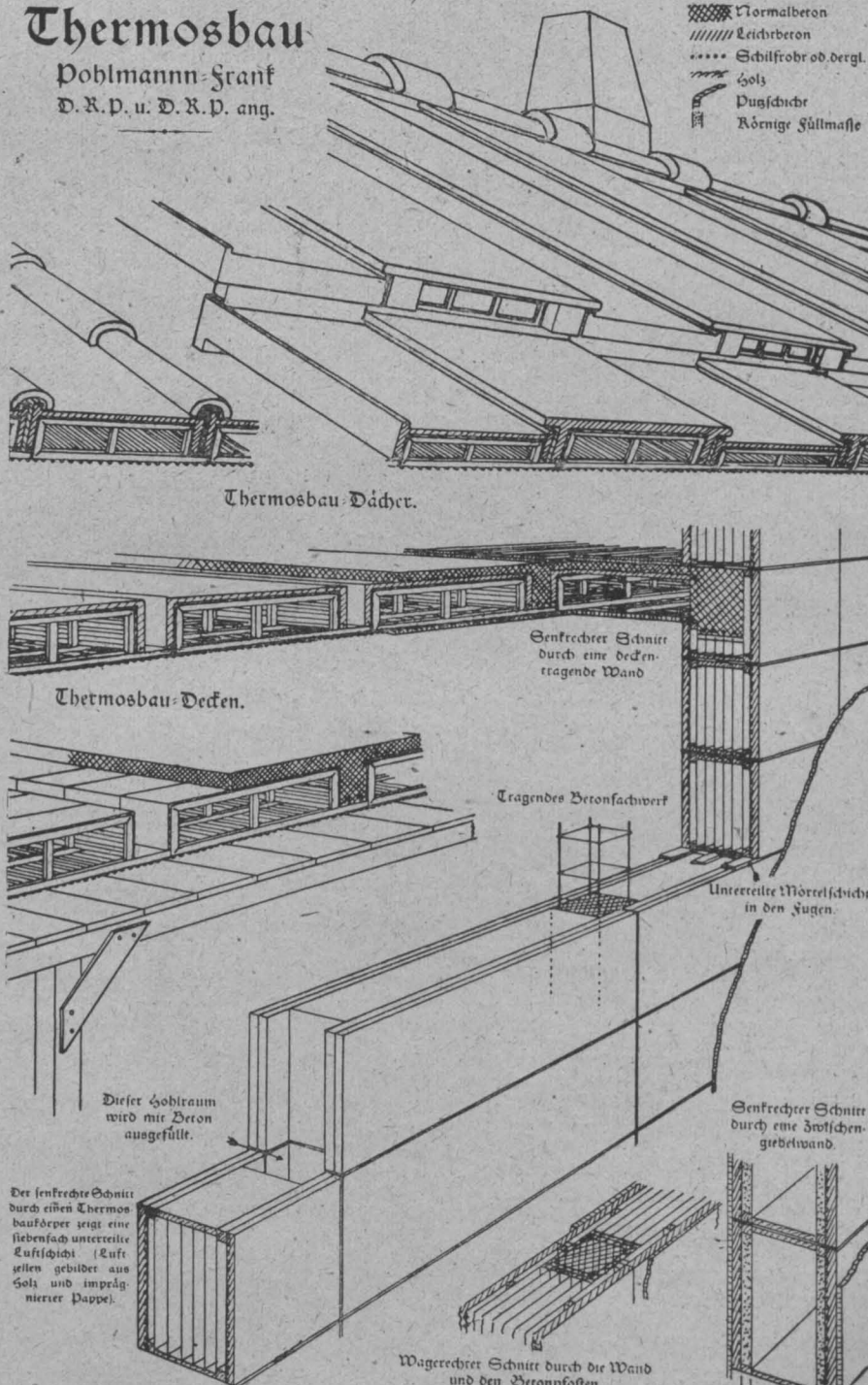


Abbildung 5. Aus der Schrift „Die neue, leichte, wärmehaltende Betonbauweise ohne Schalung“. Von Paul A. R. Frank, Hamburg 1918. Verlag Boysen & Maasch. (Vergl. No. 4, S. 28).

Zellenkörpern zusammengesetzt, die fabrikmäßig hergestellt werden, so groß sind, daß nur 3 auf 1 qm Wandfläche entfallen, dabei aber so leicht, daß sie von einem Mann gehoben und versetzt werden können. Sie enthalten im Inneren nicht weniger als 7 allseitig abgeschlossene Luft-

jedem Baustoff ausgeführt werden können und nach Abbildung 6 zu einer Wand zusammengebaut werden, bedient sich die „Jurko-Platten-Hohlwand“ der Arch. J. und R. Koppe in Leipzig. Bei so hergestellter 32 cm starker Hohlwand berechnen sich die Erfinder gegenüber einer

Vermischtes.

Kragträgerbrücke in Eisenbeton in Gleiwitz O.-S. Die besonderen örtlichen Verhältnisse, die bei Ausführung einer Straßenbrücke über die Klodnitz im Zuge der Wilhelm-Straße in Gleiwitz zu beachten waren, haben bei einer Spannung der Brücke von 18 m zu einer bemerkenswerten Ausführungsform geführt, über die das „Zentralbl. d. Bauverwaltung“ 1919 No. 13 berichtet. Die besonderen örtlichen Bedingungen waren: beschränkte Konstruktionshöhe in Brückenmitte, Notwendigkeit mit Rücksicht auf benachbarte Wohnbauten nach hinten stärker ausladende Fundamente zu vermeiden, Absicht das vorhandene Pfahlrost-Fundament der alten Balken-Brücke möglichst zu verwenden. Es war daher aus den beiden letzteren Gründen eine Bogenbrücke ausgeschlossen, aus dem ersten eine einfache Balkenbrücke, da der Verkehr auf der Brückenbahn in keiner Weise behindert werden sollte. Die Brücke ist daher als Kragkonstruktion mit eingehängtem Mittelträger von 9 m Stützweite und beiderseitigen Kragarmen von je 4,5 m Kragweite ausgeführt, wobei die Unterkante-Konstruktion aus ästhetischen Gründen Korbform erhalten hat. Die Konstruktionshöhe im Scheitel beträgt nur 1 m, dabei besteht die Fahrabdeckung aus 18 cm starkem Granitpflaster mit Zementfugenverguß auf Sandschicht, entspr. den anschließenden Straßenstrecken bei 1:50 Längs- und Querschnitten. Bei 20 m Brückenbreite, wovon 10 m auf den Fahrdamm entfallen, sind 5 Rippen unter dem Fahrdamm, je 1 an den Stirnen angeordnet. Die Kragarme gehen unmittelbar in die Widerlagsrippen über, die hinter der Widerlagsstirn nicht mehr als 3,9 m vortreten, während durch Vorkragung des Fundamentes um 3 m in die Brückenöffnung hinein eine Fundamentbreite von 6,9 m erzielt worden ist. Die Kragarme erhalten in der Druckzone eine starke Pressung von 50 kg/cm², es mußte daher hier eine Spiralbewehrung eingelegt werden. Die auf dem Pfahlrost ruhende Grundplatte, die zwischen den Rippen nur 0,65 m Stärke besitzt, ist kräftig mit Rundstahl bewehrt. Die Enden des eingehängten Trägers ruhen zunächst auf gußeisernen Auflagerplatten, zwischen die eine Hartbleiplatte eingelegt ist. Das Lehrgerüst ist so ausgeführt worden, als wenn es sich um eine Bogenbrücke ohne Gelenke handelte. Die Ausführung der Bauarbeiten lag in den Händen des Betonbaugeschäftes Robert Josefek in Gleiwitz, von dem auch der Entwurf herrührt. Sie wurde von der Stadtbauverwaltung, Stadtbaurat Hache, Bauleiter Reg.-Bmstr. Borchard überwacht.

In dem Aufsatz wird darauf hingewiesen, daß eine Ausführung dieser Art bisher nur bei der Mangfall-Brücke bei Weyarn Ob.-B. zu finden, bei einem Wettbewerb für eine süddeutsche Brücke von der A.-G. Dyckerhoff & Widmann vorgeschlagen worden sei. Gemeint ist mit letztem wohl der Wettbewerb um die Brücke im Zuge der Benckiser-Straße in Pforzheim, den wir in unseren „Mitteilungen“ Jahrg. 1916 S. 68 ff. veröffentlicht haben. Es handelte sich dort aber um eine Zweigelenkrahmen-Brücke, bei welcher die Widerlager zwar ähnliche Form zeigen und auch der Zweck verfolgt wurde, die Stützweite und die Ausladung der Widerlager nach hinten zu verringern. Die statische Wirkung der Konstruktion ist aber doch eine andere. —

Angaben über Preisberechnungsgrundlagen in der Literatur. Das sprunghafte Ansteigen der Preiskurven seit den bewegten Zeiten des Krieges hat für die verschiedenen Bestandteile einer Preisberechnung zu einer durchaus ungleichen Entwicklung geführt. Die prozentuale Zunahme ist durchaus verschieden, eben nicht allein in der allgemein wirtschaftlichen Lage begründet, sondern zum großen Teil auch durch Knappheit an Arbeitern, an Baustoffen usw. Sie ist insbesondere auch verschieden in den beiden Hauptgruppen: Arbeitslohn und Baustoff. Diese Verhältnisse machen einen grundsätzlichen Mangel der meisten Literaturangaben über Preisberechnungsunterlagen offenkundig, einen Mangel, der zwar auch früher bestand, jedoch wegen des gleichmäßigen Anstiegens der Preise nicht zu sehr in die Erscheinung trat. Die jetzigen Preisangaben, sowohl in Lehrbüchern wie in Zeitschriften ermöglichen meist keine praktische Verwendung. Insbesondere haben die in Handbüchern, Lehrbüchern usw. mitgeschleppten absoluten Preiszahlen von Bauwerken, deren Herstellung 60—70 Jahre zurückliegt, nur noch geschichtlichen, aber keinen praktischen Wert.

Selbstverständlich sind absolute Preisangaben aus neuerer Zeit nach wie vor erwünscht. Sie müssen aber immer ergänzt sein, mindestens durch Angaben über die Rohstoffpreise und über die Höhe der Arbeitslöhne. Am praktischsten zu verwenden sind Angaben über Arbeitsleistungen, aus denen entnommen werden kann, wie viel Arbeitsstunden (Meister-, Maurer-, Betonarbeiter-, Zimmermann-, Handlanger-Stunden) auf eine Masseneinheit erforderlich wurden. Dabei müssen unklare, wandelbare Begriffe, wie z. B. „Tagsschichten“ usw. vermieden werden. Daneben ist der Ma-

terialaufwand wesentlich für die Masseneinheit, insbesondere wenn es sich um Nebenkonstruktionen handelt, die in Beziehung zu gebräuchlichen Masseneinheiten des Kostenschlages gesetzt werden sollen; in dieser Beziehung erwähne ich z. B. den Bedarf an 1 cbm Holz eines Lehrgerüsts für 1 cbm Gewölbebeton und wieder den Bedarf an Eisen für 1 cbm Holz des Lehrgerüsts. Werden aus Sondergründen andere Feststellungen gegeben, z. B. bei einem Lehrgerüst Arbeitsaufwand und Kosten für 1 Längengitter Gerüst oder 1 Längengitter Holz, so muß die Beziehung angegeben werden, die eine Umrechnung auf die gebräuchlichen Masseneinheiten ermöglicht. Bei Brückenbauten darf z. B. bei Preisvergleichen die Angabe der Größenverhältnisse, insbesondere auch der Breite der Brücke nicht fehlen, wie ich dies in einem angesehenen Handbuch gefunden habe.

Jede Veröffentlichung über ein Bauwerk, die Preise enthält, müßte zum allermindesten eine Angabe über die Löhne und Rohstoffkosten enthalten. Handbücher und Lehrbücher müßten bei Neuauflagen gesichtet, von dem unnötigen Ballast befreit und durch Umarbeitung praktisch gestaltet werden. —

Literatur.

Tabellen für Eisenbeton-Konstruktionen. Dipl.-Ing. Georg Kaufmann. Bd. I. Platten und Plattenbalken. 3. vollkommen neu bearbeitete Auflage. Kl. 8°. 169 S. Berlin 1919. Verlag Wilh. Ernst & Sohn. Pr. steif geh. 7,50 M. —

Die für den entwerfenden Praktiker, wie für den prüfenden Baupolizeibeamten gleich wertvollen, seine Arbeit wesentlich erleichternden bekannten Tabellen haben auf Grund der neuen preuß. Vorschriften von 1916, die inzwischen im ganzen Deutschen Reich Anerkennung gefunden haben, vollständig neu berechnet werden müssen. Die Herausgabe hat sich infolge des Krieges bisher verzögert. Bezüglich der Platten ist der Grundgedanke der Tabellen festgehalten, die Berechnung unter der nach den Bestimmungen jetzt zulässigen Näherungsformel für das Moment durch-

laufender Platten: $M = (g + p + p_1) \frac{l^2}{k}$ erfolgt, worin g das Eigengewicht der Platte, p die veränderliche, p_1 die bleibende Nutzlast, k einen Koeffizienten bedeutet, der für die beiderseits frei aufliegenden Platten mit 8, für Mittelfelder durchlaufender Platten zu 14, für Endfelder mit 11 anzunehmen ist. Für diese Werte und für Betonstärken von 8—30 cm, für den Bestimmungen entsprechende Eisen- und Betonspannungen und Belastungen von 200—2000 kg/qm sind aus den Tabellen ohne weiteres der Eisenquerschnitt, Abstand der neutralen Achse, die der Durchbiegungsbedingung entsprechende Stützweite zu entnehmen. Da häufig mit größeren Deckenstärken als statisch gerade nötig gearbeitet werden muß, sind auch die Werte, die sich bei unter den zulässigen Höchstspannungen bleibenden Betonspannungen bis 20 kg/cm² ergeben, angegeben.

Die Tabellen der Plattenbalken mußten grundsätzlich anders gestaltet werden, weil die Druckplattenbreite nicht mehr wie früher in Abhängigkeit gebracht ist von der Stützweite, sondern von der Rippenbreite, Plattendicke, Balkenhöhe. Der kleinste aus diesen Beziehungen sich ergebende Wert ist einzuführen. Die Tabellen sind daher jetzt für die Einheitsbreite von 100 cm berechnet und enthalten zu einer bestimmten nutzbaren Balkenhöhe und einem bestimmten Eisenquerschnitt die Biegemomente, die Werte für den Nulllinienabstand von der Deckenoberkante und vom Druckmittelpunkt, sowie den Hebelarm der inneren Kräfte zur Erleichterung der Berechnung von Schub- und Haftspannungen. Die Tabellen sind für $\sigma_b = 1200$ und 1000 kg/cm² bei $\sigma_s = 60 - 20$ bzw. $50 - 20$ kg/cm² durchgeführt, wobei die 2 Fälle: Nulllinie innerhalb der Deckenplatte, Nulllinie außerhalb der Deckenplatte unterschieden sind. Die Bestimmung der Breite der Druckplatte aus den verschiedenen hierfür in Betracht kommenden Bedingungen ist ebenfalls durch eine neue Tabelle erleichtert. Um den Umfang nicht zu sehr zu vergrößern sind dafür einige unwesentlicheren Angaben der früheren Auflagen fortgelassen. Aus beigegebenen Beispielen ist ihre bequeme Anwendbarkeit ersichtlich und kurze Angaben klären über die rechnerischen Grundlagen auf. Die Tabellen dürften in der neuen Form wieder ihre volle Brauchbarkeit zurückgewonnen haben. —

Fr. E.

Inhalt: Silobauten in Eisenbeton. (Fortsetzung.) — Ribildung im Eisenbetonbau und ihre Beschränkung. — Der Betonbau an der Ausstellung „Sparsame Baustoffe“ in Berlin. (Fortsetzung.) — Vermischtes. — Literatur. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin. — Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin Buchdruckerei Gustav Schenck Nachf. 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.

№ 8.

Der Betonbau auf der Ausstellung „Sparsame Baustoffe“ in Berlin. (Schluß.)

Die Steine mit Querriegel, der einen Temperaturausgleich zwischen Außenluft und Innenraum möglich macht, lieten infolgedessen gewisse Nachteile. Man kann diese dadurch unschädlich machen, daß man noch eine innere Verkleidung aufbringt, die eine Luftisolierung gegen die Mauer besitzt, wie das z. B. in Abb. 9, No. 7 angedeutet ist. Das bedingt aber auch eine Verteuerung der Ausführung. Man kann diese Isolierung aber in einfacherer und billigerer Weise erreichen dadurch, daß man die Steine in 2 Teile zerschneidet und diese etwas auseinander rückt, sodaß auch für die Queraussteifungen eine kleine Luftisolierung verbleibt, oder daß man eine andere Isolierung dazwischen bringen kann. Die Steifigkeit der Mauer wird allerdings dadurch beeinträchtigt und es wird umst. nötig, sie wieder in anderer Weise etwas zu verstärken. Einige Beispiele dieser Art seien noch angeführt.

In Abbildung 10 sind eine Reihe von Ausführungsformen für Wände aus geteilten Formsteinen oder Platten aus verschiedenen Betonarten mit dazwischen liegender Luftschicht zur Darstellung gebracht. Hierhin gehört u. A. die Vogt'sche Wand, die vom Baugeschäft Wulkow & Stockhammer in Berlin vorgeführt wurde und abwechselnd aus \square -förmigen Formsteinen mit dazwischen geschobenen Platten besteht. Die Steine der beiden Wände sind so gegen einander versetzt, daß ihre Ansätze kleine quadratische Hohlräume umfassen, die mit Beton ausgestampft, eine Verstärkung der Wand ergeben. Der Luftschlitz ist übrigens mit leichtem körnigem Material ausgefüllt gedacht. Bemerkenswert ist ferner, die Bauweise aus „Ambi“-Formsteinen für kleine einstöckige Bauten und „Ambi“-Platten für Wohnhausbauten, die von Arthur Müller, Bauten- und Industriewerke in Berlin-Johannisthal hergestellt werden. Auch hier ist eine Verstärkung möglich, die Luftschlitze bleiben offen oder werden nach Bedarf ausgefüllt. Aus ganz einfachen winkelförmigen Steinen bauen sich die Formsteinwände nach System Kell & Löser in Leipzig auf. Beide Wandflächen sind aus Steinen der gleichen Form zusammen gestellt, die auch für die Eckbildung ausreichen. Nur an den Fenster- und Türöffnungen sind anders geformte Steine, aber ebenfalls einfacher Art, notwendig. An den Ecken lassen sich zur Verstärkung kräftige Eisenbetonstützen einstampfen.

Dieselbe einfache Ausbildungsform mit Winkelsteinen zeigt nach Abb. 11, S. 51 das „Kombinierte Beton-Hohlbausystem Schnell-Groffits“, das in der österreich. Abteilung von der Bauunternehmung Janesch & Schnell in Wien vorgeführt wurde. Für die innere Wand ist Kohlenlösch-Beton vorgesehen, für den sich im Industriegebiet und bei den Eisenbahnstationen überall geeignetes Material findet. Neben den Eisenbeton-Verstärkungspfeilern sind hier-übrigens noch Bandisen-Einlagen in den Lagerfugen vorgesehen, um bei größeren Wandflächen die Biege-

festigkeit zu sichern. Die Steine der Verbindungsrippen übergreifen sich, wie schon erwähnt wurde, bis auf einen schmalen Spalt, sodaß eine Uebertragung von Feuchtigkeit und Wärme durch diese Rippen nicht erfolgen kann. Durch Asphaltierung der Rippenköpfe ist gegen Feuchtigkeitübertragung noch eine größere Sicherheit zu gewinnen. In Abbildung 11a und b ist die Innenwand durch hochkantige bezw. liegende Ziegelschichten ersetzt. Diese Ausführung soll Platz greifen, wo Kohlenlösch nicht in größeren Mengen zur Verfügung steht, und zwar die erstere Form für eingeschossige, die zweite für mehrgeschossige Bauten. Die Herstellung der Winkelsteine erfolgt nach Abbild. 12, S. 51 in eisernen Formen, deren einzelne Elemente in langer Reihe aneinandergeschaltet werden können. Es kommt nur eine einzige Steinform zur Ausführung. Steine für verschieden starke Wände werden durch Einlagen in der Form erzeugt. Die normale Betonmischung, die zur Verwendung kommt, beträgt 160 kg auf 1 cbm fertigen Beton. In dieser Bauweise sind bisher eine ganze Reihe von Ein- und Mehrfamilienhäusern, Kasernen usw. in verschiedenen Gegenden Oesterreichs ausgeführt worden.

Etwas weniger einfach ist die Formgebung der in Ab-

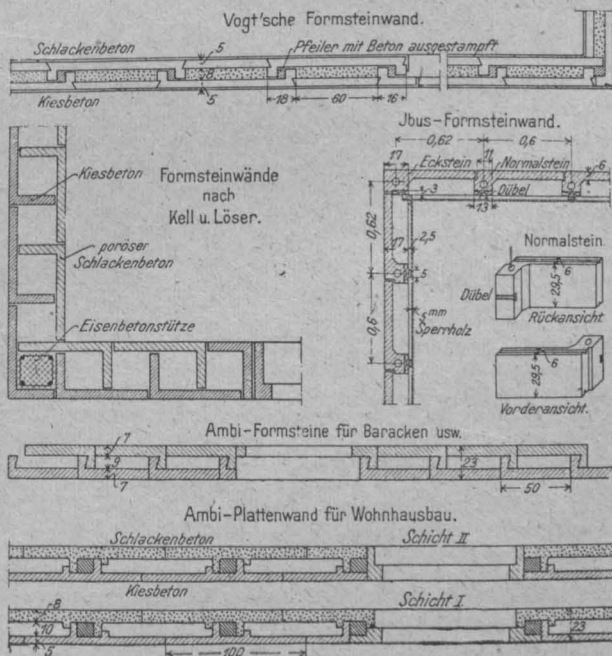


Abbildung 10. Doppelwände aus geteilten Formsteinen.

bildung 13 dargestellten Formsteinwand aus Beton-Hakensteinen von Wayss & Freytag A.-G., Berlin. Sie stellt nur eine Teilung der in Abbildung 9, No. 7 bereits wieder-gegebenen zweigesteigten Betonhohlsteine derselben Firma aus den schon erwähnten Gründen dar.

Ein winkelförmiger Hakenstein, den die „Ibus“-Bauweise verwendet, ist schließlich noch in der schon erwähnten Abbildung 10 vorgeführt. Hier besteht nur die Außenwand aus Betonsteinen, die von Wayss & Freytag, Berlin hergestellt waren, während die Innenwand aus auf Holzlatten befestigten Sperrholztafeln der Firma J. Brüning & Sohn A.-G., Sperrholzfabriken, Berlin, besteht. Wir haben die genannte Bauweise in der „Deutsch. Bztg.“ 1919, No. 5, S. 26 schon näher beschrieben. Hier sei nur noch einmal auf die Gestaltung der Formsteine hingewiesen, die mit Eisen bewehrt sind und eingestampfte Holzdübel zur Befestigung der Sperrholzplatten enthalten. Die Wandflächen sind bei dieser Ausführung jedoch sehr dünn, sodaß ohne besonderen Wärmeschutz die Wärmeverluste groß sein werden.

Den Beschluß der Formsteinwände möge diejenige aus Beton-Dielensteinen der A.-G. Wayss & Freytag (Abb. 14) bilden, die etwas verwickelter im Aufbau ist, als die bisher vorgeführten. Die aus diesem Stein gefertigte Wand besteht im wesentlichen aus einer zwischen lotrechte Rippen gespannten Platte. Eine gegen die Rippen gesetzte innere Abschlußwand aus einem beliebigen nagelbaren Stoff stellt in Verbindung mit den Betonsteinen den isolierenden Luftraum her. Dadurch, daß der Dielenstein in jeder zweiten Schicht mit einer wagrechten Platte versehen ist, wird eine kassettenartige Unterteilung des Luftraumes erreicht, sodaß Luftströmungen verhindert werden. Es wird auf die Ausbildung und Stärke der Innenwand ankommen, ob ohne besonderen Wärmeschutz auszukommen ist. Falls lediglich eine Sperrholzverkleidung zur Anwendung kommt, so dürfte dasselbe gelten, wie bei der vorher angeführten Bauweise.

Als letzte Form der Raumumschließung kommen noch Leichtbalken oder -Dielen in Betracht, die mit Ueberfaltung oder Nutzung übereinander greifend, zu dichten Wand- und Dachflächen zusammen gesetzt werden. Von Ausführungen dieser Art seien hier nur einige Beispiele genannt. Die „Sparbauweise HH“ von Gerhard Herfeldt in Andernach a. Rh. arbeitet mit einfach rechteckigen überfalteten Bimsbetonbalken. In Abbildung 15 ist eine andere Form der Leichtbalken der Bauunternehmung Ferd. Weinmann in St. Pölten bei Wien veranschaulicht. Danach kommen für Kleinhausbauten einheitlich für Wände,

Decken, Dächer die rechtwinkligen Balkenformen 1 und 2 in Betracht, die fabrikmäßig in abgepaßten Mengen hergestellt, aber auch leicht zerschnitten werden können. Die Holzeinlagen stellen eine Stoßverbindung her und gestatten die Nagelung von Fußboden, Befestigung von Verkleidungen usw. (Abbildung 15, 4). Die Wände sind aus zwei Scharen von Balken gedacht mit dazwischen liegendem Luftraum, die äußere aus wagrechten Balken, ähnlich wie beim Blockbau zusammen gesetzt, die innere aus stehenden. Eine Deckenkonstruktion für größere Spannungen mit Leichtbalken zeigt Abbildung 15, 3 und 5. Durch Ueberbetonierung und Einlegung von Eiseneinlagen entsteht eine tragfähige Decke. Die Bauausführungen mit solchen Leichtbalken gestalten sich einfach, da der ganze Bau aus einheitlichem Material hergestellt werden kann. —

Die Ausstellung hat gezeigt, daß sich mit der Frage des Ersatzes unserer althergebrachten Holz- und Ziegelbauweise durch Sparbauweisen auch unsere Betonfachleute bereits eingehend befaßt haben. Unter den vorgeführten Konstruktionen befanden sich allerdings eine Reihe von unreifen oder auf falschen Voraussetzungen aufgebauten Vorschlägen, aber auch eine größere Zahl beachtenswerter Gedanken, die weiter verfolgt und in die Praxis umgesetzt zu werden verdienen. Die Notlage, in der wir uns hinsichtlich der Kohlenbeschaffung und demgemäß hinsichtlich der Baustoffe und der Transportmöglichkeiten befinden, andererseits der Zwang trotzdem namentlich den Kleinhausbau zu fördern, läßt ja auch gar keine andere Wahl. Um so sorgfältiger wird aber im Einzelfall zu prüfen sein, welche Ausführungsform sich am meisten empfiehlt, am besten den Gesichtspunkten entspricht, die wir am Anfang unserer Ausführungen für die Wertbemessung der verschiedenen Bauweisen vorangestellt haben. Jedenfalls hat keine so übertragende Vorzüge vor der anderen, daß man sie allgemein als die zweckmäßigste bezeichnen könnte, ganz abgesehen davon, daß es zu einem abschließenden Urteil auch noch an der ausreichenden Erfahrung fehlt. Aus diesem Grunde wird man sich aber auch hüten müssen, die Material- und Kostenersparnis zu einseitig zu betonen, denn auch mit den Ersatzbauweisen sollen Bauten geschaffen werden, die gesundheitlich einwandfrei und wohnlich sind und dabei Dauerhaftigkeit versprechen. Besonders sorgfältige Ausführung ist dabei eine Vorbedingung. Wenn daher auch das Bauverfahren selbst bei vielen der vorherbeschriebenen Bauweisen ein sehr einfaches ist, so werden die erhofften Ersparnisse in vollem Umfang doch nur bei geschickter Disposition und im Großbetrieb zu erzielen sein. — Fr. E.

Rißbildung im Eisenbetonbau und ihre Beschränkung.

Nach einem Vortrag, gehalten im „Oesterr. Ingenieur- und Architekten-Verein“ von Dr.-Ing. R. Saliger, Prof. der Technischen Hochschule in Wien. (Schluß.)



Einfluß auf die Rißbildung. Die vorstehenden Angaben beziehen sich auf sorgfältig hergestellte, feucht gelagerte Balken aus gutem Beton. Bei Trockenlagerung tritt die Rißbildung erheblich früher ein, hauptsächlich wegen der Eigenspannungen. Von großem Einfluß ist die Verteilung der Eisenstäbe; zahlreiche dünne Stäbe verzögern die merkbare Rißbildung länger als die Bewehrung durch einzelne dickere Stäbe gleichen Gesamtquerschnittes. Die entstehenden Risse sind wohl zahlreicher, aber viel feiner. Bei Vorspannung der Eisenstäbe tritt die Rißbildung umso später ein, je stärker die Betonzugzone in Druck versetzt worden ist (Versuche von Bach's). Für die aus den Querkräften erzeugten schiefen Hauptzugspannungsrisse gilt in der Hauptsache auch das für die Zugrisse Erwähnte. Wesentlichen Einfluß auf die Rißgefahr haben unerhoffte Auflagerbewegungen bei durchlaufenden Trägern, Gewölben, Rahmen usw.

Schäden durch Risse. Es gibt kein Eisenbetontragwerk mit unbedingter Rißsicherheit. In einem guten Eisenbetonwerk sind jedoch die aus der Schwindung, Wärme, Belastung und Bodenbewegung entstehenden Risse so fein, daß sie ohne besondere Hilfsmittel kaum wahrgenommen werden; sie sind i. d. R. im Tragwerk verteilt und rufen angenähert jenen Spannungszustand hervor, den wir durch die übliche Berechnung der Spannungen zur Erzielung eines bestimmten Tragvermögens voraussetzen. Eine Beeinträchtigung der Tragkraft findet also nicht statt, weder hinsichtlich Biege- noch Schubwiderstand und Verbund des Eisenbetonkörpers. Wo größere Risse auftreten, liegen Mängel vor, die aus der Planung oder Ausführung herrühren. Stärkere Risse bilden die Eingangspforte für die Verrostung des Eisens. Der dauernde Bestand hängt von der Rostsicherheit ab.

Rostgefahr. Solche Risse, durch die rostbildende Gase oder Flüssigkeiten zum Eisen gelangen können, sind

für den Dauerbestand des Eisenbetons schädlich. Die Rostgefahr hängt ab von der Größe der Risse und von der Beschaffenheit der eindringenden Stoffe. Das Erfordernis der verhältnismäßigen Rißsicherheit hängt von der Art des Bauwerkes ab.

Rostsicherheit wird durch dichte Umschließung des Eisens mit einer unverletzten Haut aus Portlandzement gewährleistet. Diese Haut schützt das Eisen wie ein guter Ölfarbenanstrich. Die Betondeckschicht hat die Aufgabe, die rostschützende Zementhaut zu erhalten. Diese Bedingungen werden erfüllt durch:

1. Verwendung von weichem Beton und Einschleimen der Eisen mit Zementmilch unmittelbar vor der Betonierung;
2. Reichlichen Zementgehalt des im Beton enthaltenen Mörtels (1:3);
3. Vermeidung von Hohlräumen am Eisen, daher Ausschluß groben Kieses und Schotter an der Bewehrung, sowie porigen Gesteines und insbesondere solcher Zuschlagstoffe, die selbst schädlich auf das Eisen wirken;
4. Die Stärke der Deckschicht muß mindestens 1 cm, bei Einwirkung von Rauch und Feuchtigkeit 2,5—3 cm stark sein;
5. Möglichst dichten Beton, der das Eindringen rostbildender Stoffe verhindert;
6. Abdichtung des Tragwerkes gegen Wasser, an besonders gefährdeten Stellen Bekleidung des Betons mit Schutzstoffen.

Erfahrungen über Rostgefahr. Die Beobachtungen von Klaudy an 13 Jahre alten Moniergewölben der Südbahn zeigten ein günstiges Verhalten des Eisenbetons:

Die Versuche von Probst an Eisenbetonbalken mit eingeschleimtem Eisen erwiesen Folgendes: Bis zu Eisen- spannungen nahe der Streckgrenze, wobei sich zahlreiche feine Risse gebildet hatten, konnte keinerlei Rostbildung beobachtet werden. Bei Belastungen über die Streckspannung, wobei ziemlich weite Risse aufgetreten sind, trat erhebliche Rostbildung ein.

Die Versuche der mechanisch-technischen Versuchs-

anstalt in Dresden mit Kiesbeton, Bimsbeton und Schlackenbeton, bei einer Deckstärke von 1 und 2 cm, bei ruhenden Belastungen bis nahe der Streckgrenze und bei abwechselnder Be- und Entlastung der Balken erwiesen: Poriger Beton begünstigt, dichter Beton hemmt die Rostung. Stärkere Risse, wie sie der Streckspannung der Eisen

Weitestgehende Uebereinstimmung der Standfestigkeits-Berechnung mit den Entwurfsgrundlagen.

Niedrighaltung der Biegezugspannungen im Beton durch genügende Breite der Rippen und Ermäßigung der Eisenspannungen in Tragwerken mit Rostgefahr. Milderung von Stößen.

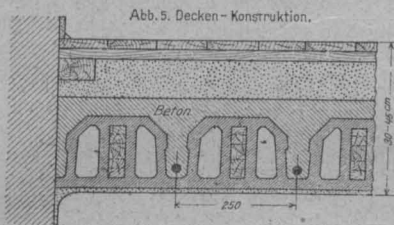
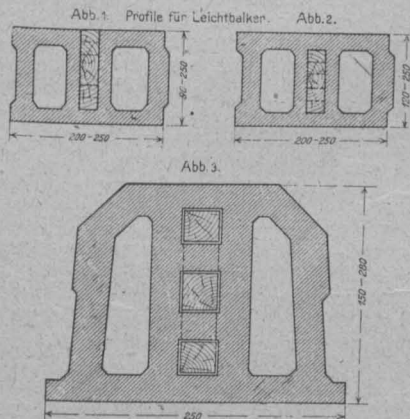


Abbildung 15.

entsprechen, ermöglichen den Zutritt von Luft und Wasser und begünstigen das Rosten umso mehr, je weiter sie klaffen. Der Rost schreitet von der Ribstelle umso weniger fort, je dichter die Betonhülle ist.

Die Versuche der Eisenbahndirektion Berlin mit Balken aus erdfeuchtem Beton, ohne Einschleimen der Eisen, mit 0,8 cm dicker Deckschicht, Dauer-Be- und Entlastungen bis 1900 kg/cm² Eisenspannung, erwiesen ein ungünstiges Verhalten, indem die Ribstellen starken Rostansatz zeigten.

Die Beobachtungen von Perkühn waren ungünstig und riefen lebhaft Unruhe im Eisenbetonbau hervor. Ihre Verallgemeinerung ist unzulässig.

Der beste Beweis für in den meisten Fällen ausreichende Rostsicherheit sind die Bauwerke, die jahrzehntlang unter dem Einflusse der Witterung unversehrt erhalten sind.

Mittel zur Verringerung der Ribgefahren sind: Herstellung von Beton mit möglichst kleiner Schwindung (entspr. Zementmarke, nicht unnötig fette Mischung, günstige Zuschlagstoffe, langes Feuchthalten).

Große Dehnfähigkeit und Biegezugfestigkeit des Betons, also Beton bester Güte, erreicht bei wenig Zement durch die Körnung und Beschaffenheit von Sand, Kies und Schotter und durch die Verarbeitung.

Niedrighaltung der Stoff-Eigenstressungen durch Vermeidung einseitiger Bewehrungen und schroffer Uebergänge von starken zu schwachen Querschnitten.

Vorspannung der Eisenbewehrung (in der Bauanwendung selten durchführbar).

Bewehrung durch viele dünne Längsstäbe anstatt durch wenige dicke, Anordnung von Bügeln und Quereisen, sodaß ein Bewehrungsnetz mit nicht mehr als etwa 25 cm größter Maschenweite entsteht.

Beschränkung der statischen Unbestimmtheit der Tragwerke und möglichste Ausscheidung nicht beherrschbarer Einflüsse durch die Anordnung von Fugen, Gelenken, Pendelsäulen und dergl.

Zug- und Druckbewehrung der Träger zur Aufnahme verschieden biegender Momente.

Vermeidung einerseits zu großer Eisenanhäufungen ohne gute Betonhülle, andererseits allzu schwacher Bewehrungen. Verankerung der Eisen-Enden in der Druckzone des Betons.

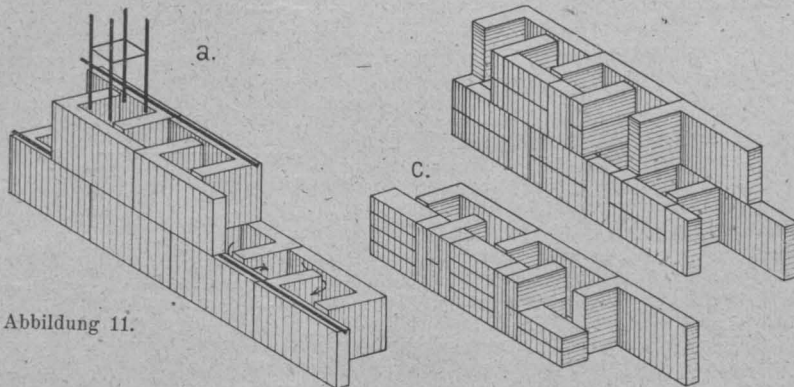


Abbildung 11.

Abbildung 11. Kombiniertes Beton-Hohlbau System „Schnell-Groffits“, Wien.

Abbildung 12. Ein Satz Formen zu Abbildung 11.

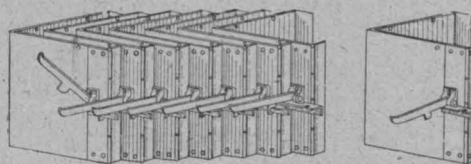


Abbildung 12.

Abbildung 13 (rechts). Formsteinwand in Beton-Hakensteinen System „Wayss & Freytag“.

Abbildung 15 (links). Wand und Deckenbildung im Leichtbalken.

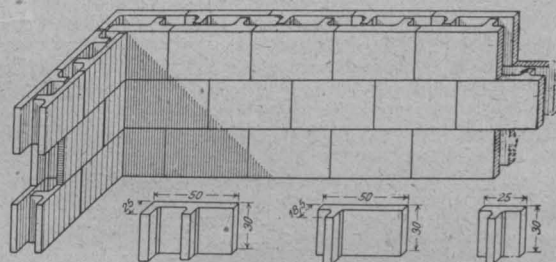


Abbildung 13.

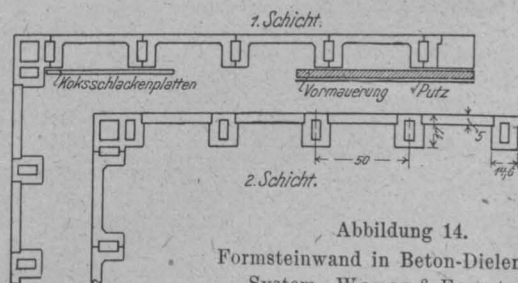
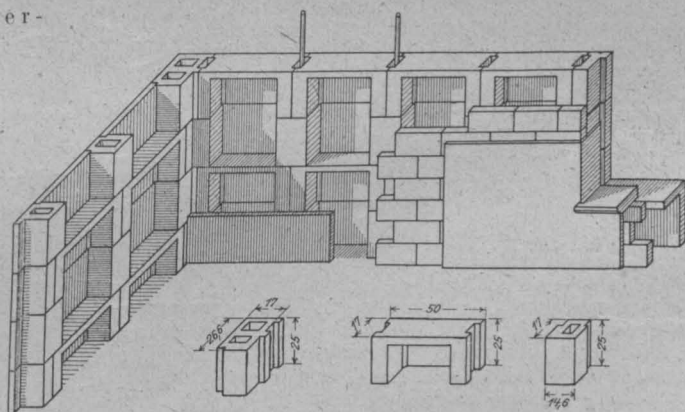


Abbildung 14. Formsteinwand in Beton-Dielenstein System „Wayss & Freytag“.

Der Betonbau auf der Ausstellung „Sparsame Baustoffe“ in Berlin.

Sorgfältige baustoffgerechte Durcharbeitung des Entwurfes, insbesondere auch hinsichtlich der Schubkräfte; die statische Berechnung allein gibt keine Gewähr für richtige Planung.

Ausführung gemäß den Grundeigenschaften des Eisenbetons, gute Ausbildung der Fachleute in den theoretischen und praktischen Fragen der Bauweise, Sichtung des Unternehmertums und verständige behördliche Aufsicht.

Einige Fehler, die häufig begangen werden. Nicht ausreichende Berücksichtigung aufwärts biegender Momente, Zugrisse.

Vernachlässigung des Einflusses der Stützensenkungen bei durchlaufenden Trägern, Ueberbeanspruchungen in den Feldmitten oder in der Nähe der Stützen; große Ribbildungen dasselbst.

Aufnahme der Querkkräfte durch Schrägeisen mit zu geringem Querschnitt oder deren Zusammenlegung an einer Stelle, anstatt Verteilung auf die ganze durch Querkraft gefährdete Balkenlänge (Schrägeisse).

Ungenügende Umhüllung der Zugeisen und der Endhaken, Gleiten und Risse.

Vermischtes.

Ueber Sparmaßnahmen im Eisenbetonbau. Unsere auszugsweise Wiedergabe des Gutachtens des österr. Eisenbeton-Ausschusses zu dieser Frage in den „Mitteilungen“ 1918, No. 17 giebt der „Schweiz. Bauztg.“ in No. 9 Jahrg. 1919 Veranlassung, daran anknüpfend auch eine Besprechung dieser Frage in den schweizerischen Fachkreisen anzuregen. Es wird dazu eine Meinungsäußerung wiedergegeben, die untersucht, nach welcher Richtung noch fortschrittliche Arbeit im Sinne von Ersparnissen geleistet werden könne. Solche Möglichkeiten werden mehr auf dem Gebiet der Berechnung als der Ausführung gefunden. Hierhin gehört nach dem Verfasser eine gründlichere Rücksichtnahme auf die monolytische Eigenschaft der Betonbauten, wobei allerdings die Richtigkeit der Theorie auch durch ausreichende Forschungserfahrungen belegt sein muß. Zu fordern sein würde dann auch eine Beaufsichtigung aller Bauten durch entsprechend befähigte und vorgebildete Beamte. Von den außerbehördlichen Begutachtern wird ferner gefordert, daß sie die neuen Berechnungsmethoden beherrschen und verwerten. Eine Erhöhung der in der schweiz. Bestimmungen festgesetzten zulässigen Spannungen wird jedoch einstweilen bekämpft, so lange nicht die Ausführung durch fachmännisch vorgebildete, ein gleichmäßiger Beton von bestimmter Mindestgröße und den statischen Voraussetzungen entsprechende Betonierungsweisen sichergestellt sind. Bei den heute noch bestehenden unsicheren Verhältnissen hält Verfasser dafür, daß die bisher zugelassenen Beanspruchungen in der Schweiz schon an die Grenze dessen gehen, was zur allgemeinen Einhaltung einer gewissen Sicherheit noch ratsam ist. —

Der preuß. Staatshaushaltswurf der Allgem. Bauverwaltung für 1919 sieht für Versuche auf dem Gebiet des Eisenbetonbaues wieder den Betrag von 15 000 M. vor. —

Kragträgerbrücke in Eisenbeton in Gleiwitz O. S. Zu unserer kurzen Notiz in No. 7 werden wir aus unserem Leserkreise darauf aufmerksam gemacht, daß das gleiche System bei 25,5 m Spw. wohl zuerst bei der St. Jacobsbrücke in Laibach, Entwurf Dr.-Ing. Kral, Ausführung Pittel & Brausewetter in Wien angewendet worden sei. Diese Brücke ist in der Oesterr. Wochenschrift für den öffentl. Baudienst 1916, Heft 19 veröffentlicht. Wir haben übrigens selbst Jahrg. 1916 in „Mitteilungen“ S. 104 darauf aufmerksam gemacht. —

Die technischen und wirtschaftlichen Grundlagen der Verwendung von Eisenbeton als Schiffbaumaterial. In den Ausführungen in No. 6 zu diesem Thema sind S. 40 die Gewichte von Eisenbeton- zu Flußeisenschiffen in Vergleich gestellt und es ist dabei gesagt, daß die ersten für Schiffe von 300—6000 t Tragfähigkeit um 212—144 % schwerer seien. Wie aus aufmerksamem Vergleich der angegebenen Gewichte hervorgeht, muß es natürlich heißen, das Gewicht der Eisenbetonschiffe ist bei gleicher Tragfähigkeit 212 bis 144 % desjenigen von Flußeisenschiffen. —

Literatur.

Ersatzbauweisen. Reichs- und Preuß. Staatskommissar für das Wohnungswesen. Druckschrift No. 2. 8^o, 60 S. Text und Tabellen mit zahlreichen Abbildungen. Berlin 1919. Verlag Wilh. Ernst & Sohn. Pr. geh. 1,50 M. —

Die zwingende Notwendigkeit, das dringende Bedürfnis des Wohnungsbaues, besonders des Baues von Kleinwohnungen und Siedelungen durch Ersatzbauweisen zu befriedigen, hat dem Reichs- und preuß. Staatskommissar für das Wohnungswesen, dem die Förderung und Lösung dieser unter den heutigen Verhältnissen überaus schwierigen Aufgabe zugefallen ist, Veranlassung zu dieser kleinen Schrift gegeben. Ihr Zweck soll sein, dem Baulustigen einen Anhalt zu geben für die Gesichtspunkte, nach denen er die mannigfachen vorgeschlagenen Bauweisen im eigenen Interesse beurteilen sollte. Wenn auch betont wird, daß zu einer „zweifelsfreien“ Entscheidung z. Zt. noch die nötigen prak-

Fehlen der Querbewehrung in der Platte über den Rippen, Verminderung des Druckgurtes.

Fehlen der Dehnfugen, Zerreißen des ganzen Bauwerkes. Einheitlichkeit des Tragwerkes und zu große Steifheit, die die Anpassung an Stützensenkungen u. dergl. ohne Ribbildung verhindert (Einlage von Gelenken).

Ungünstige Lage der Arbeitsfugen in den Herstellungspausen, schlechte Verbindung des alten und neuen Betons. Nachgeben der Schalungen und Rüstungen, Trennungen in der Betonmasse vor der Erhärtung, Einsenkungen und Risse.

Zu schnelles Austrocknen des Betons, daher mangelhafte Betonbeschaffenheit und Schwindrisse. —

tischen Erfahrungen fehlen“, so wird doch festgestellt, daß „trotz des Kohlenmangels die Möglichkeit besteht, schon jetzt Wohnungen in erheblicher Anzahl herzustellen“, vorausgesetzt allerdings, daß die Transportverhältnisse eine weit reichende Bautätigkeit zulassen. Die Brauchbarkeit und Zulässigkeit vieler der vorgeschlagenen Ersatzbauweisen sind damit grundsätzlich anerkannt, allerdings nicht für vielgeschossige Häuser. „deren einwandfreie Ausführung nur möglich ist, wenn Ziegelsteine zu Gebote stehen“, ein Grund mehr für den Wohnungskommissar, für den Flachbau mit zwei- bis höchstens dreigeschossigen Häusern einzutreten.

Die Schrift gliedert sich in einen allgemeinen Teil, der zunächst die grundsätzlichen Fragen nach der Eignung der verschiedenen Ausführungsweisen erörtert. Es werden dabei 2 Hauptgruppen unterschieden nach der Art der Verteilung der Druckbeanspruchung in den Wänden, nämlich Mauerwerk mit gleichmäßiger Druckbeanspruchung des gesamten Querschnittes und Mauerwerk mit Beanspruchung einzelner tragender Stiele. Bei der ersten Gruppe ist weiter zu unterscheiden: Vollmauerwerk (Stampfbau in Beton, Erde und Schlackenbeton; Mauern aus Vollsteinen und Mauern aus Hohlsteinen) und Hohlraummauerwerk (aus Steinen mit ausgesparten Kanälen; mit äußerer und innerer Schale, deren Querstege sich überdecken; aus Rippensteinen). Bei der zweiten Gruppe wird nach dem Baustoff der tragenden Stiele zwischen Holz-, Eisen- und Eisenbeton-Fachwerken unterschieden. In den Tafeln sind die verschiedenen Bauformen durch gute Skizzen dargestellt und kurz textlich charakterisiert. Es werden die ausführenden Firmen genannt und Erfahrungen mitgeteilt, wo solche schon vorliegen. Vielfach werden die Wärmedurchgangszahlen (meist nach Versuchsergebnissen der Versuchsanstalt für techn. Physik a. d. Techn. Hochschule München) mitgeteilt, z. T. auch der Wärmeverlust im Vergleich zu einer 38 cm starken Ziegelwand.

Die kleine Schrift gibt also eine gute Uebersicht über das betr. Gebiet, soweit in Deutschland bisher ausgeführte oder in Vorschlag gebrachte Bauweisen in Betracht kommen. Sie wird daher Jedem willkommen sein, der sich mit der Frage beschäftigen und rasch einen Ueberblick gewinnen will über das, was bereits zur Verfügung steht. — Fr. E.

Entwerfen von Eisenbeton. Tafeln und Formeln zum Entwerfen häufig vorkommender Bauteile des Eisenbetons im Hochbau. Von Prof. Martin Preuß. Breslau. Mit Abbildungen und Beispielen. 2. Aufl. Verlag der Ostdeutschen Bau-Zeitung (Paul Steinke). Breslau. Pr. steif geh. 6 M. —

Die 2. Auflage der Tabelle ist nach Erlaß der neuen Eisenbeton-Bestimmungen von 1916 erschienen, die demgemäß berücksichtigt sind. Nach einem Auszug aus diesen Bestimmungen, kurzen Angaben über Beton und Eisen, werden Anleitungen für die Berechnung von frei aufliegenden und durchlaufenden Platten, Steineisendecken, Plattenbalken, Unterzügen, Stützen, rechteckigen Platten mit gekreuzten Eiseneinlagen usw. gegeben. Hinweise über Erddruck, Wasserdruck, Bewehrung gegen Verdrehen und Formeln zum Nachweis der Spannungen beschließen die Ausführungen. Für die Platten sind Tabellen beigegeben, die für $\frac{q^2}{8}$, $\frac{q^2}{11}$ und $\frac{q^2}{14}$ bei Stützweiten bis zu 4 m und

Auflasten bis zu 2000 kg/qm ohne Kenntnis und Abschätzung des Plattengewichtes das Ablesen der Plattenstärke und des Eisenquerschnittes gestatten. Die knapp gefaßte, übersichtliche Anweisung kann sowohl beim Entwurf einfacher Ausführungen, wie bei der raschen Ueberprüfung der richtigen Dimensionierung von Nutzen sein. — Fr. E.

Inhalt: Der Betonbau auf der Ausstellung „Sparsame Baustoffe“ in Berlin. (Schluß). — Ribbildung im Eisenbetonbau und ihre Beschränkung. (Schluß). — Vermischtes. — Literatur. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin. Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin. Buchdruckerei Gustav Schenck Nachf. 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 9.

Silobauten in Eisenbeton.*)

Ausgeführt von Heinrich Butzer, Tiefbau-Betonbau, Dortmund-Kattowitz.
(Schluß aus No. 7.) Hierzu die Abbildungen Seite 54, 56 und 57.



ür die Vergasung der Steinkohle in Generatorenhäusern sind Vorratsbehälter mit selbsttätigem Ablauf erforderlich, von denen die nebenstehende Abbildung 15 ein Beispiel in der äußeren Erscheinung wiedergibt, während in Abbildung 16a und b, S. 56 die Konstruktion im Längs- und Querschnitt

besondere Schwierigkeiten ließ sich eine zweckmäßige Lösung finden. Die Schrägbrücke ist in statischer Hinsicht als am unteren Ende eingespannt und an den beiden anderen Stützpunkten frei aufgelagert gedacht. Der Bunker selbst bietet nichts Besonderes. Im übrigen läßt die Darstellung der Konstruktion Abb. 18, S. 54 die näheren Einzelheiten dieser Schrägbrücke erkennen.

dargestellt ist. Interessant ist bei diesem Bauwerk der Umstand, daß das Untergeschoß aus betriebstechnischen Gründen ohne Ausmauerung, nur mit Säulen und dazwischen gespannten Unterzügen ausgebildet ist. Wiederum paßt sich der Bau im Äußeren den geforderten technischen Bedingungen gut an. Die Behälter im Inneren dienen teils zum Lagern von Kohle, teils von Kalk.

Zum Schluß seien aus dem rhein-westf. Revier noch zwei Kesselbunker wiedergegeben und zwar in Abbildung 17 auf S. 57 ein solcher kleineren Umfanges in Verbindung mit dem Aschenbehälter in der äußeren Ansicht. Während bei diesem das Becherwerk, welches die aus dem Kesselhaus abgezogene Asche in den Aschenbunker fördert, ohne weiteren Schutz sichtbar angeordnet ist, läuft bei einem weiteren Beispiel die Transportvorrichtung für die Kohle in einer vollständig geschlossenen Schrägbrücke, ebenfalls aus Eisenbeton, welche mit der Einwurfsgrube und den sonstigen Nebenanlagen zu einem einheitlichen Bauwerk zusammen gefaßt ist. Gerade bei diesem Beispiel zeigt sich wiederum die außerordentliche Anpassungsfähigkeit der Eisenbetonbauweise. Ohne

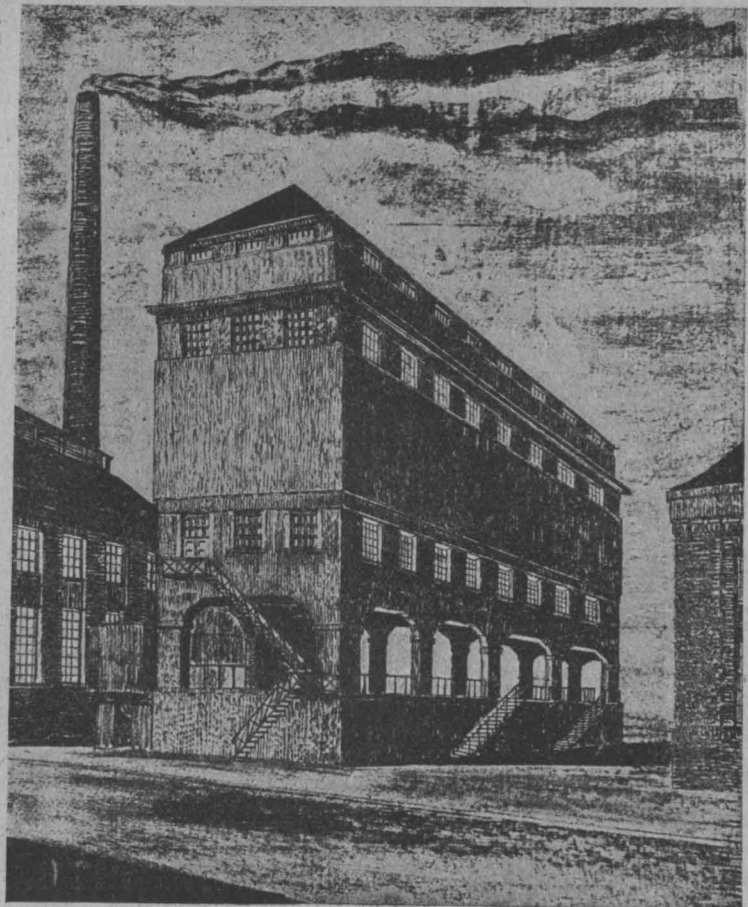


Abb. 15. Vorratsbehälter für ein Generatorenhaus zur Vergasung der Steinkohle.

*) Die in diesem Aufsatz in dem Schaubild des Tonerdesilos Abbildung 14 in No. 7 dargestellte Architektur wurde mir von der Bauabteilung Cöln des Rheinisch - Westfälischen Elektrizitätswerkes, A.-G., Essen-Ruhr, übermittelt und hiernach ausgeführt. Nach Angabe dieser Firma wurde die Architektur in der genannten Bauabteilung unter Mitwirkung des Architekten Hrn. Dipl.-Ing. Manfred Faber in Cöln a. Rh. bearbeitet.
Heinrich Butzer, Dortmund.

Das rhein-westf. Gebiet soll jetzt verlassen werden, um noch einige Beispiele aus dem oberschlesischen Kohlenbecken zu bringen.

Ein Kohleturm in ähnlicher Ausführung wie die bisher besprochenen kommt in Abbildung 19, S. 57 zur Darstellung! Auch hier fällt wieder die einheitliche geschlossene Ausbildung auf, welche im Zusammenhang mit der guten Dachausbildung dem Bauwerk ein architektonisch befriedigendes und dabei doch in jeder Hinsicht zweckmäßiges Aeußere gibt. Dieser Turm faßt 2000 t Kohle. Er hat eine Gesamthöhe von 44,4 m. Die Beschickung erfolgt durch ein senkrecht Becherwerk, welches in einen konsolartig ausgebildeten Ausbau mündet. Entgegen der sonst üblichen einzelligen Ausführung derartiger Türme ist dieses Bauwerk im Inneren in 5 Zellen zur Aufnahme der Staubkohle geteilt.

Für dieselbe Bauherrin ist noch eine Koksseparation für eine Stundenleistung von 25 t errichtet, welche Abbildung 20, S. 56 in den Schnitten zeigt. Die bei allen vorhergehenden Bauten durchgeführten Bedingungen bezüglich der äußeren Gestaltung treten auch hier in die Erscheinung.

Abgekürzte Ermittlung der Nulllinie bei einfach bewehrten Massivdecken.

Von Dipl.-Ing. Karl Schüchener in Marktstett a. M.



u der von Reg.-Baumeister Stybalkowski in Berlin in No. 2 der „Mitteilungen“ veröffentlichten abgekürzten Formel zur Berechnung der Nulllinie bei einfach bewehrten Massivdecken möchte ein Verfahren zur Ermittlung dieser vereinfachten Formel gezeigt werden, welches zu guten und genauen Ergebnissen führt.

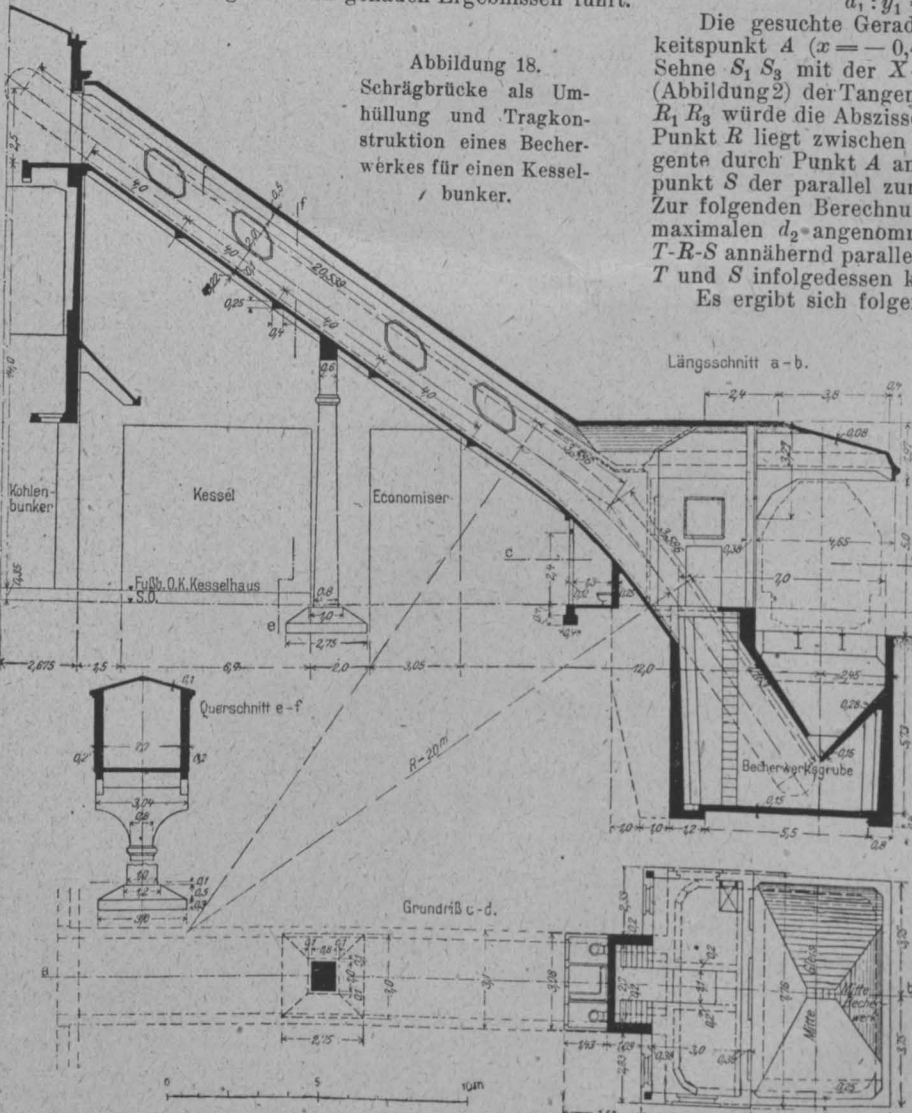


Abbildung 18. Schrägbrücke als Umhüllung und Tragkonstruktion eines Becherwerkes für einen Kesselbunker.

Ich glaube mit Vorstehendem dargetan zu haben, daß die Eisenbetonbauweise wie keine zweite sich für diese Zwecke unserer Industrie eignēt. Bezüglich der Behandlung der Sichtflächen des fertigen Betonkörpers rate ich, wenn irgend möglich ein Glattputzen oder Anspritzen mit einem rauhen Spritzbewurf zu vermeiden, vielmehr die rohe Betonfläche steinmetzmäßig zu überarbeiten. Auf diese Weise kommt der einheitliche Charakter des Betons erst recht zur Geltung. Das Bauwerk erhält, wie größere von mir ausgeführte Beispiele beweisen, ein durchaus befriedigendes Aussehen. Kleinere Unebenheiten, hervorgerufen durch Betonierungs-Unterbrechungen usw. schaden durchaus nicht, sondern erhöhen nur die Wirkung des Betoncharakters. Fenster-Umrahmungen, Säulenkanten und dergl. sollen mit Kanten-Scharrierschlag versehen und die Fläche dazwischen soll gestockt werden.

Will die Bauherrschaft durchaus putzen lassen, rate ich dringend zu einem rauhen Spritzbewurf. Auf keinen Fall sollte ein Betonbauwerk glatt verputzt werden, weil hierdurch seine Eigenart vollkommen verloren geht.

Heinrich Butzer, Dortmund.

ist der Deutlichkeit halber stark verzerrt gezeichnet. Diese Gerade $R_1 R_2 R_3$ soll so verlaufen, daß die größten Abweichungen der Ordinaten der Geraden $R_1 R_3$ von denen der Kurve immer proportional zu den Ordinaten der Kurve sind.

Die Ordinaten der Punkte S_1, T u. S_3 sind y_1, y_2 u. y_3 . Es ist dann nach obiger Voraussetzung:

$$d_1 : y_1 = d_2 : y_2 = d_3 : y_3.$$

Die gesuchte Gerade geht also durch den Aehnlichkeitspunkt A ($x = -0,491; y = 0$), dem Schnittpunkt der Sehne $S_1 S_3$ mit der X -Achse. Der Berührungspunkt R (Abbildung 2) der Tangente parallel zur gesuchten Geraden $R_1 R_3$ würde die Abszisse des maximalen d_2 liefern. Dieser Punkt R liegt zwischen dem Berührungspunkt T der Tangente durch Punkt A an die Kurve und dem Berührungspunkt S der parallel zur Sehne $S_1 S_3$ gezogenen Tangente. Zur folgenden Berechnung ist der Punkt T als Lage der maximalen d_2 angenommen worden, da das Kurvenstück $T-R-S$ annähernd parallel zu $R_1 R_3$ ist und sich d_2 zwischen T und S infolgedessen kaum merklich ändert.

Es ergibt sich folgende Beziehung, wenn $S_2 F = f$ gesetzt wird:

$$(1) \frac{d_2}{y_2} = \frac{d_4}{f} = \frac{l - d_2}{f}$$

Hierin sind y_2, l und f bekannte Größen, d_2 läßt sich also berechnen:

$$(2) d_2 = \frac{y_2 \cdot l}{y_2 + f}$$

Unter der Annahme der Werte $n = 15$ und Plattenbreite $b = 100$ cm in der Gleichung

$$\frac{x}{h'} = \frac{n \cdot f_e}{b \cdot h'} \left[\sqrt{1 + \frac{2bh'}{n \cdot f_e}} - 1 \right]$$

und bei Darstellung der Kurve mit $\frac{x}{h'}$ als Ordinaten $y, \frac{f_e}{h'}$ als Abszissen x stellt sich die Gleichung der Kurve wie folgt dar:

$$(3) y = \frac{3}{20} \cdot x \left[\sqrt{1 + \frac{40}{3 \cdot x}} - 1 \right]$$

Für Werte von $\frac{f_e}{h'}$ bzw. x

zwischen 0,25 und 0,5 gibt die Tangente durch den Aehnlichkeitspunkt A ($x = -0,491; y = 0$) an die Kurve (3) den Berührungspunkt T mit $x = 0,3549, y = 0,2774$.

Aus Gleichung der Sehne $A S_1 S_3$ folgt $y = 0,3224 x + 0,1583$ oder nach dem Proportionalitätsgesetz berechnet sich nun für

die Abszisse $x = 0,3549, f = S_2 F = 0,2727$ und $l = y_2 - f = 0,0047$ und somit nach Gleichung (2) $d_2 = 0,0024$.

Die Lage des Punktes R_2 ist nun bestimmt:
 $R_2 F = 0,2774 - 0,0024 = 0,2750$.

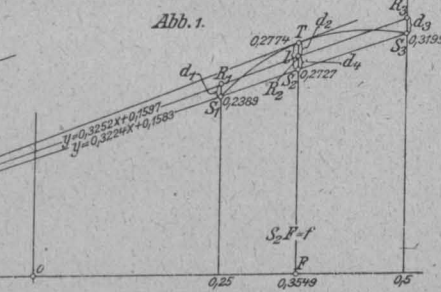
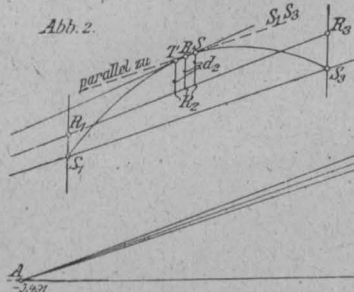
Die gesuchte Gerade geht durch den Aehnlichkeitspunkt A und durch Punkt R_2 und hat annähernd folgende Gleichung:

$$y = 0,32516 x + 0,15965 \quad (5)$$

$$\text{bzw. abgerundet } x = 0,3252 f_e + 0,1597 h'. \quad (6)$$

Analog ist die Entwicklung der Formel für Werte von $\frac{f_e}{h'}$ zwischen 0,5 und 1,0. Sie lautet:

$$x = 0,1985 f_e + 0,223 h'. \quad (7)$$



Die Abweichung dieser Geraden von der Kurve ist aus folgender Tabelle ersichtlich:

$\frac{f_e}{h'}$	$\frac{x}{h'}$ nach der Wurzel-formel	$\frac{x}{h'}$ nach der Annähe-rungsformel	Ungenauig-keit in Hundert-steln	Berechnet nach Formel
0,25	0,2389	0,2410	+ 0,88	$x = 0,3252 f_e + 0,1597 h'$
0,30	0,2584	0,2573	- 0,43	
0,35	0,2758	0,2735	- 0,83	
0,3549	0,2774	0,2750	- 0,87	
0,40	0,2916	0,2896	- 0,62	
0,45	0,3061	0,3060	- 0,03	
0,50	0,3195	0,3223	+ 0,88	$x = 0,1985 f_e + 0,223 h'$
0,50	0,3195	0,3223	+ 0,88	
0,55	0,3320	0,3322	+ 0,06	
0,60	0,3437	0,3421	- 0,47	
0,65	0,3547	0,3520	- 0,76	
0,70	0,3651	0,3620	- 0,85	
0,711	0,3673	0,3641	- 0,87	
0,75	0,3750	0,3719	- 0,83	
0,80	0,3844	0,3818	- 0,69	
0,85	0,3934	0,3917	- 0,43	
0,90	0,4019	0,4017	- 0,05	
0,95	0,4100	0,4116	+ 0,39	
1,00	0,4179	0,4215	+ 0,86	

Es ist daraus zu ersehen, daß die Ungenauigkeit an den Stellen der größten Kurvenausschläge relativ dieselbe ist, nämlich ungefähr 0,88 ‰. Berechnet man die Abszisse des Punktes S zu $x = 0,3663$ und nimmt man Punkt R in der Mitte zwischen T und S an, so ergäbe sich die Abszisse für Punkt R zu $x = \frac{1}{2} (0,3663 + 0,3549)$

= 0,3606. Werden von diesem Werte ausgehend die Formeln (6) bzw. (5) nach obigem Verfahren berechnet, so wird man fast auf die gleichen Zahlen kommen wie in Gleichung (5). —

Die vereinfachten Formeln lassen sich übrigens leicht auch auf doppelt bewehrte Träger anwenden. In der bekannten Gleichung:

$$x = -\frac{n(F_e' + F_e)}{b} + \sqrt{\frac{n^2(F_e' + F_e)^2}{b^2} + \frac{2n}{b} [F_e' c' + F_e h']}$$

wird gesetzt: $F_e' c' + F_e h' = (F_e' + F_e) k = f_e k$ und man erhält den gleichen Aufbau der Gleichung wie bei einfach bewehrten Querschnitten:

$$x = \frac{n f_e}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2b \cdot k}{n \cdot f_e}} - 1 \right).$$

Man verwendet also die gleichen vereinfachten Formeln und setzt anstatt h'

den Wert $k = \frac{F_e' c' + F_e h'}{F_e' + F_e}$ (k ist der

Abstand des Schwerpunktes der Eisen-einlage von der Außenkante des Druck-

gurtes).

Die Formeln gelten für Werte von $b = 100$ cm und $n = 15$. Hat man Balken von beliebiger Breite b' , so kann man die Formeln verwenden, indem man den relativen Eisenquerschnitt von 1 m Breite in Rechnung setzt: $f_e' = \frac{f_e \cdot 100}{b}$.

Will man mit dem Werte $n = 10$ rechnen, so ist ein Eisenquerschnitt von $\frac{f_e}{1,5}$ in die Formeln einzusetzen. Für doppelt bewehrte Querschnitte wird die obere Grenze für $\frac{f_e}{h'} = 1$ kaum ausreichend sein.

Es folgt hier noch eine Zusammenstellung der Formeln von $\frac{f_e}{h'}$ bzw. $\frac{f_e \cdot 100}{k \cdot b} = 0,25$ bis 9,0.

$\frac{f_e}{h'}$ bzw. $\frac{f_e \cdot 100}{k \cdot b}$	Formeln für $n = 15$ und $b = 100$ cm	Größe Ungenauigkeit in Hundertsteln
0,25	$x = 0,3252 f_e + 0,1597 h'$	0,88
0,5	$x = 0,1985 f_e + 0,223 h'$	0,88
1,0	$x = 0,1138 f_e + 0,3078 h'$	0,88
2,0	$x = 0,0604 f_e + 0,4142 h'$	0,82
4,0	$x = 0,0255 f_e + 0,5552 h'$	1,05
9,0		

Leitsätze für die Ausführung von Hohlmauern aus Betonsteinen.

Der ständige Eisenbetonausschuß des „Oester. Ing.- und Arch.- Vereins“ hat die nachstehenden Leitsätze aufgestellt, die wir im Wortlaut wiedergeben. Hr. Dr. v. Emperger*), der sie uns freundlichst übersendet, bemerkt dazu:

„Die Vorschläge sollen nur der erste Schritt sein, den Weg für spätere ausführlichere Vorschriften zu ebnen, welche womöglich gemeinsam für Deutschland und Oesterreich erlassen werden sollten. Es käme dabei insbesondere in Betracht, sich ähnlich wie im Ziegelbau über gewisse typische Mauerstärken zu einigen und so das neue Baumaterial den Normen der übrigen Baubestandteile anzupassen.“

Er führt dann weiter aus:

„Bekanntlich besteht in Deutschland der Runderlaß aus d. J. 1908 noch zu Recht, auf Grund dessen der Gebrauch des Betons mit Kohlschlacke zu tragendem Mauerwerk verboten erscheint. Es wäre also jedenfalls nötig, auf die

Notwendigkeit hinzuweisen, diesen gewiß gutgemeinten Runderlaß zu beseitigen, wenn man den Betonhohlblock für Wohnhauszwecke verwenden will, da der Beton nur durch die Beimischung der Kohlschlacke, die ihn für Wohnhauszwecke nicht geeignet machenden Eigenschaften verliert.“

Wir möchten demgegenüber die Meinung vertreten, daß der betr. Erlaß vom 25. März 1908, wenn auch nicht formell, so doch tatsächlich durch die neuen Stampfbeton-Vorschriften vom 13. März 1916 aufgehoben erscheint, wonach bezüglich der Verwendung von Schlacken (Kessel- oder Lokomotivschlacke, zerkleinerte Hochofenschlacke, Müllverbrennungsrückstände und dergl.) nur noch die Bestimmung getroffen ist, daß sie vorher zu prüfen sind, ob sie sich eignen.

Die Leitsätze haben folgenden Wortlaut:

§ 1. Allgemeines. Hohlmauern aus Betonsteinen sind Mauern, die entweder aus Betonhohlsteinen oder aus plattenbalken-förmigen oder ähnlichen Betonsteinen, die erst in ihrer Zusammensetzung Hohlmauern (Zellen) bilden, hergestellt werden. Für jede Bauweise von Hohlräumen aus Betonsteinen ist die baubehördliche Genehmigung zu erwirken. Hierzu sind mitzubringen:

1. Zeichnungen und Beschreibungen, welche die Bau-

*) Vergl. auch die näheren Erläuterungen desselben Verfassers in der „Zeitschrift des österreich. Ing.- u. Arch.-Vereins“, 1919, Heft 9.

weise im allgemeinen, insbesondere hinsichtlich der Größe und Verbindung der Steine für alle in Betracht kommenden Mauerstärken und Eckverbindungen und ihre Einzelheiten in der Anordnung der Deckenaufleger, Heizanlagen und Leitungen, der Anbringung von Tür- und Fensterstöcken, sowie der Befestigung von Scheidewänden klar zur Darstellung bringen, sowie die Aufgabe der in Aussicht genommenen Erzeugungsweise der Steine enthalten.

2. Zeugnisse einer staatlich autorisierten Prüfungsanstalt über die zur Beurteilung der Tragfähigkeit erforderlichen Festigkeitsversuche. Diese Zeugnisse müssen neben der Angabe der Baustoffe und ihrer Mischungsverhältnisse enthalten: die Würfel Festigkeit des Betons und des Mörtels, die Druckfestigkeit der Steine bzw. Steinzellen, die Druckfestigkeit der Mauern.

Die Mauerfestigkeit ist für alle in Betracht kommenden Mauerstärken und mindestens für die magerste und die

gefährdenden Teile enthalten. Bei Verwendung sonstiger Zuschlagstoffe ist deren Eignung auf Verlangen der Baubehörde nachzuweisen.

§ 4. Der Mörtel. Als Bindemittel der Steine ist Portland- oder ein gleichwertiger Zementmörtel mit wenigstens 160 kg Zement auf 1 cbm feinen Sand zu verwenden. In diesem Mörtel kann bis zu ¼ des Zementes durch Weißkalk ersetzt werden.

§ 5. Die Steine. Die Steine müssen nach Form und Abmessungen der genehmigten Bauweise entsprechen. Die die Mauerfluchten bildenden Steinwandungen müssen mindestens 4 cm stark sein. Bei ebenerdigen und einstöckigen Bauten, welche nach der Bauordnung erleichterte Bedingungen genießen, kann die Baubehörde eine geringere Stärke der Steinwandungen zulassen. Steinstege unter 2,5 cm Stärke, ferner solche, die nicht lotrechte Drücke übertragen, dürfen nicht als tragend angenommen werden.

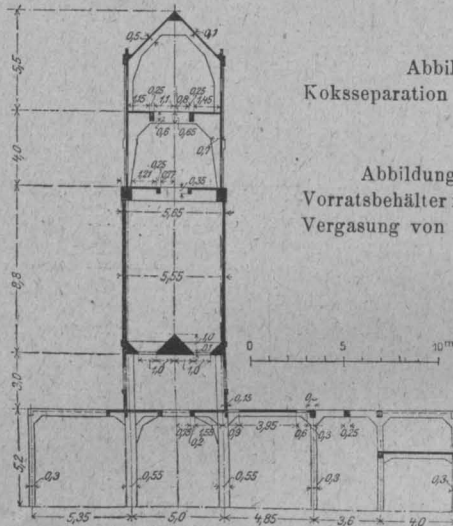
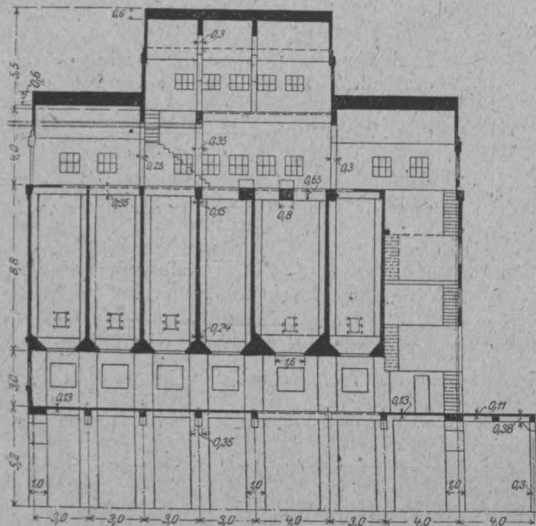


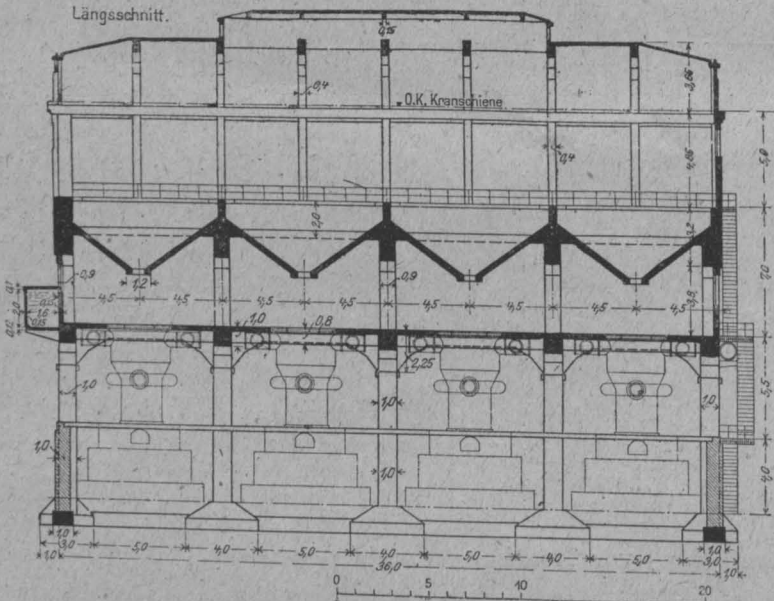
Abbildung 20 (links).

Koksseparation für 25 t Stundenleistung.

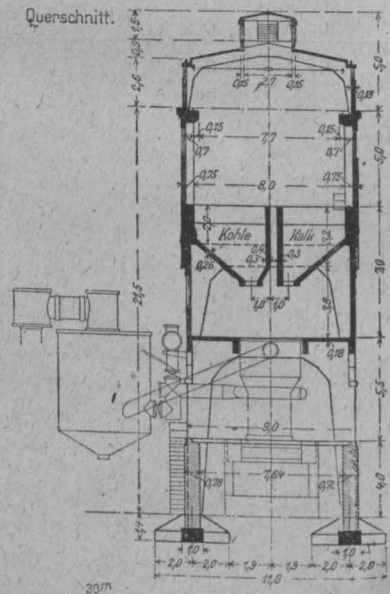
Abbildung 16 a und b (unten).

Vorratsbehälter für ein Generatorenhaus zur Vergasung von Steinkohle (vergl. Abb. 15).

Längsschnitt.



Querschnitt.



Silobauten in Eisenbeton. (Ausführung Heinrich Butzer, Tiefbau-Betonbau, Dortmund-Kattowitz.)

fetteste zur Verwendung in Aussicht genommene Betonmischung durch Druckversuche an wenigstens 1,2 m langen, baumäßig hergestellten Mauerkörpern, deren Höhe i. d. R. die 12fache Mauerdicke zu betragen hat, jedoch nicht mehr als 3,6 m zu betragen braucht, festzustellen.

§ 2. Einreichungsunterlagen. Ist für einen Bau die Ausführung einer baubehördlich genehmigten Bauweise von Hohlmauern aus Betonsteinen vorgesehen, so ist dies in den Einreichungsplänen anzuführen; ferner sind Angaben über die Baustoffe, über die vorausgesetzte Würfel-, Stein- oder Zellen- und Mörtelfestigkeit, sowie über die erforderliche statische Berechnung beizubringen.

§ 3. Der Baustoff. Bezüglich der Baustoffe für Hohlmauerwerk aus Betonsteinen haben im allgemeinen die für Betonbauten geltenden Vorschriften sinngemäß Anwendung zu finden. Als Zuschlagstoff für den Beton darf auch ausgebrannte und abgelagerte Kesselschlacke, Lokomotivlösch- oder Müllverbrennungsrückstand Verwendung finden, sofern diese Stoffe keine die Beständigkeit des Betons

§ 6. Festigkeit. Die Würfel Festigkeit des Betons muß mindestens 40 kg/cm² nach sechswöchiger Erhärtung betragen. Bei ebenerdigen Bauten kann eine Mindestwürfel Festigkeit von 30 kg/cm² zugelassen werden. Die Würfel Festigkeit des Betons ist an Probewürfeln von 20 cm Kantenlänge oder an Kontrollbalken im Sinne der für Betonbauten geltenden Vorschriften vor Beginn der Maurerarbeiten nachzuweisen. Steine verschiedener Festigkeit dürfen auf einem Bau nur dann eine ihrer Festigkeit entsprechende abgestufte Verwendung finden, wenn dieselben äußerlich so gekennzeichnet sind, daß eine Verwechslung ausgeschlossen erscheint. Der Baubehörde steht es frei, auch während der Bauausführung den Nachweis der vorausgesetzten Würfel-, Stein- oder Zellen- und Mörtelfestigkeit in sinngemäßer Anwendung der Vorschriften im Betonbau durch Proben zu verlangen.

§ 7. Zulässige Spannung. Die zulässige Druckspannung der nutzbaren Querschnittsfläche wird von der Baubehörde mit ¼ der entsprechenden, bei den Mauerpro-

ben nachgewiesenen Mauerfestigkeit festgesetzt. Gleichzeitig bestimmt die Baubehörde für jede erprobte Betonmischung das Verhältnis zwischen der Würfel- und der Stein- (Zellen-)festigkeit und der Mauerfestigkeit.

Betonsteinen, deren freie Höhe h mehr als das 18-fache der Dicke b (ohne Verputz) beträgt, ist die zulässige Beanspruchung durch Multiplikation mit der Abminderungszahl $1,90 - 0,075 h/b$ zu verringern. Hohlmauern aus Betonsteinen

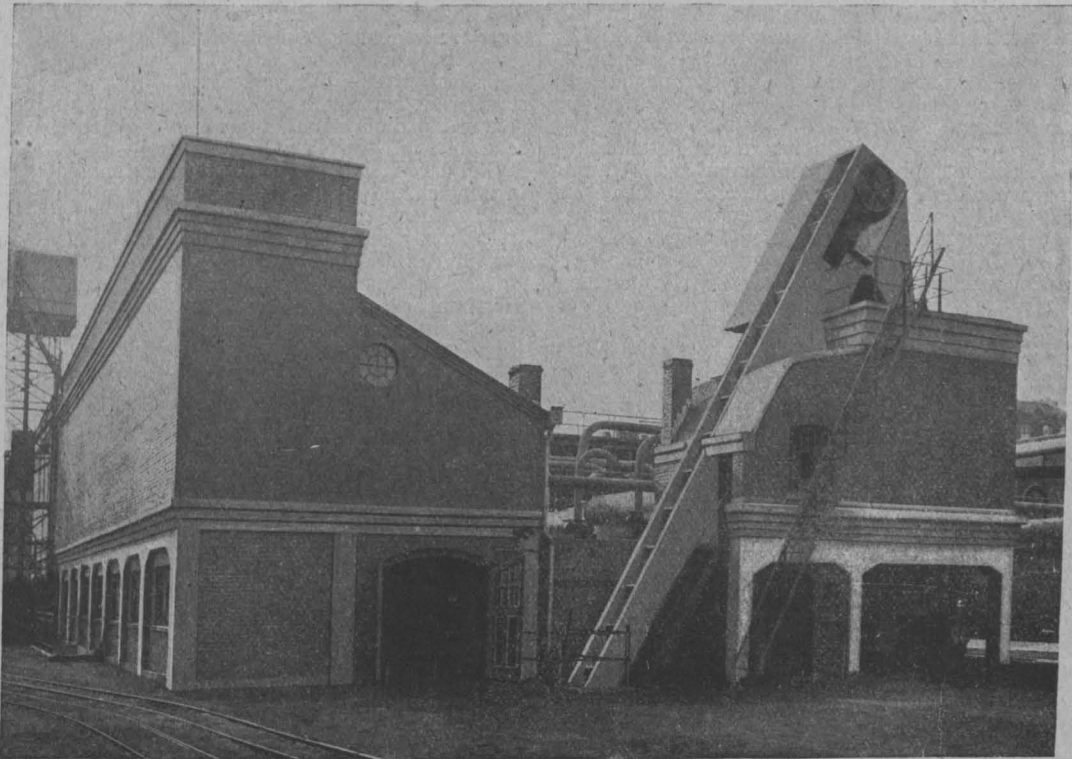


Abbildung 17. Kessel- und Aschenbunker aus dem rheinisch-westfälischen Industriegebiet.

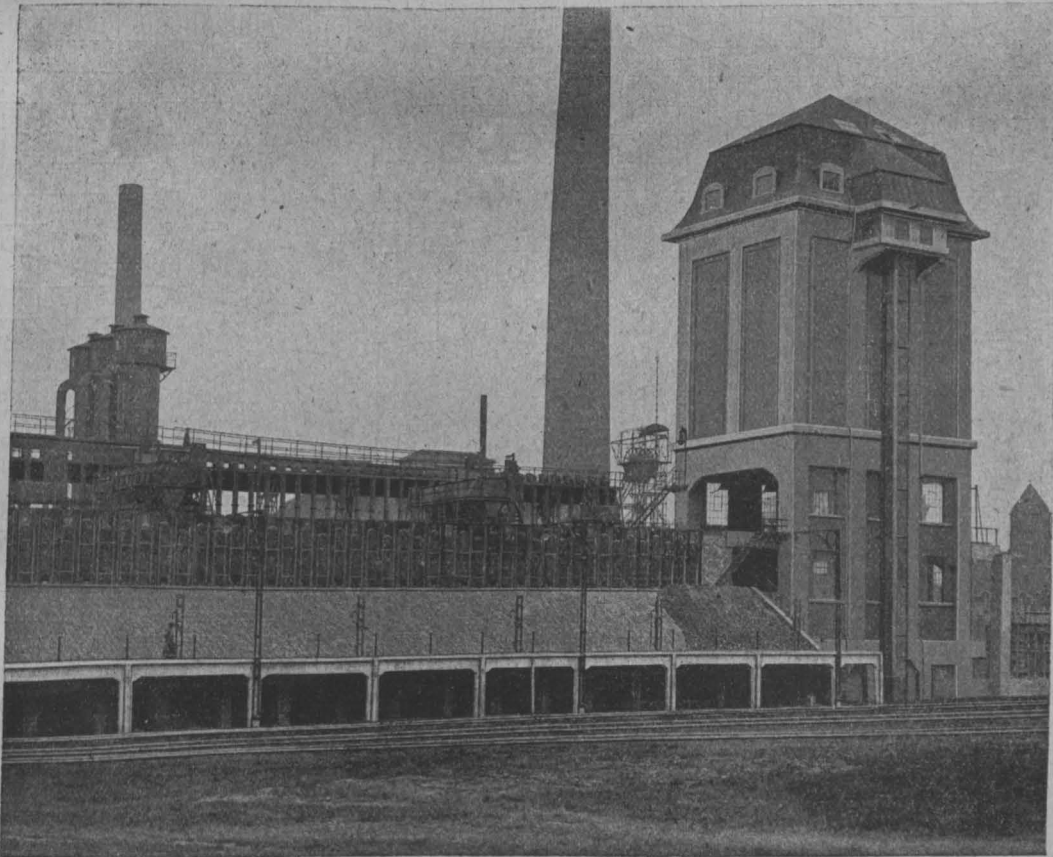


Abbildung 19. Kohlenturm-Anlage aus dem oberschlesischen Kohlenbecken für 2000 t. Silobauten in Eisenbeton. Ausführungen von Heinrich Butzer, Tiefbau-Betonbau, Dortmund-Kattowitz.

Die für andere Mischungsverhältnisse zulässige Beanspruchung ist durch im Verhältnis zu den Würfel- oder Stein- (Zellen-)festigkeiten erfolgende geradlinige Einschaltung zwischen den festgesetzten Beanspruchungen zu ermitteln. Auf keinen Fall darf die zulässige Beanspruchung 12 kg/cm^2 übersteigen. Bei Hohlmauern aus

mit einer Höhe h größer als $16 b$ dürfen als lasttragende Mauern nicht ausgeführt werden.

§ 8. Der Stein- oder Mauerverband. Bei Hohlmauern aus Betonsteinen ist für einen guten Steinverband, für einen guten Verband der Mauern miteinander an Ecken und Kreuzungen und für einen geeigneten Anschluß

der Zwischenwände an die Hauptmauern Sorge zu tragen. Bei mehrgeschossigen Gebäuden ist in jeder Stockwerks- gleiche ein durchlaufender, den ganzen Gebäudegrundiß umfassender, als Deckenauflage dienender Betonrost von wenigstens 15 cm Höhe anzuordnen. Durch diesen Rost dürfen Rauch- und Luftabzüge durchgeführt werden. In jedem Stockwerk ist ein Schließennetz anzuordnen. Die Mauer schließen sind in der Regel in den Betonrost zu verlegen. Die Hohlsteinmauern sind in Entfernungen von höchstens 7 m durch geeignete Querwände oder durch volle Pfeiler zu versteifen.

§ 9. Wärmeschutz. Hohlmauern aus Betonsteinen für Wohngebäude müssen gegen den Einfluß von Wärmeschwankungen und der Feuchtigkeit mindestens einen eben- solchen Schutz bieten, wie die schwächsten im gleichen Falle nach der Bauordnung zugelassenen Vollmauern.

§ 10. Rauchabzüge. Werden Hohlräume der Mauern zu Rauchabzügen benutzt, so sind die Wandungen entsprechend wärme- und rauchdicht und hinreichend wider- standsfähig anzustatten.

§ 11. Stiegenhäuser. Beiderseits aufliegende Stufen dürfen nicht unmittelbar in Hohlmauern eingreifen. Es ist zumindest bei den Stufenauflegern Stampfbeton oder volles Mauerwerk in solchem Ausmaße auszuführen, daß eine Störung des Steinverbandes oder ein Verhau der Hohl- steine vermieden wird. Hohlmauern dürfen nicht als Auf- lager freitragender Stufen verwendet werden.

§ 12. Fundamente. Die Fundamente sind minde- stens bis auf eine der Sohlenbreite gleiche Höhe aus Voll- mauerwerk herzustellen. Bei der Gründung von Hohlstein- bauten hat die Verbreiterung in der gleichen Weise zu ge- schehen wie bei vollem Mauerwerk.

Bei der Wichtigkeit, welche der Betonhohlblockbau auch in Deutschland für den Wohnungsbau in den nächsten Jah- ren gewinnen wird, dürfte es geboten sein, für diese Bau- weise, auf welche ja auch vom Reichs- und Staatskommis- sar für das Wohnungswesen jetzt besonders hingewiesen worden ist, auch in Deutschland bald entsprechende Vor- schriften zu schaffen. Das dürfte eine dankenswerte Auf- gabe für den „Deutschen Ausschuß für Eisenbeton“ sein.

Zugspannungen des Betons im Eisenbetonbau.

Von O. Leuprecht (Ingenieur-Bureau Klingler & Leuprecht in Basel).

Unter obigem Titel hatten wir in den „Mitteilun- gen“, Jahrg. 1917, S. 99, ein Berechnungs- verfahren veröffentlicht, welches die Lösung aller mit den Beton-Zugspannungen zusammen- hängenden Aufgaben mit Hilfe einer Kurven- tafel in einfacher Weise ermöglicht. Die Hand- habung der Tafel wurde durch neun Zahlenbeispiele erläu- tert. Ob nun die Beton-Zugspannungen σ_z oder die erforderliche Rippentreite dafür gefunden werden soll, oder ob für ein vorgeschriebenes σ_z das entsprechende f_e zu bestimmen ist, der Vorgang ist immer gleich einfach und wird auch nicht verwickelter, wenn Zug- und Druck- zone verschiedene Elastizitätszahlen haben. Die Tafel*),

Wir ergänzen die Hauptgleichung III der früheren Ver- öffentlichung S. 102 und gelangen zur Beton-Zugspannung

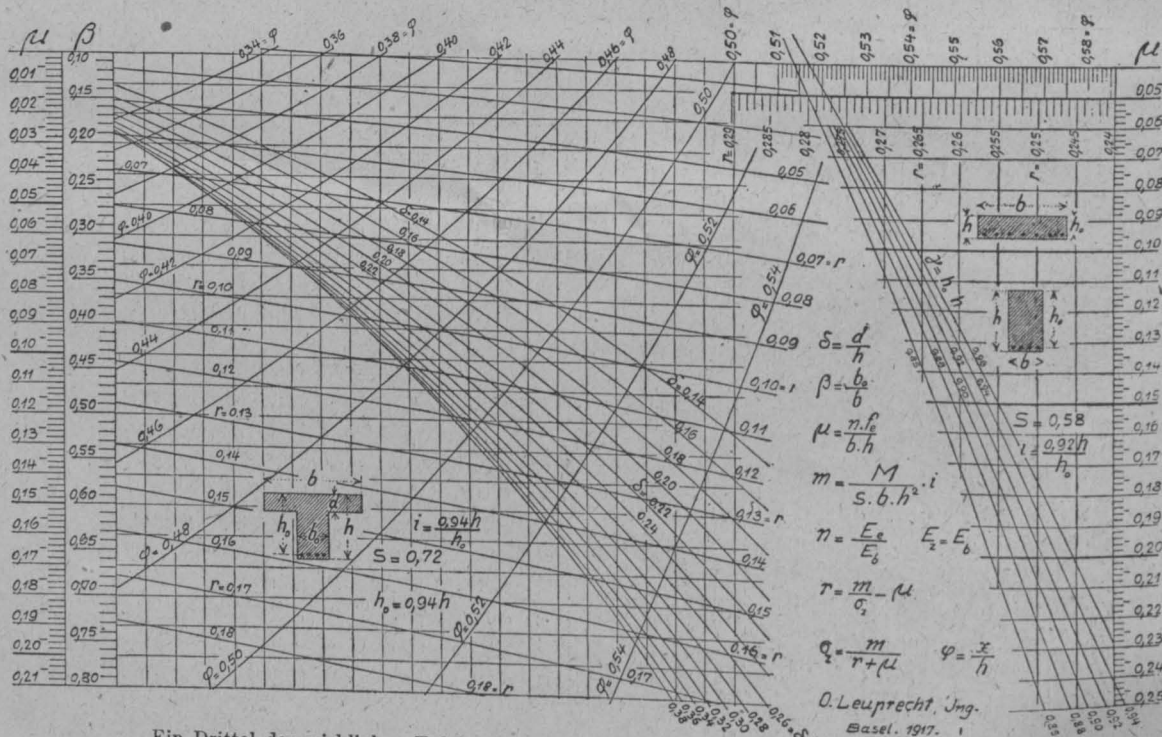
$$\sigma_z = \frac{m}{r + \mu} (1 - \mu'); \dots \dots \dots (25)$$

Hierin bedeutet:

$$m = i \frac{M}{0,58 \cdot b \cdot h^2} \text{ (Gl. 11), } i = 0,92 \frac{h}{h_0},$$

$$\mu = \frac{n \cdot f_c}{b \cdot h}, \mu' = \frac{n' \cdot f_c'}{b \cdot h}; r \text{ ist ein Tafel-}$$

wert, b = Breite, h = ganze Höhe des Querschnittes. Für die verschiedenen i -Werte enthält die Tafel besondere Kurven. Interessieren auch die übrigen Spannungen, so



Ein Drittel der wirklichen Tafelgröße. (Wieder abgedruckt aus Jahrgang 1917, S. 101.)

die wir des besseren Verständnisses wegen hier in $\frac{1}{3}$ der nat. Größe noch einmal abdrucken, gilt für alle Werte $E_e : E_b = n$ und umfaßt die rechteckigen, quadratischen und plattenbalkenförmigen Eisenbetonquerschnitte mit einfacher Bewehrung in der Zugzone.

Bisher ist nur der wichtigste Fall, nämlich die reine Biegung behandelt worden. Der rege Bezug der Tafel dürfte darauf schließen lassen, daß das Verfahren Eingang gefunden hat und seine Vervollständigung nicht zwecklos ist. Im Folgenden erweitern wir daher das Verfahren auf doppelt bewehrte Querschnitte, sowie auf exzentrische Druck- oder Zugbelastung, beschränken uns jedoch auf die Ermittlung der Beton-Zugspannung σ_z .

- I. Reine Biegung, doppelte Bewehrung.
- 1. Rechteckiger und quadratischer Querschnitt.
 - a) $E_d = E_c$.

rechnen wir nach Gl. 5 und 6: $\sigma_d = \sigma_z \frac{x}{h-x} = \sigma_z \frac{\varphi'}{1-\varphi'}$,

$$\sigma_e = n \cdot \sigma_z \cdot \xi, \text{ wo } \xi = \frac{v-a}{v} \text{ und } v = h-x$$

bedeutet. Die Höhe der Druckzone setzen wir für den doppelt bewehrten Querschnitt $x = \varphi' \cdot h$ und schreiben mit hinreichender Genauigkeit

$$\varphi' = \varphi (1 - \mu'). \dots \dots \dots (26)$$

φ gilt für den einfach bewehrten Querschnitt und wird der Tafel entnommen.

Den genauen Wert erhalten wir aus

$$\varphi' = \frac{0,5 + \gamma \cdot \mu + a' \cdot \mu'}{1 + \mu + \mu'} \dots \dots \dots (27)$$

mit den Größen $\gamma = h_0 : h$, $a' = a' : h$ und $h_0 = h - a$.

*) Im Format 50:80 cm vom Verfasser zu beziehen.

Alle mit Strich (') behafteten Bezeichnungen beziehen sich auf die Druckeisen f'_e .

Beispiel.

$$M = 8,5 \text{ tm}, b = 30 \text{ cm}, h = 60 \text{ cm}, h_0 = 56 \text{ cm},$$

$$f_e = 15, f'_e = 10 \text{ cm}^2, a = a' = 4 \text{ cm},$$

$$n = 20, n' = 10.$$

$$\mu = \frac{20 \cdot 15}{1800} = 0,167,$$

$$\mu' = \frac{10 \cdot 10}{1800} = 0,0555, i = 0,92 (60 : 56) = 0,985:$$

$$\text{nach Gl. 11: } m = 0,985 \frac{850\,000}{0,56 \cdot 30 \cdot 3600} = 13,35.$$

Für $\gamma = 56 : 60 = 0,94$ liefert die Tafel zu diesem μ und γ ein $r = 0,253$ und $\varphi = 0,563$, sodaß nach Gl. 25

$$\sigma_z = \frac{13,35}{0,253 + 0,167} (1 - 0,0555) = 31,8 \cdot 0,944 = 30 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\varphi' = 0,563 \cdot 0,944 = 0,533, x = 32, v = 28,$$

$$\xi = 0,855, \sigma_d = 30 \frac{0,533}{0,467} = 34,2,$$

$$\sigma_e = 20 \cdot 30 \cdot 0,855 = 514 \text{ kg/cm}^2.$$

Das genaue φ' nach Gl. 27 wäre 0,538, womit $\sigma_d = 34, \sigma_e = 500, \sigma_z = 29,7 \text{ kg/cm}^2$. Die Nachrechnung lohnt sich also nicht.

b) $E_d : E_z = \varepsilon$:

Wenn E_d' und E_z verschiedene Werte haben, wie beispielsweise nach den österr. Vorschr., wonach $E_d : E_z = \varepsilon = 2,5$ beträgt**), so lautet die für die Druckbewehrung ergänzte Gl. 24): $\sigma_z = \frac{m}{\frac{7}{8}r + \varepsilon \cdot \mu} (1 - \varepsilon \cdot \mu')$ (28).

Die Größen r und φ sind wieder Tafelwerte, m wie vor aus Gl. 11. Für x erhält man den Näherungswert $\varphi' = \varphi (1 - \varepsilon \cdot \mu')$, (29) der ohne Bedenken beibehalten werden darf, da damit ein etwas größeres σ_d gewonnen wird als nach den genauen, umständlichen Formeln, die wir zum Vergleich hier folgen lassen.

$$\frac{b \cdot x^2}{2} - \frac{b(h-x)^2}{2\varepsilon} - n \cdot f_e (h_0 - x) + n' \cdot f'_e (x - a') = 0$$

Ist aus dieser quadratischen Gleichung x gefunden, so rechnet man bekanntlich

$$\sigma_d = \frac{M \cdot x}{\frac{h \cdot x^3}{3} + \frac{b(h-x)^3}{3\varepsilon} + n \cdot f_e (h_0 - x)^2 + n' \cdot f'_e (x - a')^2}$$

$$\sigma_z = \sigma_d \frac{h-x}{x \cdot \varepsilon}, \sigma_e = n \cdot \sigma_z \frac{v-a}{v} \cdot \varepsilon.$$

Unsere Ausdrücke dafür lauten (Gl. 19 u. 20):

$$\sigma_e = n \cdot \sigma_z \cdot \xi \cdot \varepsilon; \sigma_d = \sigma_z \frac{\varphi'}{1 - \varphi'} \cdot \varepsilon$$

Für das vorhergehende Zahlenbeispiel entsteht aus Gl. 28 mit $\varepsilon = 2,5$ ein $\sigma_z = 17,6$, aus Gl. 29 ein $\varphi' = 0,456$, wonach $x = 27,25$, $\xi = 0,815$, $\sigma_e = 538$ und $\sigma_d = 37,0$, während die Nachrechnung mit den vorigen langen Formeln die Resultate $x = 26,7$, $\sigma_e = 529$, $\sigma_d = 34,5$ u. $\sigma_z = 17,3$ ergibt. Statt obiger quadratischer Gleichung für x läßt sich mit unseren Bezeichnungen auch schreiben:

$$\varphi' = -p + \sqrt{p^2 + q} \dots \dots \dots (30)$$

$$\text{mit } p = \frac{1}{\varepsilon - 1} [1 + \varepsilon (\mu + \mu')] \text{ und}$$

$$q = \frac{2}{\varepsilon - 1} [0,5 + \varepsilon (\gamma \cdot \mu + a' \cdot \mu')].$$

$$\gamma = h_0 : h, a' = a' : h, (h_0 = h - a).$$

2) Plattenbalkenförmiger Querschnitt.

a) $E_d = E_z$:

Die für doppelte Bewehrung ergänzte Hauptgleichung I der Veröffentlichung v. J. 1917, S. 101 führt zur erweiterten Gl. 4 in Form $\sigma_z = \frac{m}{r + \mu} (1 - \mu' \cdot \beta)$ (31)

$$\text{Hierin ist } m = i \frac{M}{0,72 \cdot b \cdot h^2}, i = 0,94 \frac{h}{h_0}.$$

μ und μ' wie oben unter 1, a) angegeben, wobei b die ganze Plattenbreite und h wiederum ganze Balkenhöhe ist. Weiter bezeichnet $\beta = b_0 : b$ mit b_0 als Rippenbreite, und r ist wiederum Tafelwert, der auf der betreffenden Kurve $\delta = d : h$ abgelesen wird. Annähernd erhalten wir wieder $\varphi' = \varphi (1 - \mu' \cdot \beta)$, (32) während der genaue Wert dafür

**) $\varepsilon = 2,5$ auch nach den neuen Vorschriften v. 15. Sept. 1918.

$$\text{aus } \varphi' = 0,5 \frac{\beta + (1 - \beta) \delta^2 + 2\gamma \cdot \mu + 2a' \cdot \mu'}{\beta + (1 - \beta) \delta + \mu + \mu'} \dots \dots \dots (33)$$

gewonnen wird.

Aus Gl. 5 und 6 folgt sodann σ_d und σ_e wie unter 1, a). Zur etwaigen Nachrechnung von σ_d dient die bekannte Formel

$$\sigma_d = \frac{3 M \cdot x}{b \cdot x^3 - (b - b_0) (x - d)^3 + b_0 (h - x)^3 + 3 n \cdot f_e (h_0 - x)^2 + 3 n' \cdot f'_e \cdot (x - a')^2}$$

Die Nachrechnung ist jedoch überflüssig.

b) $E_d : E_z = \varepsilon$:

Die für f'_e ergänzte Gleichung 18 erhält die Form

$$\sigma_z = \frac{m}{1,18 r + \varepsilon \cdot \mu} (1 - \varepsilon \cdot \mu' \cdot \beta) \dots \dots \dots (34)$$

$$m = \frac{M}{0,72 \cdot b \cdot h^2} \cdot i, \quad i = 0,94 \frac{h}{h_0}, \beta = b_0 : b.$$

r ist Tafelwert, ebenso φ in der Näherungsgleichung $\varphi' = \varphi (1 - \varepsilon \cdot \mu' \cdot \beta)$ (35)

Der genaue Wert wird erhalten aus $\varphi' = -p + \sqrt{p^2 + q}$, (36)

$$\text{worin } p = \frac{\varepsilon}{\beta(\varepsilon - 1)} \left[(1 - \beta) \delta + \frac{\beta}{\varepsilon} + \mu + \mu' \right].$$

$$q = \frac{\varepsilon}{\beta(\varepsilon - 1)} \left[(1 - \beta) \delta^2 + \frac{\beta}{\varepsilon} + 2\gamma \cdot \mu + 2a' \cdot \mu' \right].$$

σ_d und σ_e aus Gl. 19 u. 20 wie unter 1, b). Für ev. Nachrechnung gilt die unter 2, a) angeführte σ_d -Gleichung, doch muß das dritte Glied im Nenner durch ε dividiert werden. Die Gleichungen 32 u. 35 für φ' führen zu etwas größeren Werten von σ_d , können daher ohne Bedenken im Interesse einer einfacheren Handhabung angewandt werden.

II. Exzentrische Belastung.

Handelt es sich um exzentrischen Druck oder Zug N , so zerlegt man (wie sonst üblich) dessen Wirkung in ein Schwerpunkt-Moment $M = N \cdot e_s$ und in den achsial angreifenden Normaldruck oder -zug und zählt die einzelnen Einflüsse zusammen. $e_s = M : N$ ist der Hebelarm von N in bezug auf den Schwerpunkt, der bei $x = \varphi' \cdot h$ gelegen ist. Sind unter σ_z, σ_d und σ_e die im Vorigen gefundenen Werte für reine Biegung $M = N \cdot e_s$ und unter F_i der ideale Querschnitt verstanden, so berechnen sich im Sinne der Navier'schen Biegungsgleichung die aus der exzentrischen Belastung entstehenden Spannungen.

$$\bar{\sigma}_z = \sigma_z \mp \frac{N}{F_i}, \bar{\sigma}_d = \sigma_d \pm \frac{N}{F_i}, \bar{\sigma}_e = \sigma_e \mp n \frac{N}{F_i} \dots (37)$$

Das obere Vorzeichen gilt für Druck, das untere für Zug.

Mit den ohnehin zu bestimmenden Größen μ, μ', β u. δ erhalten wir F_i wie folgt:

1. Rechteck und Quadrat:

$$\text{einfach bewehrt: } F_i = b \cdot h (1 + \mu) \quad \text{doppelt bewehrt: } b \cdot h (1 + \mu + \mu')$$

2. Plattenbalken:

$$\text{einfach bewehrt: } F_i = b \cdot h (1 - \mu) - b_1 : h_1 \quad \text{doppelt bewehrt: } b \cdot h (1 + \mu + \mu') - b_1 : h_1$$

$$\text{oder } b \cdot h [\mu + \beta + \delta(1 - \beta)] \quad \text{oder } b \cdot h [\mu + \mu' + \beta + \delta(1 - \beta)]$$

$$b_1 = b - b_0, h_1 = h - d.$$

Beim plattenbalkenförmigen Querschnitt muß nach unseren Ausführungen die Platte in der gedrückten Zone liegen, andernfalls behandelt man für reine Biegung nur den Stegquerschnitt $b_0 \cdot h$ und verfährt sodann wie bisher.

Beispiel.

Ein Plattenbalken von $h = 65, h_0 = 61, b = 100, b_0 = 53,3 \text{ cm}, f_e = 40, f'_e = 24 \text{ cm}^2$ und $d = 10,5 \text{ cm}$ sei für $M = 22 \text{ tm}$ und $N = 80 \text{ t}$ Druck auf die Beton-Zugspannung zu untersuchen, wenn $\varepsilon = 1, n = 20, n' = 10$ vorgeschrieben. $i = 1,$

$$\mu = \frac{20 \cdot 40}{6500} = 0,123, \mu' = \frac{10 \cdot 24}{6500} = 0,037, \beta = 0,533,$$

$$\delta = 0,16, m = \frac{2\,200\,000}{0,72 \cdot 100 \cdot 65^2} = 7,23.$$

Die Tafel liefert $r = 0,118$ und $\varphi = 0,534$, folglich

$$\sigma_z = \frac{7,23}{0,118 + 0,123} (1 - 0,037 \cdot 0,533) = 30 \cdot 0,98 = 29,4,$$

$$\varphi' = 0,534 \cdot 0,98 = 0,522, x = 34, v = 31,$$

$$\sigma_d = 29,4 \frac{0,522}{0,478} = 32, \sigma_e = 20 \cdot 29,4 \frac{27}{31} = 513.$$

$$F_i = 5000; \sigma_N = 16; \bar{\sigma}_z = 13,4; \bar{\sigma}_d = 47,8; \sigma_e = 190.$$

Die Nachrechnung ergibt $\bar{\sigma}_z = 13,0; \bar{\sigma}_d = 47,1; \sigma_e = 183; x = 33; v = 32.$

Vermischtes.

Emscherbrunnen in Eisenbeton für die Kanalisation von Rostock. Für die Reinigung der Abwässer ist eine Kläranlage von 12 Emscherbrunnen von je 7,5 m Durchm. und 8,6 m Tiefe ausgeführt worden. Das Baugelände zeigt eine große Verschiedenheit des Untergrundes. Unter Lehm und lehmigem Sand fanden sich nach den Bohrungen in größerer Tiefe teils Geschiebemergel, zum größten Teil aber feinsten tonhaltiger Sand mit starkem Wasserandrang. Die Herstellung in offener Baugrube erschien daher bedenklich und es wurde statt dessen Absenkung der Brunnen vorgezogen, die in Ringe von 2·3,5 und 1·2,5 m in der Höhe geteilt wurden. Für je 3 zu einer Gruppe gehörige Brunnen wurden auf der abgeglichenen Baustelle zunächst die Schalungen aufgestellt. Die Ringe wurden mit 25 mm-Eisen in wagrechtem und lotrechtem Sinn bewehrt und in Beton 1:6 eingestampft. Nach 4 Tagen wurden sie ausgeschalt, außen mit Zementglattstrich 1:2 versehen und dann nach weiteren 10 Tagen abgesenkt. Der Boden wurde dabei von Hand unter den Brunnenringen fortgenommen und mit Schwenkran auf Kipploren geladen. Die Schalung des 2. Ringes wurde nach Absenkung des ersten auf diesen aufgesetzt und abgesteift, dann die Absenkung fortgesetzt usw. Trotzdem durch den Wasserandrang ein großer Teil des Bodens zwischen den Brunnen in diese hineingespült wurde und mit beseitigt werden mußte, war die Ersparnis an Bodenbewegung gegenüber offenen Baugruben doch bedeutend. Um die Sohle betonieren zu können, wurde zunächst eine 50 cm starke Kiesschicht eingebracht, in welche strahlenförmig Drainröhren verlegt wurden, während in der Mitte ein Pumpensumpf, bestehend aus kräftigem Kiesnest angelegt war, in das ein in unterem Teil durchbohrtes Flanschrohr von 30 cm Durchmesser eingesetzt war. Unter Senkung des Wassers (die Sohle des Brunnens lag über 6 m unter Grundwasser) wurde dann ausbetoniert und dann die Sohle zum Erhärten unter Wasser gesetzt. Nach Erhärtung wurden die Innenwandungen 3 cm stark mit Zementglattstrich 1:2 verputzt. Das Flanschrohr wurde dann mit Blindflansch geschlossen und ganz einbetoniert. Die Brunnen wurden vollständig wasserdicht. Die Betonierungsarbeiten wurden durch die Fa. L. Berninger Nachf. in Rostock hergestellt. (Gesundheits-Ingenieur 1919, No. 2.) —

Literatur.

Der Eisenbetonbau. (Sammlung Götschen.) Von Reg.-Baumeister Karl Rößle. 2. Aufl. Neubearbeitet von Dipl.-Ing. O. Henkel, Bauing. und Ob.-Lehrer a. d. Bau-gew.-Schule in Magdeburg. Kl. 8°, 144 S. Text mit 73 Textabbildungen. Berlin-Leipzig 1919. G. J. Götschen'sche Verlagsbuchhandlung G. m. b. H. Pr. brosch. 1,80 M. —

Die kleine Schrift gibt in 3 Abschnitten, die Allgemeines über Beton und Eisenbeton, Theorie und Anwendungsgebiet behandeln, eine gedrängte Uebersicht über das ganze Gebiet in dem Umfang, wie es für Techniker und Baugewerksmeister erforderlich ist, um einen allgemeinen Einblick in das Wesen der Bauweise und den Rechnungsgang zu gewinnen. Sie schließt sich in Theorie und Angaben über die Ausführung eng an die deutschen Vorschriften von 1916 an, die noch etwas näher erläutert werden, und gibt auch die wichtigsten Ergebnisse aus dem Versuchswesen kurz wieder. Innerhalb dieses Rahmens — welche Absichten der Verfasser verfolgte, ist mangels eines Vorwortes nicht klar ersichtlich — erfüllt das Werkchen, das im Allgem. klar und übersichtlich in der Darstellung ist, gut seinen Zweck, doch finden sich namentlich im allgemeinen Teil hier und da Ausführungen, die zu irrthümlichen Auffassungen Veranlassung geben können. So ist S. 8 die Charakterisierung des Eisenportlandzementes nicht ausreichend, die Angaben über Frostwirkung auf Beton S. 16 hätten eine Vertiefung verdient, ebenso die Angaben S. 20 über Rostschutz, S. 28 über die notwendige Deckung der Eisen gegen Feuer, Rauch und sonstige Gase. Was S. 31 über Gußeiseneinlagen in Säulen gesagt ist, läßt nicht erkennen, daß es sich hier doch nur um Ausnahmefälle handelt. Was S. 32 über Stützenköpfe, S. 34 über die Verwendung fertiger Bauteile gesagt ist, läßt die Bedeutung dieser Fragen nicht genügend erkennen, S. 113 hätte die Notwendigkeit von Arbeits- und Dehnungsfugen in umfangreichen Bauten schärfer betont werden müssen. Andererseits erscheint der Hinweis auf den Einfluß der untergeordneten Spannungen im Rahmen dieser Schrift überflüssig. Gerade Werke dieser knappen Form sollten überall das Wesentliche ganz besonders klar hervorheben, sonst kann sich der Nutzen, den sie bringen sollen, leicht in das Gegenteil verkehren. —

Fr. E.

Verein Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten (E. V.).

Tagesordnung für die 42. ordentl. Generalversammlung

am Dienstag, den 20. und Mittwoch, den 21. Mai 1919, vormittags 10 Uhr im „Meistersaal“ zu Berlin W. 9, Köthener Straße 38.

1. Erstattung des Jahresberichtes durch den Vorsitzenden des Vereins Dr. Müller-Rüdersdorf.
2. Erstattung des Kassenberichtes durch den Kassierer des Vereins Komm.-Rat M. Kuhlemann-Misburg.
3. Wahl der Rechnungsprüfer nach § 12 der Satzungen.
4. Gründung eines Pensionsfonds für die Angestellten des Vereins.
5. Vorstandswahl nach § 4 der Satzungen.
6. Wahlen zum Wirtschaftlichen Ausschuß.
7. Bericht der Normensand-Kommission, erstattet durch Direktor Dr. K. Goslich-Berlin.
8. „Ueber tonerreichere Zemente“; Vortrag mit Lichtbildern, gehalten von Doz. Dr. Endell-Berlin-Steglitz.
9. „Die Entwicklung des Schachtofens in der deutschen Zementindustrie“; Vortrag mit Lichtbildern, gehalten von Dir. Dr. Müller-Rüdersdorf.
10. „Mitteilungen über neue Versuche, betr. Abbindeverhältnisse“; Vortrag mit Lichtbildern, gehalten von Dr. Killig-Rüdersdorf.
11. Bericht über die Tätigkeit des Wissenschaftlichen Ausschusses der deutschen Zementindustrie, erstattet durch Dir. Dr. O. Strebel-Hemmoor.
12. Bericht über die Endergebnisse der Versuche der Meerwasser-Kommission, erstattet durch Geh. Reg.-Rat Prof. Dr.-Ing. Gary-Berlin-Lichterfelde.
13. Bericht über die Tätigkeit des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, erstattet durch Dir. Dr. K. Goslich-Berlin.
14. Bericht über die Tätigkeit des Vereinslaboratoriums, erstattet durch Dr. Fr. Framm-Karlsborst.
15. Wahlen zum Verwaltungsrat des Vereinslaboratoriums.
16. „Staubmessungen der Drehofenbetriebe“; Vortrag, gehalten von Dir. Rudolf Grimm-Göschwitz a. Saale.
17. Bericht über den Stand der Arbeiten für die Herausgabe des im Auftrage des Vereins bearbeiteten Sammelwerkes über Zementforschung, erstattet von Dr. F. E. Hartogh-Spandau.
18. Mitteilungen über die bei der Staatsregierung beantragte Aenderung des § 9 des Sprengstoffgesetzes; Berichterstatter Ingenieur Alexander Spielmann-Breslau.
19. „Die Brennkrafttechnische Gesellschaft als Sammelstelle Deutscher Wärmewirtschaft“; Vortrag, gehalten von Geh. Reg.-Rat Gentsch-Berlin.
20. Geschäftliche Mitteilungen.

Anträge auf Ergänzung vorstehender Tagesordnung sowie die Anmeldung weiterer Vorträge sind bis zum 10. Mai ds. Js. bei mir einzureichen.

Aenderungen in der Reihenfolge der einzelnen Punkte der Tagesordnung bleiben vorbehalten.

Kalkberge (Mark), im April 1919.

Der Vorstand des Vereins Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten (E. V.). Dr. Müller, Vorsitzender.

Inhalt: Silobauten aus Eisenbeton. (Schluß aus No. 7.) — Abgekürzte Ermittlung der Nulllinie bei einfach bewehrten Massivdecken. — Leitsätze für die Ausführung von Hohlmauern aus Betonsteinen. — Zugspannungen des Betons im Eisenbetonbau. — Vermischtes. — Literatur. — Verein Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten (E. V.). —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin. Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselein 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.

№ 10.

Shedbau in Eisenbeton für die Wollhaar-Kämmerei und Spinnerei A.-G. Hainichen i. Sa.

(Hierzu die Abbildungen Seite 64 und 65.)



heddächer kommen in industriellen Betrieben dort zur Anwendung, wo große ebenerdige Säle notwendig sind. Man unterscheidet bekanntlich 2 Typen, die Laternen-Sheds und die Säge-Sheds.

Ein Beispiel eines größeren Säge-Shedbaues soll im Folgenden beschrieben werden: Die umfangreichen Eisenbetonarbeiten sind

im Jahr 1917 von der Firma Rud. Wölle in Leipzig zur Ausführung gekommen.

Die Grundfläche bildet ein Rechteck von 178,2 m Länge und 26,7 m Breite, mit einem an der Nordwest-Ecke anschließenden Flügelausbau von 26,2 m Länge und 15,7 m Breite. Die gesamte überbaute Fläche des Shedbaues hat daher eine Größe von 5169,28 qm.

In der Längsrichtung wird die Grundfläche, wie die Abbild. 1a und 2 a. f. S. erkennen lassen, durch die Säulenstellungen in 28 Felder von je 6 m Breite und 2 Felder von je 4,8 m Breite geteilt. In der Querrichtung (Vergl. Abbildung 1b) stehen die Säulen in gleichen Abständen von je 8,7 m. Ursprünglich war der Bau nur mit 17 Feldern geplant, erst während der Ausführung haben sich die Bauherren entschlossen, 13 weitere Felder und einen Flügelausbau anzuschließen. Auf der einen Langseite nach Westen war auf eine spätere Erweiterung Rücksicht zu nehmen, es mußten daher die Längsriegel-Säulen auf dieser Seite Kragstücke erhalten zur späteren Auflagerung der Unterzüge.

Alle Innensäulen, sowie die Säulen im Erweiterungsgiebel sind mit quadratischem Querschnitt 35/35, die Wandsäulen des Ostgiebels mit rechteckigem Querschnitt 25/35 cm ausgeführt. Die Fundamente sind überall auf tragfähigem Boden gegründet, der in den ersten Feldern auf der Südseite tiefer liegt, als auf der Nordseite, sodaß die Gründungen dementsprechend tiefer liegen. Die Felder 19—21 sind unterkellert wie der Grundriß Abbildung 3 zeigt, ebenso die Felder 1—2 und 8, letztere wurden aber erst nach Fertigstellung auf Verlangen der Bauherrschaft unterkellert, sodaß die in dem Bereich dieser Unterkellerung befindlichen Stützen unterfangen werden mußten. Die Säulen tragen, wie Abbild. 4, S. 65 deutlicher zeigt, gerade Unterzüge von 8,7 m Stützweite mit 30/80 cm Querschnitt, auf diesen lie-

gen die Sagedach-Binder von 25/40 cm Querschnitt in Abständen von $\frac{8,7}{2} = 4,35$ m, zwischen denen die Dachplatte von 10 cm Stärke und eine steile, unter 63° zur Wagrechten geneigte Glasfläche eingelegt ist. (Der Winkel von 63° entspricht dem günstigsten Lichteinfall; vergl. Hütte III, 22. Auflage, S. 446.)

Zur Wärme-Isolierung erhielt die Eisenbetonplatte eine Abdeckung von einer 8 cm starken Bimsbetonschicht, auf die Ruberoidpappe aufgeklebt wurde. Die Entwässerung erfolgt über den Unterzügen von der Mitte aus nach den Fallrohren, die längs der Giebelsäulen angebracht sind. Das Entwässerungsgefälle von 20 cm ist durch Bimsbeton-Aufbetonierungen hergestellt, sodaß an der tiefsten Stelle noch eine Stärke der Bimsbetonschicht von 8 cm vorhanden ist.

Von großer Wichtigkeit für die konstruktive Durchbildung einer derartigen Anlage ist die Auffassung der statischen Verhältnisse. Die einschlägige, nicht allzu-reiche Literatur auf diesem Gebiet zeigt zumeist Beispiele, bei denen die Shedbinder als Bogenträger oder Sprengwerke mit aufgehobenem Horizontalschub ausgebildet sind.

Die Zugbänder bieten, falls sie in Eisenbeton ausgeführt sind, den Vorteil, daß sie in zweckmäßiger Weise zur Befestigung der Transmissionslager herangezogen werden können. Zumeist sind aber die Zugbänder in einem Fabriksaal raumstörend, wirken außerdem unschön und erfordern bei Ausführung in Eisen immer wiederkehrende Unterhaltungskosten, um sie gegen Rostgefahr zu schützen, zumal in Shedsäulen, bei denen reichliche Dampfenwicklung vorhanden ist.

Man kann die Shedbinder aber auch ohne weiteres als geknickte durchlaufende Balken biegungsfest für die ganze Spannweite zwischen den Säulen- bzw. zwischen den Unterzügen ausführen, wobei die Zugbänder entbehrlich werden. Diese Auffassung liegt auch der vorliegenden Ausführung zugrunde. Sie ist insofern begründet, als man ohne weiteres in der Lage ist, die aus dem Seitenschub der schrägen Dachfläche am Ende übertragenen Zugkräfte aufnehmen zu können, vorausgesetzt, daß die schräge Dachplatte in ihrer ganzen Länge als biegungsfester Träger wirksam ist und ihre Auflagerzugkräfte auf die Eckpunkte in den Längsriegeln überträgt.

Zu ihrer wirksamen Aufnahme sind im Anschluß an die Endunterzüge in den Längsgiebeln auf die ganze Länge des Baues durchgehende Zugriegel 25/35 cm vorgesehen, die auch bei Windbelastung auf die Stirngiebelflächen ihre Aufgabe als Zugriegel zu erfüllen haben. Ihre Bewehrung zeigt Abb. 5, S. 65. Der Winddruck auf die Sheddächer ist aber verhältnismäßig gering, da die

Stützen reicht vollständig hin, um den Momenten aus diesen Verschiebungen begegnen zu können.

Eine weitere Frage, die bei der konstruktiven Durcharbeitung auftaucht, ist die Notwendigkeit von Dehnungsfugen. Nach § 15 der Eisenbeton-Bestimmungen 1915, Ziffer 1 sind bei „gewöhnlichen Hochbauten“ Trennungsfugen in 30—40 m Abstand anzuordnen. Eine

Abbildung 1a und b. Längs- und Querschnitt des zuerst ausgeführten Baues.

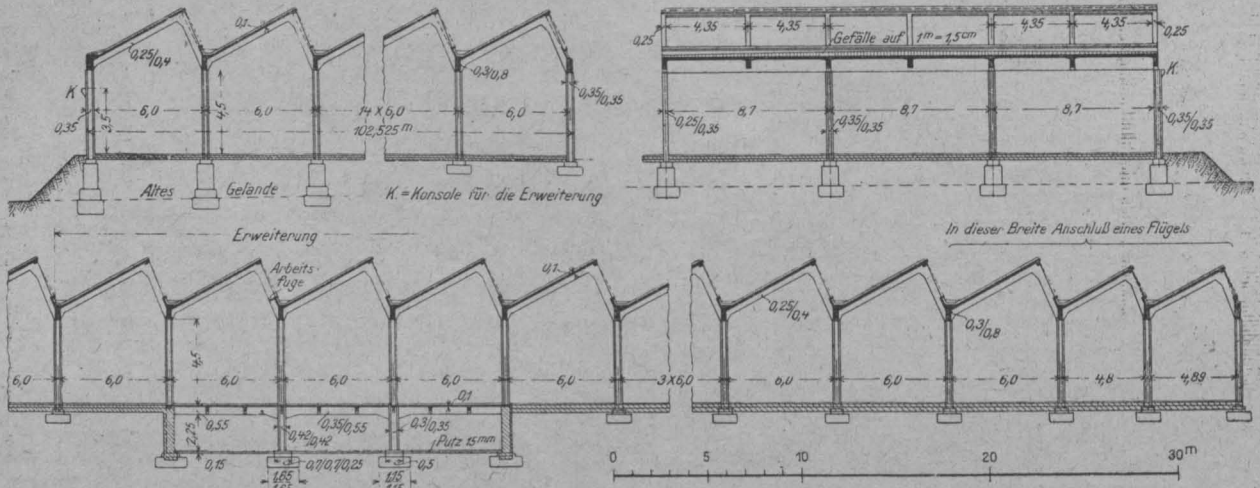


Abbildung 2. Längsschnitt durch den Erweiterungsbau.

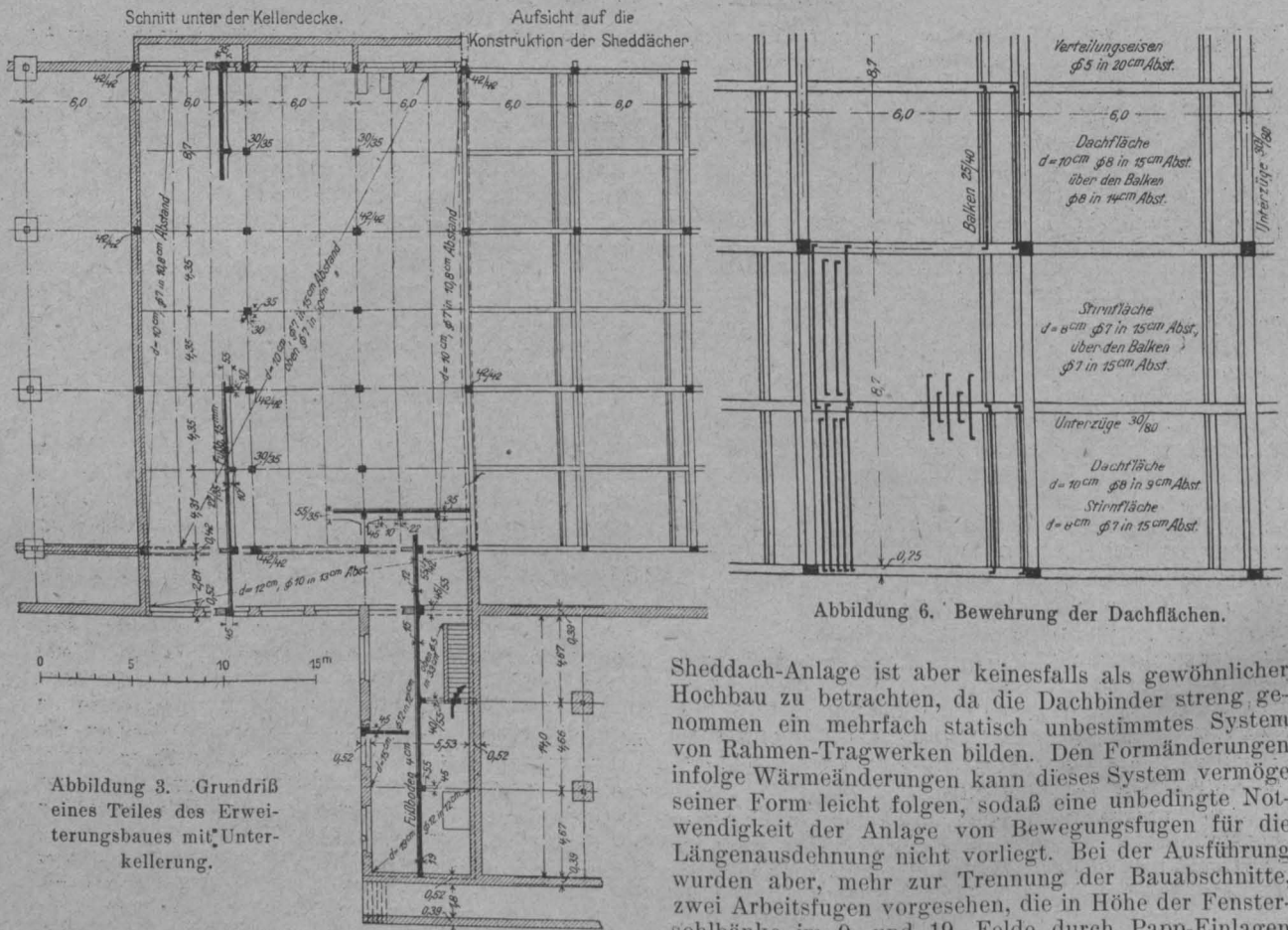


Abbildung 6. Bewehrung der Dachflächen.

Abbildung 3. Grundriß eines Teiles des Erweiterungsbau mit Unterkellerung.

vorderen Flächen die dahinter liegenden schützen und da außerdem eine große Anzahl Stützen zur Verfügung stehen, welche die Windkräfte nach den Fundamenten durch ihren Biegungswiderstand übertragen. Die infolge des festen Anschlusses der Binder an die Säulen an den Endgiebeln unvermeidlichen Stützenkopf-Verschiebungen sind gering, wie sich durch Rechnung und Messung erwiesen hat. Der Biegungs-Widerstand der

Sheddach-Anlage ist aber keinesfalls als gewöhnlicher Hochbau zu betrachten, da die Dachbinder streng genommen ein mehrfach statisch unbestimmtes System von Rahmen-Tragwerken bilden. Den Formänderungen infolge Wärmeänderungen kann dieses System vermöge seiner Form leicht folgen, sodaß eine unbedingte Notwendigkeit der Anlage von Bewegungsfugen für die Längenausdehnung nicht vorliegt. Bei der Ausführung wurden aber, mehr zur Trennung der Bauabschnitte, zwei Arbeitsfugen vorgesehen, die in Höhe der Fenster-sohlbänke im 9. und 19. Felde durch Papp-Einlagen durchgeführt sind. Eine weitere Trennung wird bei späterer Erweiterung auf der Westseite für die Ausdehnung in der Breitenrichtung erforderlich, wie dies bereits beim Anschluß des Flügelanbaues geschehen ist.

Es sei noch ein Auszug aus der statischen Berechnung mitgeteilt:

a. Dachplatte. (Vergl. die Bewehrung Abbildung 6, oben.) Die unter 27° geneigte Dachplatte ist durchlaufend über mehrere Felder.

Gesamtlast der Platte einschließlich Isolierung: 330 kg/qm.
Seitenkraft senkrecht zur Dachfläche einschließlich Schneedruck 355 kg/qm.

Endfelder: Halb eingespannte Platte, da an den Rippen volle Einspannung anzunehmen ist. (§ 16 Ziff. 8 der amtl. Bestimmung.)

$$M = 9/128 \cdot q l^2 = 9/128 \cdot 355 \cdot 4,35^2 = 460 \text{ mkg.}$$

$$h = 10 \text{ cm; } f_e = 5,5 \text{ cm}^2 \text{ (8 mm } \Phi \text{ in 9 cm Abstand).}$$

Mittelfelder:

$$M = 1/24 \cdot q l^2 = 1/24 \cdot 355 \cdot 4,35^2 = 280 \text{ mkg.}$$

$$h = 10 \text{ cm; } f_e = 3,3 \text{ cm}^2 \text{ (8 mm } \Phi \text{ in 15 cm Abstand).}$$

Beim Anschluß der Platte an die Binder sind Schrägen 6/18 cm ausgebildet.

b. Sägeförmige Dachbinder. (Vergl. die Bewehrung Abb. 7, S. 65.) Wie bereits erwähnt, sind diese als am First geknickte Träger aufzufassen, die auf den Säulen bzw. den Unterzügen aufruhren; sie sind daher als durchlaufende Balken zu berechnen.

Der Zusammenhang erstreckt sich auf eine große Felderzahl. Es wurde zunächst das Biegemoment für einen frei aufliegend gedachten Dachbinder mit der tatsächlichen Belastung gerechnet, der zugehörige Belastungsgleichwert einer gleichmäßig über die ganze Stützweite verteilten Last ermittelt und mit dieser die Berechnung des durchlaufenden Trägerzuges durchgeführt.

Gesamtlast eines Binders: 12150 kg.
Belastungsgleichwert $q = 2050 \text{ kg/m}$.
Die Momente sind zeichnerisch nach dem Ritter'schen Verfahren ermittelt.

Endfelder:

$$M = 6500 \text{ mkg, Querschnitt } b h = 25/40 \text{ cm}$$

$$f_e = 15,7 \text{ cm}^2 \text{ (6 Eisen von 18 } \Phi \text{).}$$

Mittelfelder:

$$M = 3900 \text{ mkg, } b/h = 25/40 \text{ cm}$$

$$f_e = 10,6 \text{ cm}^2 \text{ (3 St. 14 } \Phi + 3 \text{ St. 16 } \Phi \text{).}$$

Den auftretenden schiefen Zugspannungen ist durch schräge Stabaufbiegungen Rechnung getragen.

Die Bewehrung der Binder ist aus der Abbildung 7 zu ersehen. An den Knickstellen der Binder sind voutenförmige Verstärkungen ausgebildet, die wegen der Unterbrechung der Eisenbewehrung zur Vergrößerung der Haftlänge des Eisens nötig sind. Die Eckpunkte liegen mit Ausnahmen in den nordseitigen Endfeldern durchweg im Bereich der negativen Momente, sodaß die unteren Eisen an diesen Stellen gedrückt sind. Durch die getrennte Durchführung der Eisen ist aber auch bei den Zugecken einer Ribbildung vorgebeugt.

c. Die Unterzüge. (Vergl. die Bewehrung Abb. 8, S. 65.) Diese sind durchlaufende Träger mit 3 gleich langen Feldern, belastet durch die Auflagerdrücke des Sagedachbinders in $\frac{l}{2}$.

Die Momente sind für gleichmäßige Last nach den Winkler'schen Tabellen und für Einzellasten nach den im Betonkalender 1918 S. 223 enthaltenen Zahlentafeln errechnet.

Gleichmäßige Last $g = 650 \text{ kg/m}$.

Einzellast $P = 12150 \text{ kg}$.

(Für Belastung durch Transmissionen ist eine gleichmäßige Last von 50 kg/m zugeschlagen).

Endfelder: $l = 870 + 15 = 885 \text{ cm}$,

$$M = 0,08 \cdot 650 \cdot 8,7 + 0,175 \cdot 12150 \cdot 8,85 = 22800 \text{ mkg,}$$

$b/h = 30,80 \text{ cm}$, doppelt bewehrt mit

$$f_{ez} = 27,12 \text{ cm}^2 \text{ (6 St. 24 } \Phi \text{),}$$

$$f_{ed} = 4,0 \text{ cm}^2 \text{ (2 St. 16 } \Phi \text{).}$$

Mittelfeld: $M = 0,025 \cdot 650 \cdot 8,7^2 + 0,1 \cdot 12150 \cdot 8,7 = 11800 \text{ mkg,}$

$b/h = 30/80 \text{ cm}$ mit $f_e = 14,0 \text{ cm}^2$ (7 St. 16 Φ).

Der Nachweis der Schubspannungen und der aufzubiegenden Eisen ist den Vorschriften entsprechend durchgeführt.

Die Bewehrung der Unterzüge zeigt Abbildung 8. Der Endunterzug erhielt auch eine seitliche Bewehrung für den Seitenschub von der Dachplatte des Endbinders. d. S t ü t z e n. (Vergl. die Bewehrung Abb. 9, S. 65.)

Belastung der Innenstützen:

$$\text{Vom Unterzug } 1,1 \cdot 650 \cdot 8,7 + 1,15 \cdot 12150 = 20200 \text{ kg}$$

$$\text{„ Sagedachbinder. } 12150 \text{ „}$$

$$\text{Eigengewicht } 1380 \text{ „}$$

$$\underline{\hspace{10em}} 33730 \text{ kg}$$

$$\text{Querschnitt } 35/35 \text{ cm mit 4 St. 20 } \Phi = 12,57 \text{ cm}^2$$

$$33730$$

$$\sigma_b = \frac{33730}{35 \cdot 35 + 15 \cdot 12,57} = 24 \text{ kg/cm}^2$$

Belastung des Fundamentes:

$$\text{Säulenfuß } 0,6 \cdot 0,6 \cdot 0,25 \cdot 2400 = 220 \text{ kg}$$

$$\text{Grundkörper } 1,3 \cdot 1,3 \cdot 1,0 \cdot 2300 = 3900 \text{ „}$$

$$\text{Säulenlast. } 33730 \text{ „}$$

$$\underline{\hspace{10em}} 37850 \text{ kg}$$

$$\text{Bodenpressung: } \delta = \frac{37850}{130 \cdot 130} = 2,2 \text{ kg/cm}^2$$

Die Säulen der Längsriegel erhalten bei Windbelastung auf die Giebelflächen geringe Biegemomente. Die Auflagerkraft vom Wind wird von den Zugriegeln auf eine große Anzahl Stützen übertragen, sodaß auf jede einzelne nur ein geringer Anteil entfällt. Nimmt man beispielsweise eine Verteilung auf 20 Stützen an, so ergibt sich bei 4,5 m Stützenhöhe das Biegemoment, das eine Stütze aufzunehmen hätte, bei einer ermittelten Windauflegerkraft von 8600 kg zu

$$M = \frac{8600 \cdot 4,5}{20} = 1935 \text{ mkg}$$

Die Achsenkraft der Giebelsäulen ist $N = 17240 \text{ kg}$.

Bewehrung $f_{ez} = f_{ed} = 5,0$ (2 St. 18 Φ).

Spannungsnachweis nach Mörsch:

$$\frac{M}{N \cdot d} = \frac{193500}{17240 \cdot 35} = 0,32; \quad \frac{f_e}{b \cdot d} = \frac{5,0}{875} = 0,57 \%$$

$$x = 0,708 \cdot 35 = 24,8 \text{ cm; } \sigma_b = 49 \text{ kg/cm}^2; \quad \sigma_e = 220 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Betondruckspannung bleibt noch unterhalb der zulässigen Grenze, die nach § 18, Ziffer 6 bei Berücksichtigung des Winddruckes bis zu 60 kg/cm² angenommen werden darf.

Die Bewehrung der Kragstücke zum Anschluß der späteren Erweiterung zeigt Abb. 10, S. 65.

Die gesamten Bauarbeiten des Shedbaues, den Abb. 11, S. 64, in der Ausführung wiedergibt, während Abb. 12 einen Blick ins Innere zeigt, sind unter den ungünstigsten Material- und Arbeiterverhältnissen trotzdem in 11 Monaten bewältigt worden.

Der Entwurf der Gesamtanlage stammt vom Architekturbüro Z a p p & B a s a r k e in Chemnitz, welche Firma auch die Bauleitung hatte. —

Ein Nachweis für die Rostsicherheit des Eisens bei Eisenbeton.

Mitgeteilt von Professor E. Probst in Karlsruhe.



Es ist bezeichnend für die manchmal unwissenschaftlichen Arbeitsmethoden im Eisenbetonbau, daß längst als geklärt angenommene grundlegende Fragen in die öffentliche Diskussion gezogen werden und Verwirrung schaffen, statt zu klären. Erinnerung sei an die Frage des Zusammenwirkens von Beton und Eisen, die von Zeit zu Zeit zu einer Doktorarbeit ans Tageslicht geholt wird, und die schon so viel fruchtlose und zwecklose Besprechungen in der Literatur nach sich zog. Es ließen sich eine ganze Reihe von Aufgaben nennen, die ähnlich in der Literatur ausgeschlachtet wurden, was um so mehr zu bedauern ist, als es noch eine ganze Anzahl ungeklärter Fragen gibt, deren Besprechung weit wertvoller sein würde.

In neuerer Zeit, insbesondere während der Kriegszeit, sind durch einige Veröffentlichungen wieder Zweifel dar-

über entstanden, ob denn die Eiseneinlagen im Beton wirklich rostfrei bleiben. Daß Eisen an der Luft rostet, ist bekannt, und daß das Rosten für manches Bauwerk eine Gefahr werden kann, beweisen Beispiele aus dem Eisen-Hoch- und Eisen-Brückenbau. Bisher ist aber noch kein Beispiel aus der weitverbreiteten Eisenbetonpraxis bekannt geworden, daß Eiseneinlagen durch Rosten ein Eisenbeton Bauwerk gefährdet hätten, selbst dann nicht, wenn durch unrichtige Ausbildung einzelner Querschnitte unzulässig große statische Risse entstanden sind. Wohl ist aber seit langem bekannt, daß Eiseneinlagen, die im Beton einwandfrei eingebettet sind, nicht rosten, daß ferner durch plastischen Beton die Sicherheit gegen Verrosten erhöht wird, und daß verrostete Eiseneinlagen im Beton entrostet werden. Der chemische Vorgang, der diese Erscheinungen erklärt, ist von verschiedenen Chemikern wissenschaftlich begründet, und die Richtigkeit durch ältere Beispiele aus

der Praxis bestätigt worden, denn man hat schon wiederholt bei Abbruch von älteren Bauten blanke Eisenteile aus dem Beton herausnehmen können.

Die Zweifel vieler Fachleute aus der Zeit der ersten Eisenbetonbauten über das Verhalten der in Beton eingebetteten Eiseneinlagen waren geschwunden, da die Erfahrungen, die nunmehr auf Jahrzehnte zurück reichen, die früheren Bedenken vollkommen zerstreut hatten.

Es mußte daher überraschen, daß in neuerer Zeit die Rostfrage abermals dazu diente, das Vertrauen in die Eisenbeton-Bauweise zu erschüttern. Einerseits waren es bloße Behauptungen oder Vermutungen, andererseits waren es unrichtige Auffassungen von grundlegenden Fragen des Eisenbetonbaues, die zu Schlußfolgerungen führten, die einige Beunruhigung und Mißtrauen förderten. Nicht unerwähnt bleibe, daß bereits Mittel angeboten wurden, um die „Gefahren“ des Rostens der Eiseneinlagen im Beton zu verhindern.

Die ersten beunruhigenden Veröffentlichungen rühren von dem Reg.- und Baurat **Perkuhn** (in der Zeitschrift für Bauwesen im Jahr 1916) her, mit Untersuchungen an 2-12 Jahre alten Eisenbeton-Brücken. Durch nachträgliche Untersuchungen von seiten einer Reihe bekannter Fachleute ist festgestellt worden, daß alle Rostbildungen, die in den Perkuhn'schen Veröffentlichungen erwähnt werden, infolge der statischen Risse entstanden sind, die auf eine nicht einwandfreie Ausführung der Bauwerke zurückzuführen sind. Es ist ferner festgestellt worden, daß bei den untersuchten Bauwerken eine Rostbildung

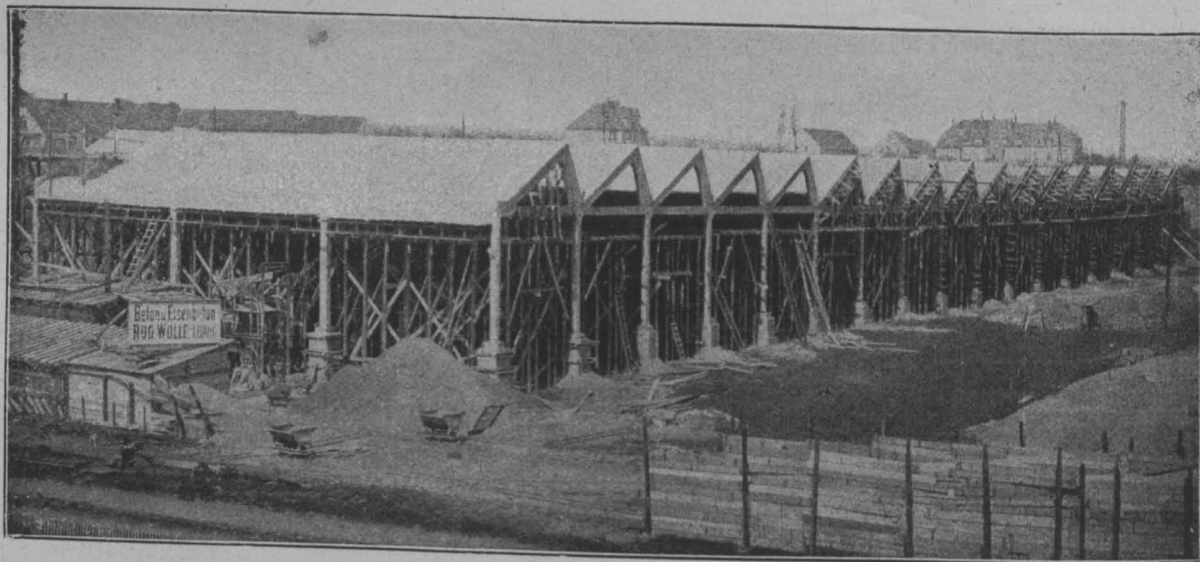
einlagen Sorge tragen, wie sie auf Grund der wissenschaftlichen Forschungsergebnisse für notwendig gehalten werden.

In einer Veröffentlichung von **Barkhausen** in der „Deutschen Bauzeitung“ 1918, Nr. 75 ff. werden neuerdings Zweifel darüber ausgesprochen, ob denn die Eiseneinlagen im Beton wirklich rostfrei bleiben. Diese Zweifel, von ernster, fachmännischer Seite ausgesprochen, haben, wie sich denken läßt, nicht nur bei den mit der Materie weniger vertrauten Fachleuten, sondern auch in der Öffentlichkeit Beunruhigung hervorgerufen.

Es dürfte daher angebracht sein, im Nachfolgenden ein Beispiel aus der Praxis anzuführen, das einen einwandfreien Nachweis für die Rostsicherheit des Eisens im Beton liefert.

Auf dem Werkplatz der Firma **Dyckerhoff & Widmann A.-G.** in Karlsruhe befinden sich eine Anzahl von den in Abb. 1, S. 66 dargestellten Beton-Unterlagsplatten, die zur Herstellung von Sohlsteinen für ein vierteiliges

Rohrprofil von 1000:1500 mm L. W. dienen. Diese Platten stammen aus dem Jahr 1886, sind also 33 Jahre alt und lagerten zumeist im Freien. Die Zusammensetzung des vorzüglich aussehenden Betons war: 1 Teil Portland-Zement (von der Firma **Dyckerhoff & Söhne**) und 3 Teile Rheinkies von **Maxau** bei Karlsruhe. Die Platten sind verstärkt durch 2 Längs- und 3 Quereisen von 18 mm Durchmesser, wie dies in Abbildung 1 zu ersehen ist. Man hat s. Zt. die Eiseneinlagen in die Unterlagsplatten eingelegt, um diese bei der Anfertigung der Betonstücke für



Abbildungen 11 und 12. Shedbau in der Ausführung und Blick in das fertige Innere. Shedbau in Eisenbeton. Wollhaar-Kämmerei und Spinnerei A.-G. in Hainichen i. Sa.

nur da zu finden war, wo gewisse grundlegende Regeln des Eisenbetonbaues unbeachtet blieben (s. meine diesbezüglichen Veröffentlichungen in der Zeitschrift „Armiertes Beton“, Heft 1, Jahrgang 1917).

Es ist ohne Weiteres klar, daß bei Freilegung der Eiseneinlagen durch unzulässig große statische Risse oder bei zu kleinen Einbettungstiefen die Möglichkeit des Rostens der Eiseneinlagen gegeben ist wie bei jedem Eisen, das frei an der Luft liegt. Es ist aber auch bekannt, daß man sehr wohl in der Lage ist, durch eine richtige Ausbildung der Querschnitte die statischen Risse auf ein unschädliches Maß zu beschränken und dadurch die Möglichkeit des Rostens der Eiseneinlagen zu verhindern. Für diese Behauptung den Beweis zu erbringen, erübrigt sich, da eine Reihe richtig ausgeführter Beispiele dafür jederzeit untersucht werden können. Es genügt aber nicht, wie ich schon wiederholt und nachdrücklich hervorgehoben habe, die in den Querschnitten auftretenden Zugspannungen im Beton nach irgend-einem möglichst genauen oder Näherungsverfahren zu berechnen, sondern man muß auch für eine einwandfreie Ausbildung und Verteilung der Eisen-

die Rohre, deren Negativ sie darstellen, vor Beschädigungen beim Stampfen zu sichern. (Diese Angaben über Mischung und Herstellung der Werkstücke stammen von einem noch heute im Dienste der Firma stehenden alten Arbeiter, der selbst im Jahr 1887 auf dem Werkplatz Betonrohre herstellte.)

Abbild. 2, S. 66, zeigt ein in Gegenwart des Verfassers zertrümmertes Werkstück und Abb. 3 a. gl. S. zeigt einen der in den beiden Stirnflächen der Platte befindlichen Bolzen, der zur Befestigung der Schalung diente und zur Hälfte aus dem Beton herausragte, wie dies bei a in Abb. 2 zu sehen ist.

Abb. 3 zeigt das Anrosten der Oberflächen des Eisenbolzens, soweit er aus dem Beton herausragte, während das einbetonierte Stück zum Teil ein dünnes Zementhäutchen, zum Teil auch festhaftende Mörtelstücke aufweist, wie dies ohne weiteres durch die hellere Farbe kenntlich ist. Nicht nur der in Beton eingebettete Teil des eben genannten Bolzens, sondern auch die in Abb. 2 ersichtlichen Längs- und Quereisen b und c zeigten von Rost nicht die geringste Spur. Leider läßt sich im Bild keine ganz klare Wiedergabe ermöglichen, die Beispiele stehen aber in der

entfernt waren, zeigte nicht die mindeste Spur von Rost. Dieses lehrreiche Beispiel aus der Praxis erscheint mir beweiskräftig genug, um die neuerdings besonders von

Gegnern der Eisenbeton-Bauweise aufgebauchten Zweifel an der Rostsicherheit der Eiseneinlagen im Beton zu zerstreuen. —

Beitrag zur Berechnung von Rahmenbindern.

In der Praxis bedient man sich bei Ermittlung des Horizontalschubes einfacher Rahmenformen jetzt zumeist gebrauchsfertiger Formeln, wie sie in den bekannten Werken — Kleinogel, Rahmenformeln, oder Herndl, Formelsammlung — zu finden sind. Es lassen sich beim Gebrauch derartiger Formeln weitere Vereinfachungen der Rechnung erzielen, wenn man durch Umformen der Ausdrücke trachtet, Grundformeln aufzustellen,

Die Werte n_1 sind für $i = 1$ ebenfalls in die Zahlentafel aufgenommen. Sie nähern sich für wachsendes m der Grenzzahl 4.

2. Zweigelenrahmen mit gebrochenem Querbalken und gleichmäßig verteilter Last. (Vergl. Abbildung 3.). Ist J das Trägheitsmoment der Säule, J_1 das des Balkens, so ist nach Herndl, Formelsammlung S. 38:

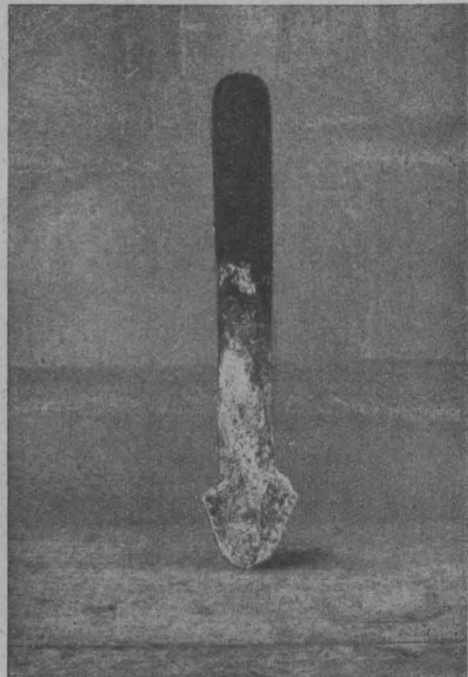
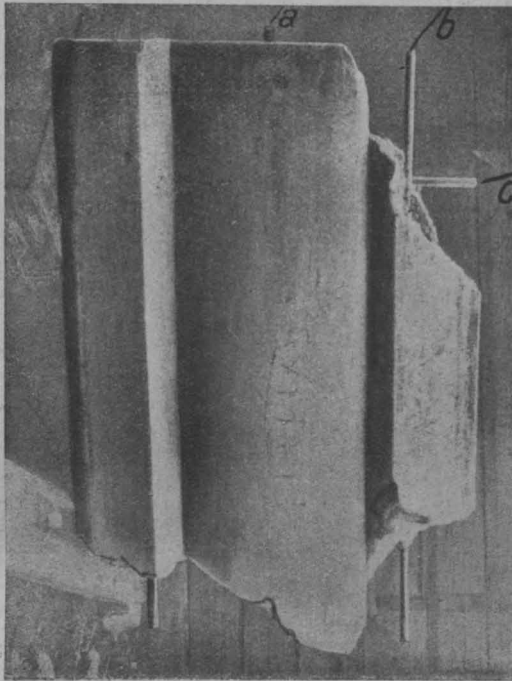


Abbildung 2 und 3. Proben von 33 Jahren alten Eisenbeton-Unterlagsplatten.

die sich leicht zur Aufstellung von Tabellen oder zum Auftragen von Einflußlinien benutzen lassen. Es wäre überhaupt wünschenswert, wenn für die einfachen, häufig wiederkehrenden Rahmenbinder „Normal-Formeln“ geschaffen würden, damit nicht jeder Konstrukteur Formeln benutzt, wie sie ihm zur Hand sind. Es sei daher nachstehend versucht, für die am häufigsten vorkommenden Rahmenformen, den Zweigelenrahmen mit geradem und gebrochenem Querbalken, einfachere Berechnungsformeln und eine praktische Zahlentafel zum allgemeinen Gebrauch vorzuschlagen. (Vergl. Deutsche Bauzeitung, Mitteilungen über Zement usw., 1915, S. 96.)

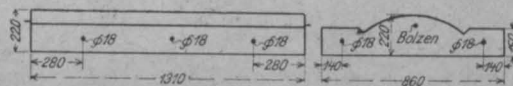


Abbildung 1. Ausbildung der Platten.

Ein Nachweis für die Rostsicherheit des Eisens bei Eisenbeton.

$$X = \frac{q s l^2 (8 h_1 + 5 h_2)}{32 \left(\frac{J_1}{J} h_1^3 + 3 h h_1 s + h_2^2 s \right)}$$

Es sei nun vorgeschlagen, den Ausdruck so umzuformen, daß nur $m = \frac{l}{h_1}$, Winkel α und

$i = \frac{J_1}{J}$ als veränderliche Größen verbleiben.

Es entsteht dann die Formel:

$$X = \frac{16 + 5 m \operatorname{tg} \alpha}{\frac{2}{m} \left(2 i \frac{\cos \alpha}{m} + 3 \right) + \operatorname{tg} \alpha \left(\frac{m}{2} \operatorname{tg} \alpha + 3 \right)} \cdot \frac{q l}{32} = k \cdot \frac{q l}{32}$$

Für bestimmte Winkel α ergeben sich dann Formeln, die nur m und i als Veränderliche enthalten und daher die Aufstellung von Zahlentafeln ermöglichen.

1. Zweigelenrahmen mit geradem Querbalken und gleichmäßig verteilter Last q . (Abbildungen 1 und 2.)

Setzt man $m = \frac{l}{h}$, $i = \frac{J_b}{J_s}$ *, so ist der Horizontalschub:

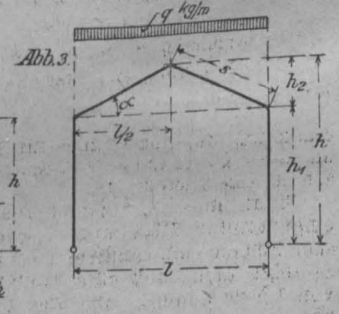
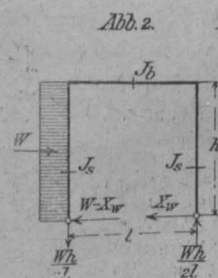
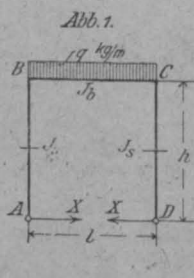
$$X = \frac{1}{12} \cdot \frac{3 m^2}{2 i + 3 m} \cdot q \cdot l = \frac{1}{n} q \cdot l.$$

Die Werte n sind in der nachstehenden Zahlentafel für verschiedene Verhältniszahlen m und i zusammengestellt.

Der Horizontalschub für wagrechten Winddruck ist:

$$X_w = \frac{W(5i + 6m)}{8(2i + 3m)} = \frac{1}{n_1} W; \quad n_1 = \frac{8(2i + 3m)}{5i + 6m}$$

*) Bei veränderlichem Querschnitt sind unter J_b und J_s die mittleren Trägheitsmomente zu verstehen. Ändert sich der Querschnitt der Rahmensäulen geradlinig, so liegt das mittlere Trägheitsmoment J_s in $\frac{2}{3} h$.



Obleich die Formel verwickelter aussieht als die erstere, rechnet sich damit leichter, wie der Leser an einem Zahlenbeispiel verfolgen kann.

Gegeben sei: $l = 16 \text{ m}$, $h_1 = 8 \text{ m}$, $\alpha = 45^\circ$, $q = 14 \text{ m}$, $i = 1$, $h_2 = 8 \text{ m}$, $h = 16 \text{ m}$, $s = 11,312 \text{ m}$.

Zahlentafel der Werte n.

m	i=0,5	i=0,6	i=0,7	i=0,8	i=0,9	i=1,0	i=1,5	i=2,0	i=2,5	i=3,0	i=4,0	i=5,0	i=6,0	i=7,0	i=8,0	i=9,0	i=10,0	i=15,0	i=20,0
0,2	160	180	188	220	240	260	360	460	560	660	860	1060	1260	1460	1660	1860	2060	3060	4060
0,3	84	93,5	102	111	120	129	173	218	262,5	306	395	484	570	660	750	840	930	1370	1810
0,4	55	60	64,9	70	75	80	105	130	155	180	230	280	330	380	430	480	530	780	1030
0,5	39,6	43,2	46,5	49,6	52,9	56	72	88	104	120	152	184	215	247	280	313	344	505	666
0,6	31,1	33,4	35,5	37,6	40	42,2	53,3	64,3	75,5	86,9	109	133	153	176	198	220	242	354	466
0,7	25,2	27	28,5	30,3	31,75	33,5	41,6	49,9	58,0	66,2	82,8	99	115	131	148	164	181	262,5	343
0,8	21,2	22,5	23,8	25	26,2	27,5	33,75	40	46,25	52,5	65,0	77,5	90	102	113	127	140	202	264
0,9	18,3	19,2	20,3	21,25	22,2	23,2	28,1	33	38	43	53	62,5	72,5	82,1	92,2	102	112	161	210
1,0	16	16,8	17,5	18,4	19,2	20	24	28	32	36	44	52	60	68	76	84	92	132	172
1,2	12,7	13,3	13,8	14,4	15	15,5	18,3	21	23,75	26,6	32,1	37,6	43,3	48,9	54,5	60	65,5	93	120,5
1,4	10,5	10,9	11,4	11,8	12,2	12,6	14,6	16,6	18,60	20,75	24,8	28,8	32,9	38	41	45	49	69,2	89,2
1,6	9	9,35	9,65	10	10,3	10,6	12,2	13,8	15,40	16,9	20	23,1	26,3	29,4	32,5	35,6	46,4	54,5	62,5
1,8	7,8	8,15	8,4	8,65	8,89	9	10,4	11,6	12,80	14,1	16,4	19,1	21,5	24	26,4	28,9	31,5	43,7	55,9
2,0	7	7,2	7,4	7,6	7,8	8	9	10	11	12	14	16	18	20	22	24	26	36	46
2,2	6,3	6,49	6,6	6,8	6,95	7,1	7,95	8,78	9,60	10,4	12,1	13,7	15,4	17	18,7	20,4	22	30,3	38,6
2,4	5,7	5,81	5,98	6,1	6,25	6,4	7,1	7,80	8,50	9,2	10,6	12	13,4	14,75	16,2	17,6	18,9	25,9	32,9
2,6	5,2	5,31	5,45	5,58	5,7	5,8	6,4	7	7,60	8,2	9,35	10,6	11,75	12,90	14,1	15,3	16,5	22,4	28,3
2,8	4,8	4,9	5,0	5,1	5,22	5,3	5,8	6,3	6,80	7,3	8,35	9,35	10,40	11,40	12,4	13,4	14,4	19,5	24,6
3,0	4,4	4,52	4,62	4,73	4,8	4,8	5,32	5,79	6,21	6,7	7,55	8,45	9,30	10,2	11,1	12	12,9	17,5	22,1
3,2	4,1	4,2	4,27	4,36	4,45	4,5	4,9	5,3	5,69	6,09	6,85	7,60	8,40	9,2	10	10,8	11,5	15,4	19,3
3,4	3,9	3,96	4,02	4,09	4,15	4,22	4,58	4,93	5,29	5,61	6,30	7	7,70	8,4	9,1	9,8	10,8	13,9	17,3
3,6	3,6	3,69	3,74	3,8	3,87	3,95	4,25	4,56	4,88	5,18	5,80	6,40	7	7,65	8,25	8,85	9,48	12,6	15,72
3,8	3,4	3,48	3,52	3,59	3,64	3,7	3,96	4,25	4,54	4,8	5,35	5,89	6,44	7	7,51	8,1	8,60	11,4	14,2
4,0	3,2	3,3	3,35	3,40	3,45	3,5	3,75	4	4,25	4,5	5	5,50	6	6,50	7	7,5	8	10,5	12,5
4,5	2,8	2,88	2,93	2,98	3	3,06	3,25	3,45	3,65	3,84	4,25	4,64	5	5,40	5,80	6,2	6,60	8,59	10,6
5,0	2,5	2,6	2,63	2,65	2,69	2,72	2,88	3,05	3,21	3,35	3,69	4	4,33	4,65	4,95	5,27	5,60	7,20	8,8
5,5	2,3	2,37	2,36	2,38	2,42	2,45	2,57	2,70	2,84	2,98	3,24	3,50	3,76	4	4,28	4,54	4,82	6,10	7,4
6,0	2,1	2,14	2,15	2,19	2,21	2,22	2,34	2,45	2,56	2,66	2,90	3,12	3,35	3,55	3,79	4,01	4,25	5,35	6,45
6,5	1,9	1,98	1,97	1,99	2,02	2,04	2,13	2,22	2,32	2,41	2,60	2,79	2,97	3,15	3,35	3,54	3,73	4,68	5,62
7,0	1,8	1,81	1,82	1,85	1,86	1,88	1,96	2,04	2,13	2,20	2,38	2,54	2,70	2,86	3,02	3,18	3,35	4,16	4,97
7,5	1,6	1,69	1,69	1,72	1,73	1,74	1,82	1,89	1,96	2,04	2,20	2,33	2,46	2,60	2,75	2,89	3,04	3,74	4,44
8,0	1,5	1,57	1,58	1,60	1,61	1,63	1,69	1,76	1,82	1,88	2,00	2,13	2,25	2,38	2,51	2,63	2,82	3,38	3,94
8,5	1,4	1,48	1,49	1,495	1,5	1,53	1,58	1,64	1,69	1,75	1,88	1,97	2,08	2,19	2,30	2,41	2,52	3,08	3,63
9,0	1,38	1,39	1,40	1,42	1,42	1,43	1,48	1,53	1,58	1,63	1,73	1,82	1,92	2,03	2,12	2,22	2,32	2,80	3,28
10,0	1,24	1,25	1,26	1,27	1,275	1,28	1,32	1,36	1,40	1,44	1,52	1,60	1,68	1,75	1,84	1,92	2	2,40	2,80

Zahlentafel der Werte n₁.

m =	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0	7,0	8,0	9,0	10,0
n ₁ =	3,5	3,54	3,56	3,6	3,62	3,64	3,67	3,7	3,72	3,75	3,76	3,8	3,825	3,845	3,86	3,875	3,89	3,895	3,9	3,92	3,93	3,94	3,95

Nach Formel von Herndl:

$$X = \frac{11,312 \cdot 16^2 (8 \cdot 8,0 + 5 \cdot 8,0)}{32 (8,0^3 + 3 \cdot 16 \cdot 8 \cdot 11,312 + 8^2 \cdot 11,312)} = 1,69 t.$$

Nach der vorgeschlagenen Formel ($\alpha = 45^\circ$):

$$k = \frac{16 + 5m}{\frac{2}{m} \left(\frac{1,414}{m} + 3 \right) + (0,5m + 3)}, \quad m = \frac{16,0}{8,0} = 2.$$

$$X = \frac{16 + 5 \cdot 2}{\frac{2}{2} \left(\frac{1,414}{2} + 3 \right) + \left(\frac{2,0}{2} + 3 \right)} \cdot \frac{16,0}{32} = 1,69 t.$$

Ein sehr bemerkenswerter Vorschlag zur Vereinfachung der Berechnung ist ferner der von Gehler eingeführte Begriff des Einspannungsgrades. (Gehler, Der Rahmen.) Im Handbuch für Eisenbetonbau VI. Bd. ist die Berechnung dreiseitiger Rahmen mit und ohne Fußgelenken nach dieser Berechnungsweise mittels des Einspannungsgrades erläutert. — Dipl.-Ing. Otto Skall, Leipzig.

Literatur.

Die Grundzüge des Eisenbetonbaues. Von M. Foerster, Geh. Hofrat und Prof. a. d. Techn. Hochschule Dresden. 8°, 348 S. Text. Berlin 1919. Verlag Julius Springer. Pr. geb. 18 M. —

Zu den 3 Standard-Werken des Eisenbetonbaues von Mörsch, Hager, Probst, von denen das erste vor allem der praktischen Einführung des Eisenbetonbaues hervorragende Dienste geleistet hat, indem es, auf Versuchen fußend, die Grundlagen einer mit ausreichender Sicherheit arbeitenden Berechnungsweise und einer sachgemäß durchgebildeten Konstruktion schuf, während das zweite namentlich im feineren Ausbau der Theorie seine Besonderheit findet und das dritte schließlich, das bisher nur in seinem ersten Band vorliegt, vor allem den engen Zusammenhängen zwischen Versuch und Theorie weiter nachgeht, gesellt sich jetzt als viertes das vorliegende, das, den aus dem Feld heimkehrenden Studierenden der deutschen Technischen Hochschulen den Studierenden in erster Linie ein Lehrbuch für diese sein will.

Das Buch gliedert sich in 3 Kapitel, von denen die beiden ersten, zusammen etwa $\frac{1}{3}$ des Umfanges umfassenden, die geschichtliche Entwicklung und die Baustoffe des Verbundbaues bzw. die Konstruktionselemente des Verbundbaues behandeln, während das 3. Hauptkapitel der Ermittlung der inneren Spannungen gewidmet ist. Ein Anhang mit den deutschen Eisenbeton-Bestimmungen, den Normen für Zement, Tabellen zur Berechnung durchlaufender Träger, Profiltabellen und einer Zusammenstellung der bisherigen Veröffentlichungen des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“ beschließen das Werk. Denn auf der verdienstvollen Arbeit des Deutschen Ausschusses bauen sich die beiden ersten Kapitel überwiegend auf, während der theoretische Teil, wenn er auch alle die Hilfsmittel wiedergibt, die zur Abkürzung und Vereinfachung der Rechnung besonders wichtig sind, sich vornehmlich auf die Grundlage der preuß. Bestimmungen stützt.

Das 1. Kapitel gibt zunächst einen kurzen Abriss

der eigenartigen Geschichte des Eisenbetonbaues, der im Prinzip eigentlich schon vor 60 Jahren erkannt, doch erst im letzten Jahrzehnt des vorigen Jahrhunderts im Monierbau eine bedeutsame Vorstufe der Entwicklung erreichte, seine beispiellose, das ganze Bauwesen umwälzende Entwicklung aber doch erst im Anschluß an die Pariser Weltausstellung 1900 durch die dort vorgeführten und nun in weiteren Kreisen bekannt gewordenen Konstruktionen des Franzosen Hennebique gefunden hat, der die monolithische Bauweise in ihrer heutigen Form begründete. Der Verfasser hat dieses Gebiet schon an anderer Stelle erschöpfend behandelt. Die weiteren Ausführungen gelten dem Baustoff des Verbundbaues im Allgemeinen, den Eigenspannungen, dem Schwellen und Schwinden des Zementmörtels, den Einflüssen von Wärme und Kälte, elektrischen Strömen, der Rostgefahr, die auf ihr richtiges Maß zurück geführt, der Entrostung, die noch als eine offene Frage betrachtet wird, schließlich den chemischen Einflüssen von See- und Moorwasser usw. Im Abschnitt Beton werden die verschiedenen Arten desselben kurz charakterisiert, sowie die Prüfungsverfahren, wobei der Würfelprobe doch noch der Vorzug vor denjenigen mit Kontrollbalken gegeben wird, welche letztere uns allerdings wertvolle Aufschlüsse über die Beziehung zwischen Biege- und Würfel-Druckfestigkeit gebracht hat. Bezüglich des Zementes wird kurz auf die Deutschen Normen verwiesen, über die Zuschlagstoffe werden Angaben gemacht, Mischungsverhältnis und Mischungsverfahren, sowie Einbau des Betons werden etwas kurz erläutert, während den Festigkeitseigenschaften ein breiterer Raum gewährt ist. Vor allem das elastische Verhalten wird eingehend besprochen in seiner Abhängigkeit von der besonderen Behandlung des Betons und der Belastungshöhe, ebenso die normale Druck- und Zugfestigkeit und die wichtige Biegezugfestigkeit, ferner die Schubfestigkeit, die namentlich beim Rippenbalken eine wichtige Rolle spielt, und schließlich die zulässige Beanspruchung des Betons. Es folgt ein Abschnitt über das Eisen, seine erforderlichen Eigenschaften, seine verschiede-

nen Formen, die übrigens in Deutschland neben dem Rund-eisen nur ein beschränktes Anwendungsgebiet gefunden haben, seine Einordnung in den Betonquerschnitt, zulässige Beanspruchungen. Eine Rundeisentabelle und eine solche über Werte von $15,7^2 \pi$ bilden eine wertvolle Ergänzung. Das Kapitel wird beschlossen durch Betrachtungen über das Haften des Eisens im Beton.

Das 2. Kapitel über die Konstruktionselemente des Verbundbaues behandelt die konstruktive Seite sehr knapp, aber doch die wesentlichen Punkte hervorhebend. Zunächst werden die allgem. Anordnung eines Verbundbaues und die Aufgaben der Eiseneinlagen erörtert, dann im Besonderen die Säule, wobei auf die wirtschaftlichen Grenzen der Bewehrung durch Längseisen, den Einfluß der Bügel, die wertvollen Eigenschaften der Spiralbewehrung hingewiesen wird. Auch die umschnürten Gußeisensäulen werden erwähnt, deren erhöhte Tragfähigkeit zwar anerkannt wird, während andererseits auch die verbleibende Unsicherheit über die Wirkung dieser Bewehrungsform bei Biegung und die konstruktive Erschwerung des organischen, monolithischen Anschlusses der Säulen an die Träger nicht verschwiegen wird. Es folgen Betrachtungen über die Verbundplatte frei aufliegender, eingespannter und durchlaufender Form. Auch der allseitig aufliegenden Platten und der besonderen Ausbildung der sogen. Pilzdecken, der trägerlosen Platte, die an ihren 4 Ecken unmittelbar durch Säulen gestützt ist, und ihrer besonderen wirtschaftlichen, ästhetischen und hygienischen Vorzüge wird gedacht und ein Rechnungsverfahren für diese theoretisch genau nicht leicht zu behandelnde Decke gestreift, das zu einer wenigstens groben Abschätzung der Abmessungen führen kann, in seiner Anwendbarkeit, wie Verfasser zugibt, aber erst noch durch Versuche zu begründen wäre. Die Platte wird dabei als über dem Säulenkopf vollkommen eingespannt betrachtet, in 4 Streifen parallel zu der Begrenzung des Feldes und 2 Diagonalstreifen zerlegt gedacht, deren jeder als doppelt eingespannter Träger berechnet werden kann. Im übrigen wird auf die Quellen für eine schärfere Berechnungsmethode nur verwiesen. Eingehendere Besprechung wird dem Balken mit rechteckigem Querschnitt und vor allem dem Rippenbalken zuteil, besonders auch einer zweckmäßigen und wirtschaftlichen Bewehrung. Die besondere Behandlung des stark belasteten Rippenbalkens in der Druckzone durch Druckbewehrung, Ersatz des Flußeisens durch Stahl, Verstärkung durch Umschnürung, die Bedeutung der Bügel und aufgebogenen Eisen, die Aufnahme der Schubspannungen, die Entstehung und Bekämpfung von Ribbildung, die Brucherscheinungen werden dabei näher gewürdigt. Die Balken aus fertigen Konstruktionsteilen sowie die Fachwerkträger in Verbundkonstruktion und das Verbund-Tonnengewölbe werden nur erwähnt.

Den breitesten Raum nimmt, wie schon erwähnt, das 3. Kapitel ein, das ausschließlich den inneren Spannungen gewidmet ist. Die Untersuchungen erstrecken sich auf die Biegungsspannungen und Schubspannungen in dem auf reine Biegung beanspruchten rechteckigen und Plattenbalken-Querschnitt bei einfacher und doppelter Bewehrung, ohne und mit Berücksichtigung der Zugspannungen. Auch der einseitige Plattenbalken wird untersucht. Es folgt die Berechnung zentrisch belasteter Stützen und der Knickfestigkeit der Verbundstützen. Eingehend werden die Spannungen im exzentrisch belasteten Querschnitt behandelt und eine kurze Betrachtung über die Ermittlung der Eisenquerschnitte und der Betonwandstärken bei auf Ringzugspannung beanspruchten Verbundquerschnitten beschließt das Kapitel, dem in allen Abschnitten zahlreiche, gut ausgewählte, durchgerechnete Beispiele beigegeben sind, um die praktische Anwendung der Berechnungsmethoden klar zu legen. Diese schließen sich, wie schon erwähnt wurde, eng an die deutschen Eisenbeton-Bestimmungen an. Abgekürzte Rechnungsverfahren und Hilfstabellen für ihre Ausnutzung, die vielfach von anderen Verfassern bearbeitet sind, werden mitgeteilt, so z. B. besonders eingehend ein Näherungsweg zur Ermittlung der Größen h , F_e und F_e' für den einfachen rechteckigen, auf Biegung beanspruchten Querschnitt von Geyer, Zahlentabellen nach Stock für die Vereinfachung der Querschnittsberechnung exzentrisch belasteter Rechteckquerschnitte, desgl. für die gleiche Aufgabe Rechnungsmethoden von Ehlers, Kunze und Spangenberg, letztere mit einer Erweiterung von Thullie und Kunze auf Plattenbalken, die namentlich eine auch den wirtschaftlichen Verhältnissen Rechnung tragende Dimensionierung gestatten. Auf weitere Einzelheiten einzugehen müssen wir uns versagen. Es sei nur hervorgehoben, daß durch diese vereinfachten Methoden und zahlreichen eingestauten Hilfstabellen das Werk über den Rahmen eines reinen Lehrbuches hinaus auch für den in der Praxis stehenden Ingenieur erhöhten Wert gewinnt.

Das Werk ist in allen Abschnitten von klarstem Ausdruck, faßt in außerordentlich knapper Form das Wichtigste zusammen, wobei die der Praxis des Eisenbetonbaues dienenden Abschnitte vielleicht sogar etwas zu kurz kommen, und vermeidet im theoretischen Teil in gleicher Weise die Klippen einer für die Praxis unfruchtbaren Spekulation, wie einer unwissenschaftlichen, vorwiegend auf der Verwendung fertiger, abgekürzter Formeln aufgebauten Behandlungsweise. Ein sorgfältig bearbeiteter, an den betr. Stellen eingeschobener, eingehender Quellennachweis ist eine wertvolle Bereicherung des Werkes, das sich den vor- genannten älteren Werken würdig anreihet. — Fr. E.

Vermischtes.

Die technischen und wirtschaftlichen Grundlagen der Verwendung von Eisenbeton als Schiffbaumaterial. Zu unseren Ausführungen in No. 6 über dieses Thema erhalten wir von Hrn. Dipl.-Ing. Fr. W. Achenbach in Berlin, der sich für die Einführung des Eisenbetons zu genanntem Zweck in Deutschland mit besonderem Nachdruck und Erfolg eingesetzt hat, folgende Zuschrift:

„In Ihrer Besprechung des Aufsatzes von Dr.-Ing. C o m m e n t z über das obige Thema bringen Sie die Bemerkung: derselbe Verfasser hat auch auf der letzten Hauptversammlung der „Schiffbautechnischen Gesellschaft“ über dieses Thema gesprochen. Es liegt hier insofern ein Irrtum vor, als dieser Vortrag nicht von Hrn. Dr. C. sondern von mir gehalten wurde unter der Bezeichnung „Grundlegende Betrachtungen zum Eisenbeton-Schiffbau“. Es ist ja an sich nicht weiter verwunderlich, daß das jetzt zeitgemäße Thema fast gleichzeitig von zwei verschiedenen Seiten behandelt wird. Auffällig wird das Zusammentreffen allerdings durch den Umstand, daß mein Vortrag, der bereits seit November 1918 gedruckt ist, aber erst jetzt gehalten werden konnte, da die Hauptversammlung der „Schiffbautechnischen Gesellschaft“ aus bekannten Gründen s. Zt. um $\frac{1}{2}$ Jahr verschoben wurde, dem Chef des Feldeisenbahnwesens zur Zensur hat vorgelegt werden müssen und von dem damals als Leutnant beim Feldeisenbahnwesen beschäftigten Hrn. Dr. Commentz einer Beurteilung unterzogen worden ist. Daß die Ausführungen des Hrn. Dr. C. im übrigen einige erhebliche Irrtümer enthalten, auf die ich hier nicht näher eingehen kann, sei nebenbei erwähnt.“

Fr. W. Achenbach.

Im übrigen bemerken wir, daß die Namensverwechslung des Vortragenden lediglich uns zur Last fällt. Die Red.

Offenhalle aus Eisenbeton. Der gleichnamige Aufsatz in No. 4 der „Mitteilungen“ hat in seinem statischen Teil eine Reihe von Bemängelungen erfahren, die wir unseren Lesern nicht vorenthalten wollen.

Hr. Dipl.-Ing. Hanslin in Königsberg i. P. bemängelt bei der Berechnung des Hallenbinders auf Winddruck und Temperatur Vernachlässigungen, die vom Momentenverlauf ein unrichtiges Bild geben. Weder sei, wie angenommen, die Vertikalkraft im Mittelposten für Winddruck = 0, noch seien die Kräfte in den äußeren Pfosten gleich und entgegen gesetzt. Auch dürfe bei Berechnung des Temperatur-Einflusses die Vertikalkraft im Außenposten nicht unberücksichtigt bleiben. In der Momentenfläche für lotrechte Last (Abbildung 9) müsse das negative Moment über der Zwischenstütze größer sein als über den äußeren Pfosten.

Hr. Dipl.-Ing. A. Müller in Dortmund vertritt bezüglich der Berechnung auf Winddruck die gleiche Ansicht und bezieht sich auf die Ausführungen von Brt. Scharff, Hamburg, in „Armiertes Beton“ 1916, worin dieser zahlenmäßig für bestimmte Verhältnisse für den dreistieligen Rahmen mit Fußgelenken und geradem Riegel nachweist, daß der Auflagerdruck in der Mittelstütze stets einen Wert besitzt, der nicht vernachlässigt werden dürfe. Das gelte auch für den Rahmen mit geknicktem Riegel. Bei der großen Empfindlichkeit von exzentrisch beanspruchten Querschnitten gegenüber dem Verhältnis von Moment zur Normalkraft, ergeben sich bei derartigen Unstimmigkeiten in der Ableitung durchaus unzutreffende Bewehrungen. —

Die Hauptversammlung des Vereins Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten E. V., die auf den 20. und 21. Mai d. J. angesetzt war, hat infolge einer dringend notwendig gewordenen Tagung wirtschaftlicher Verbände der Zement-Industrie auf Donnerstag den 12. und Freitag den 13. Juni vormittags 10 Uhr im „Meistersaal“, Köthener-Str. 38 in Berlin, verschoben werden müssen. —

Inhalt: Schedbau in Eisenbeton für die Wollhaar-Kämmerei und Spinnerei A.-G. Hainichen i. Sa. — Ein Nachweis für die Rostsicherheit des Eisens bei Eisenbeton. — Beitrag zur Berechnung von Rahmenbindern. — Literatur. — Vermischtes. —

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

№ 11.

Der Stauchpfahl D. R. P.

Von Dr.-Ing. E. Fucker in Neustadt a. d. Haardt.

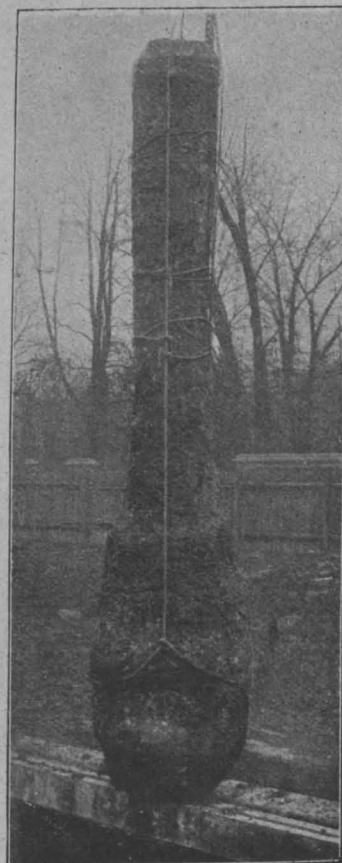
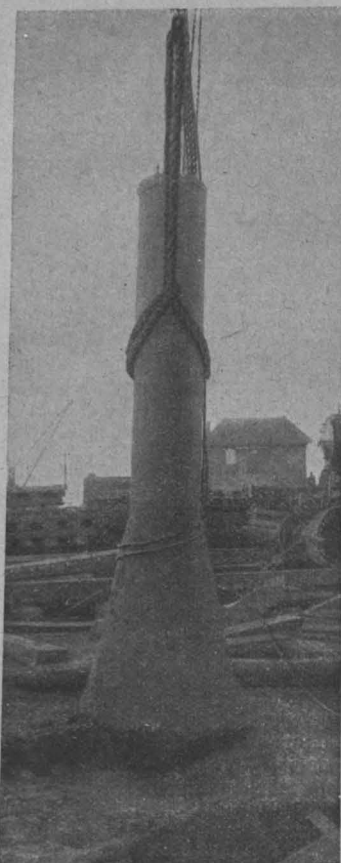


it der Einführung des Betons bzw. Eisenbetons hat die Verwendung des Pfahles zu Gründungszwecken erhöhte Verbreitung gefunden. Solange man auf den Holzpfahl allein angewiesen war, konnte man zu einer Pfahlgründung nur dann greifen, wenn sie dauernd unter Wasser blieb. Der Betonpfahl befreite von dieser Rücksicht und gab gleichzeitig die Möglichkeit, den Gründungspfahl sowohl vor Baubeginn als Eisenbetonpfahl herzustellen, wie auch als sogenannten Ortpfahl erst während des Bauens an Ort und Stelle. Die Ausbildung des Ortpfahles hat verschiedene Ausführungsarten gezeitigt, die schließlich alle darin übereinstimmen, daß man mit irgend einem Vortreibmittel im Boden einen Pfahlschacht herstellt, der in verschiedener Weise mit Beton gefüllt wird. Als Ergebnis dieser Verfahren stehen stets zahlreiche Pfähle ziemlich dicht nebeneinander, die ihre Auflasten entweder pfeilerartig auf guten Baugrund, in dem sie wurzeln, übertragen oder, sofern guter Baugrund nicht erreichbar ist, als schwebende Pilotage kraft ihrer Reibung mit der Erde ihre Lasten tragen. Beidemal kann die Lastübertragung in wirtschaftlicher Weise, d. h. mit weniger Pfählen erzielt werden, wenn es gelingt, in zuverlässiger Weise eine Verbreiterung der Pfahlfüße herbeizuführen, und zwar möglichst in einem solchen Grade, daß die Pfahlfüße gewissermaßen unterirdisch zu einer Art Fundamentplatte zusammenwachsen. In dem ersten Fall wird dann mit weniger Pfählen auszukommen sein, sofern der Pfahl mit dem verbreiterten Fundament es gestattet, auf den einzelnen Pfahl eine höhere Last abzustellen, in dem anderen, wenn die Pfahlfußverbreiterung infolge der vergrößerten Oberfläche den Reibungswiderstand des einzelnen Pfahles wirksam erhöht.

Der Aufgabe der unterirdischen Pfahlfußverbreiterung hat sich Ingenieur O. Wilhelm eingehend gewidmet, und es ist ihm schließlich gelungen, hierfür eine sowohl im Gedanken wie in der Ausführung überraschend einfache Lösung zu finden. Die ersten Bemühungen Wilhelmis liefen darauf hinaus, durch unterirdische Explosionen den frisch betonierten Pfahlfuß auseinanderzusprengen und mit Hilfe des in die Explosionshöhle nachsackenden Betons die Pfahlfußverbreiterung herbeizuführen. Wilhelm hat

diesen Gedanken in dem sogenannten Explosivpfahl*) zu bemerkenswerter Verwirklichung gebracht. Er ist jedoch bei dieser Lösung nicht stehen geblieben und hat schließlich im Stauchpfahl das vollkommener erreicht, was er suchte.

Das Stauchpfahlverfahren, dessen Patente die Wayss & Freytag A.-G. in Neustadt a. d. Haardt, teilweise in Gemeinschaft mit der Siegwartbalken-Gesellschaft m. b. H. in Luzern, besitzt, geht davon aus, daß nach beliebiger Herstellung des Pfahlschachtes ein in ihm



Abbildungen 4 und 5. Proberammungen eines Stauchpfahles in Schneidemühl (links) und Stuttgart (rechts).

*) Vergleiche Deutsche Bauzeitung, Mitteilungen über Zement usw., 1915, S. 152.

sitzendes Futterrohr mit plastischem Beton gefüllt wird, wie das Fig. 1 in Abbildung 1 zeigt. A bedeutet hier das Futterrohr, B eine Verstärkung seines Kopfes, C die plastische Betonfüllung. Nach der Füllung wird das Rohr gemäß Fig. 2, Abbildung 1, um die Strecke h hochgezogen. Die plastische Betonsäule geht selbstverständlich nicht mit dem Rohr nach oben, sondern verbleibt an ihrer Stelle, sodaß in dem Futterrohr oben ein Hohlraum von der Höhe h' entsteht, die der Strecke h entspricht und wiederum mit plastischem Beton bis Rohroberkante angefüllt wird. Durch den Rammbar, Druckstempel oder dergleichen E wird alsdann auf das mit seinem Inhalt als Preßstempel wirkende Futterrohr Druck ausgeübt, wodurch das Rohrende samt Füllung in die außerhalb des Rohres stehende Betonsäule eingetrieben wird und diese in der Form der strichierten Linie seitlich auseinanderpreßt. Dieses Stauchen kann mehrmals wiederholt werden, bis die Verbreiterung den gewünschten Umfang angenommen hat, der sich nach dem Rauminhalt

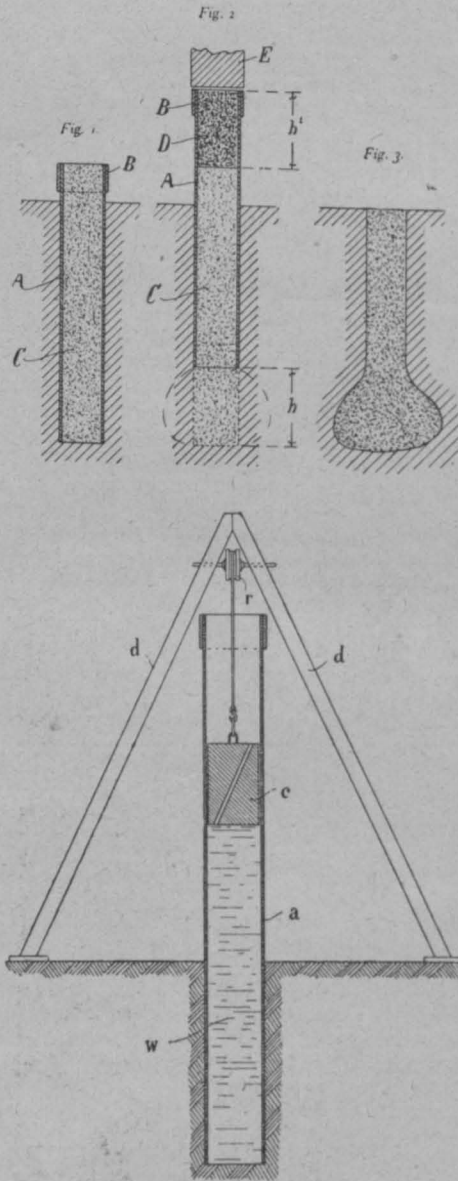


Abbildung 1.
Entstehung
des
Stauchpfahles.

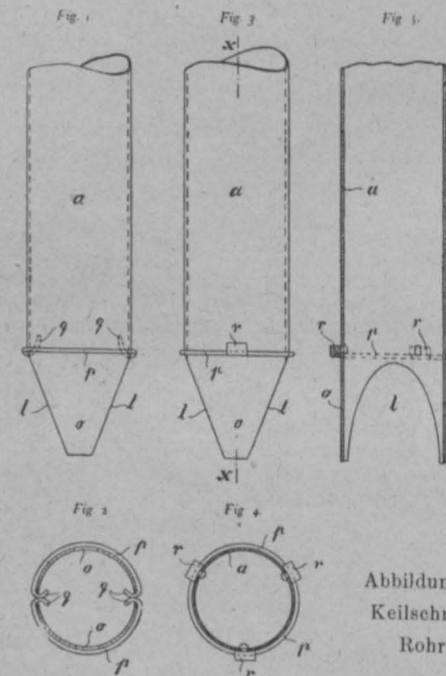


Abbildung 3.
Keilschnitt-
Rohr.

Abbildung 2.
Vortrieb eines
Rohres bei
Rammung
einer
Betonssäule.

der erfolgten Nachfüllungen ja bestimmen läßt. Der fertige Stauchpfahl hat die in Fig. 3, Abbildung 1, wiedergegebene Gestalt. Der Boden ist am Pfahlfuß infolge seiner Verbreiterung stark verdichtet und damit tragfähiger geworden; das bei anderen Ortpfählen öfter auftretende Ein- und Abschnüren des Pfahles durch nachdringenden Boden scheint hier infolge des Stauchens, das durch das Zusammenpressen der Betonsäule deren sicheren Zusammenhang verbürgt, so gut wie ausgeschlossen. Voraussetzung ist allerdings die Verwendung plastischen bis flüssigen Betons, der sich nicht wie erfahrener während des Stampfens im Rohr verdichtet. Denn wäre eine Verdichtung des Betons möglich, so könnte dieser im Rohr festbacken, beim Hochziehen des Rohres unter Rohrunterkante abreißen und so ein Zerreißen des Pfahles herbeiführen. Darauf hinzuweisen ist noch, daß die Verbreiterung des Pfahles in der beschriebenen Weise naturgemäß nicht nur am Pfahlfuß, sondern auch an jeder sonstigen Stelle des Pfahles erfolgen kann, doch

wird die Verbreiterung des Fußes weitaus die am meisten gewünschte sein.

Die Herstellung des Pfahlschachtes für den Stauchpfahl kann, wie schon erwähnt, auf verschiedene Weise erfolgen; es kann hierfür sowohl das beim Simplexpfahl, wie das beim Straußpfahl übliche Verfahren angewendet werden. Ein neues, gleich dem Stauchpfahl selbst durch große Einfachheit ausgezeichnetes Verfahren, das sich besonders für weichen Boden eignet, hat Wilhelmi selbst ausgearbeitet. Auch die Patente dieses Verfahrens befinden sich in dem Besitz der schon genannten Gesellschaften. Die Herstellung des Pfahlschachtes geschieht danach dadurch, daß auf eine in einem Vortreibrohr stehende Säule aus plastischem bis flüssigem Beton gemäß Abbildung 2 mit einem Bären c gerammt wird. Durch hydrostatische Wirkung pflanzt sich der erzeugte Druck auf die Innenwandung des Rohres und die unter dem Rohr stehenden Bodenschichten fort. Durch die Reibung des flüssigen Betons W mit dem Rohr a wird beim Rammen des Rohrinhaltes das Rohr mit abwärts genommen, ohne daß auf das Rohr selbst gerammt wird. Erschütterungen des Bodens durch harte Rammschläge werden hierdurch so gut wie ganz vermieden. Die Rammrichtung, die auch gegenüber anderen solchen Einrichtungen leicht eine Beschränkung der Fallhöhe des Bären gestattet, kann äußerst einfach und billig hergestellt werden, weil das Innere des Vortreibrohres dem Bären gleichzeitig als Führung dient und so die Mäklern an den Rammern ersetzt. Als Ramm- und Aufziehergerüst für das Rohr kann ein Dreibock d vorgesehen werden,

der oben eine Laufrolle r für das Seil des Bären oder eine sonstige Einrichtung zum Anbringen der Ramm- und Aufziehvorrichtungen haben kann.

Diese Art der Vortreibung des Pfahlschachtes kann noch erleichtert werden, wenn man das untere Ende des Vortreibrohres in geeigneter Weise gestaltet, es nämlich durch zwei seitliche Ausschnitte mit zwei keilförmigen Lappen versieht, die beim Rammen ähnlich einer Pfahlspitze in die Erde dringen und hierbei durch die aus den seitlichen Ausschnitten austretende, ausweitende auf das Erdreich ähnlich einer Spülung wirkende Betonmasse unterstützt werden. Aus Abbildung 3 ist die lappenartige Zuspitzung des Vortreibrohres, das sogenannte Keilschnittrohr, ersichtlich. Fig. 1 und 3 sind Ansichten des Keilschnittrohres, Fig. 2 eine Untersicht zu der Fig. 1, Fig. 4 eine solche zu Fig. 3

und Fig. 5 ein Schnitt nach x-x der Fig. 3. Es bezeichnet dabei a das Vortreibrohr, l die einander gegenüberliegenden seitlichen Ausschnitte, o die zwischen diesen liegenden keilförmigen Lappen. Mit p sind um das Vortreibrohr gelegte Ausweitungsringe bezeichnet, die so angebracht sind, daß sie zwar mit dem sich senkenden Rohr abwärts wandern können, aber, sobald dasselbe hochgezogen wird, im Erdreich verbleiben müssen. Nach Fig. 1 wird dies dadurch erreicht, daß der Ausweitungsrings aus zwei Stücken besteht, die mit ihren Enden q in das Rohr hinein- und aufwärtsgebogen sind, nach Fig. 3 dadurch, daß der Ring durch hakenartige, nach unten offene Vorsprünge r gehalten wird, die denselben beim Hochziehen des Rohres freigeben. Zu den Ausweitungsrings kann Abfalleisen verwendet werden, die Vorsprünge r werden zweckmäßig so angebracht, daß sie sowohl beim Absenken des Rohres als bei seiner Wiedergewinnung möglichst wenig Widerstand ergeben. Den Vorteil, den die Ausweitungsrings bieten, ist der, daß durch sie ein Pfahlschacht von größerem Durchmesser gebildet wird, als ihn das Vortreibrohr aufweist. Das Vortreibrohr durchfährt also diesen fast reibungslos, was besonders beim Hochziehen des Rohres gilt, wenn der Ring zurück bleibt und das Rohr in dem um die Ringstärke weiteren Pfahlschacht frei in die Höhe geht.

Infolge der geänderten Bauverhältnisse während des Krieges war es bis jetzt nur selten möglich, den Stauchpfahl, von dem man sich besonders bei nicht zu hartem Boden Erfolg versprechen darf, zur Anwendung zu bringen. Es wurden lediglich einige Proberammungen ausge-

führt, die ein gutes Ergebnis gezeitigt haben. In den Abbildungen 4 u. 5, S. 69 sind zwei anlässlich solcher Proberammungen in Schneidemühl und in Stuttgart durch die Wayss & Freytag A.-G. ausgeführte, nachträglich ausgegrabene Stauchpfähle wieder gegeben, welche die charakteristische, birnenförmige Verbreiterung des Pfahlfußes gut erkennen lassen. Bei der Stuttgarter Proberammung wurde auch ein roher Versuch über die Tragfähigkeit des Stauchpfahles gemacht. Neben einem mit Keilschnittrohr hergestellten Stauchpfahl wurde mit demselben Rohr ein Pfahl von gleicher Länge hergestellt, der jedoch nicht gestaucht wurde. Beide Pfähle wurden nach der Erhärtung nachgerammt, um

den Unterschied ihrer Tragfähigkeit festzustellen. Das Ergebnis der Nachrammung ergibt folgende Aufstellung:

Stauchpfahl:			
Fallhöhe: 1,5 m,	Schläge: 10,	Eindringung: 15 cm	
" 2,0 "	" 10 "	" 15 "	
Pfahl ohne Stauchung:			
Fallhöhe: 1,5 m,	Schläge: 10,	Eindringung: 18 cm	
" 2,0 "	" 10 "	" 30 "	

Hieraus ist ersichtlich, daß die Tragfähigkeit durch das Stauchen zunimmt, da die Eindringung des Stauchpfahles besonders bei der zweiten Hitze wesentlich geringer war als die des anderen Pfahles. —

Die Linien der kleinsten Kosten für ein Traggebilde mit Stützen von gleichen Kosten und einer Tragwerkkostenlinie von der Gleichung $y = ax + bx^2$.

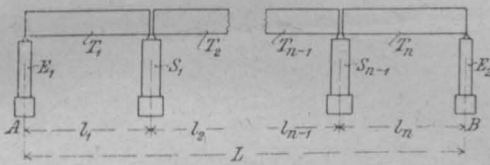
Von Prof. Dr. techn. Robert Schönhöfer in Braunschweig.



in Traggebilde besteht im Allgemeinen aus stützenden Teilen und aus tragenden Teilen (siehe Abbildung 1). Die stützenden Teile oder Stützen (E und S) können sein Säulen, Ständer, Pfeiler, aber auch Träger, Unterzüge usw. Die tragenden Teile oder Tragwerke (T) können sein Träger, Platten, Gewölbe usw.

Bei einer Brücke bilden die Brückenpfeiler die Stützen und die Brückenträger die Tragwerke. Bei einem Bahnsteigdach oder einem Schuppdach bilden die Säulen die Stützen und die Dachträger das Tragwerk. Bei einer Decke auf Säulen geben die letzteren die Stützen, während die Deckenträger das Tragwerk darstellen. Ruht eine Decke auf Unterzügen, so sind diese als Stützen anzusprechen. Bei einer Rippenkuppel sind die Rippen als Stützen anzusehen, während die dazwischen gespannten Kuppelwölbungen als Tragwerke zu gelten haben. Solcher Beispiele ließen sich noch eine ganze Reihe anführen.

Abb. 1.



Die Kosten eines Traggebildes setzen sich im Allgemeinen zusammen aus den Kosten t der Tragwerke T , aus den Kosten e_1 und e_2 der beiden Endstützen E_1 und E_2 und aus den Kosten s der Mittelstützen S . Bei einem Traggebilde mit n Feldern (z. B. eine Brücke mit n Brückenfeldern) betragen für eine gegebene Lage der Stützen die Gesamtkosten:

$$K = \sum_1^n t + \sum_1^{n-1} s + e_1 + e_2 \dots \dots \dots (1)$$

Das Traggebilde erstrecke sich über eine Länge $AB = L$ (Abstand der beiden Endstützen). Bezeichnet man die Längen der Felder des Traggebildes (Abstände der Mittelstützen) mit $l_1, l_2, l_3 \dots l_n$, so ist:

$$L = \sum_1^n l \dots \dots \dots (2)$$

Denkt man sich von den $(n-1)$ Mittelstützen eine in verschiedenen Lagen festgehalten (über die Länge L wandern), so gibt es bei jeder Lage dieser Mittelstütze von den unendlich vielen Anordnungen des Traggebildes eine, welche die kleinsten Kosten verursacht. Werden diese kleinsten Kosten in jedem Punkt der Länge L auf Lotrechten aufgetragen, so ergeben die so erhaltenen Punkte, miteinander verbunden, die Linie der kleinsten Kosten für das Traggebilde mit n Feldern.

Werden diese Kleinstkostenlinien für eine verschiedene Anzahl von 1 bis n Feldern bestimmt, so wird damit dem entwerfenden Ingenieur ein wertvolles Hilfsmittel an die Hand gegeben, um die wirtschaftlich günstigste Anordnung eines Traggebildes unter Berücksichtigung der Bedingungen der Praxis zu finden.

Für den Fall, daß die Kosten der Mittelstützen mit wechselnder Lage sich ändern (z. B. bei den Pfeilern einer Talbrücke in unebenem Gelände), lassen sich die Kleinstkostenlinien rechnerisch nicht ermitteln. Wohl aber ist die Lösung dieser Aufgabe auf zeichnerischem Wege erreicht worden, indem es gelang, mit Hilfe der sogenannten Summenlinien, Stützenstellungslinien (Pfeilerstellungslinien) und Stützenstellungsrechtecke (Pfeilerstellungsrechtecke), die sich nach ganz bestimmten Gesetzen aus der Tragwerkkostenlinie und Stützenkostenlinie (Pfeilerkostenlinie) aufbauen, die Kleinstkostenlinien Punkt für Punkt zeichnerisch festzulegen.¹⁾

Für den Sonderfall, bei welchem die Mittelstützen für eine bestimmte Anzahl von Feldern in allen Lagen gleiche Kosten ergeben (z. B. eine Brücke mit gleich hohen Pfeilern oder ein Bahnsteigdach, siehe auch Abbild. 1), lassen sich die zur Herstellung der Kleinstkostenlinien erforderlichen Stützenstellungslinien aus der Tragwerkkostenlinie mit Hilfe sehr einfacher Gesetze unmittelbar zeichnerisch ableiten.²⁾

Ist für diesen Sonderfall außerdem die Tragwerkkostenlinie eine berechenbare Linie, so lassen sich die Kleinstkostenlinien für eine beliebige Anzahl von Feldern durch Berechnung ihrer Gleichungen unmittelbar bestimmen.

Die Tragwerkkostenlinie, das ist die Linie, welche die Zunahme der Kosten des Tragwerkes mit zunehmender Stützweite darstellt, hat nach den Erfahrungen der Praxis einen derartigen Verlauf, daß sie (mit wenigen Ausnahmen) stets durch folgende Gleichung dargestellt werden kann:

$$y = ax + bx^2 \dots \dots \dots (3)$$

Es bildet also die Tragwerkkostenlinie eine Summenlinie oder Verbundlinie von einer durch den Ursprung gehenden Geraden und einer Parabel mit dem Ursprung im Scheitel.

In diesem Fall werden die Kleinstkostenlinien Parabeln mit sehr einfachen Gleichungen. Der diesbezügliche Nachweis ist aus dem allgemeinen Fall heraus entwickelt bereits erbracht worden.²⁾

Es lassen sich aber auch die Kleinstkostenlinien unmittelbar aus der Tragwerkkostenlinie ableiten, ohne daß auf die für den allgemeinen Fall aufgestellten Gesetze Rücksicht genommen zu werden braucht. Der diesbezüglich einzuschlagende Weg soll nachstehend angegeben werden.

Für das in Abbildung 1 dargestellte Beispiel eines Traggebildes mit Stützen gleicher Kosten lassen sich die Kosten unter Hinweis auf Gleichung 1 folgendermaßen anschreiben:

$$K = \sum_1^n t + (n-1)s + e_1 + e_2 \dots \dots \dots (4)$$

Diese Kosten K werden zu einem Kleinstwert, wenn die Feldweiten l für alle Felder gleich groß sind. Der Nachweis dieses Satzes läßt sich für den vorliegenden Fall folgendermaßen erbringen.³⁾

Bezeichnet man die Feldweite der n gleichen Felder mit λ , so muß:

$$L = n\lambda \dots \dots \dots (5)$$

Der dieser Feldweite λ entsprechende Kostenbetrag eines Tragwerkfeldes sei mit τ bezeichnet. Es gilt dann nach Gleichung 1 für n gleiche Felder:

$$K = n\tau + (n-1)s + e_1 + e_2 \dots \dots \dots (6)$$

Für den Fall daß die n Felder ungleich groß sind, werden $(n-i-r)$ Felder eine Feldweite: $l = \lambda$, i Felder eine größere Feldweite: $l = \lambda + \Delta l$ und r Felder eine kleinere Feldweite: $l = \lambda - \Delta l$ aufweisen. Diesen Unterschieden der Feldweiten Δl entsprechen Unterschiede in den Tragwerkkosten, die mit Δt bezeichnet werden.

Die Kosten des Traggebildes mit n ungleichen Feldern lassen sich nunmehr wie folgend anschreiben:

$$K' = (n-i-r)\tau + \sum_1^i (\tau + \Delta t) + \sum_1^r (\tau - \Delta t) + (n-1)s + e_1 + e_2$$

¹⁾ Schönhöfer, Die wirtschaftlich günstigste Anordnung einer Brückenanlage, Berlin 1916, Wilhelm Ernst & Sohn.

Schönhöfer, Die wirtschaftlich günstigste Anordnung einer Brückenanlage auf zeichnerischem Wege, „Zeitschrift für Bauwesen“, Berlin 1918, Seite 501.

²⁾ Schönhöfer, Die wirtschaftlich günstigste Anordnung von Traggebilden mit Stützen von gleichen Kosten, „Beton und Eisen“, Berlin 1919, Heft VI und VII, S. 57 und 76.

³⁾ Für den allgemeinen Fall einer beliebigen stetig ansteigenden Tragwerkkostenlinie ist der Beweis bereits erbracht worden. Vergl. die Abhandlung unter ²⁾.

$$K' = n\tau + \sum_1^i \Delta t - \sum_1^r \Delta t + (n-1)s + e_1 + e_2$$

Vergleicht man diese Gleichung mit der Gleichung 6, so ergibt sich folgende Beziehung:

$$K' = K + \sum_1^i \Delta t - \sum_1^r \Delta t \dots \dots \dots (7)$$

Für die Traggebilde mit n ungleichen Feldern gilt zufolge der Gleichungen 2 und 5 folgende weitere Gleichung:

$$(n-i-r)\lambda + \sum_1^i (\lambda + \Delta l) + \sum_1^r (\lambda - \Delta l) = n\lambda$$

$$-(i+r)\lambda + \sum_1^i \Delta l - \sum_1^r \Delta l + (i+r)\lambda = 0$$

$$\sum_1^i \Delta l - \sum_1^r \Delta l = 0 \dots \dots \dots (8)$$

Nach Gleichung 3 der Tragwerkkostenlinie ergeben sich die Tragwerkkosten t für eine Feldweite l mit:

$$t = al + bl^2$$

Für den Fall als $l = \lambda + \Delta l$ wird folgende Gleichung erhalten:

$$\tau + \Delta t = a(\lambda + \Delta l) + b(\lambda + \Delta l)^2$$

$$\tau + \Delta t = a\lambda + a\Delta l + b\lambda^2 + 2b\lambda\Delta l + b\Delta l^2$$

$$\Delta t = a\Delta l + 2b\lambda\Delta l + b\Delta l^2 \dots \dots \dots (9)$$

In ähnlicher Weise wird für den Fall als $l = \lambda - \Delta l$ erhalten:

$$\Delta t = a\Delta l + 2b\lambda\Delta l - b\Delta l^2 \dots \dots \dots (10)$$

Unter Hinweis auf Gleichung 7 ergibt sich Folgendes:

$$\sum_1^i \Delta t - \sum_1^r \Delta t = \sum_1^i (a\Delta l + 2b\lambda\Delta l + b\Delta l^2) - \sum_1^r (a\Delta l + 2b\lambda\Delta l - b\Delta l^2)$$

Unter Berücksichtigung der Gleichung 8 ergibt sich schließlich:

$$\sum_1^i \Delta t - \sum_1^r \Delta t = b \left(\sum_1^i \Delta l^2 + \sum_1^r \Delta l^2 \right)$$

Da der Ausdruck rechts vom Gleichheitszeichen größer als Null ist, so muß sein:

$$\sum_1^i \Delta t - \sum_1^r \Delta t > 0$$

und unter Hinweis auf Gleichung 7 auch:

$$K' > K$$

Erstreckt man die vorige Untersuchung nur auf einen Teil des Traggebildes, so wird der erzielte Beweis ebenso für diesen Teil des Traggebildes Geltung haben. Es ergeben sich somit zwei für die weiteren Untersuchungen wichtige Gesetze von folgendem Wortlaut.

1. Bei einer gegebenen Anzahl von Feldern verursacht die mit gleichen Feldweiten versehene Anordnung von allen übrigen Anordnungen die geringsten Kosten.

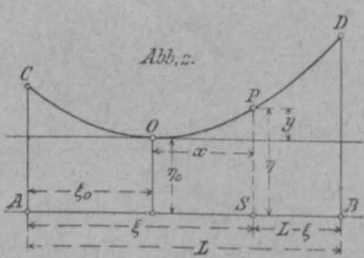
2. Sind bei einer gegebenen Anzahl von Feldern eine oder mehrere Stützen festgelegt, so gibt diejenige Anordnung die kleinsten Kosten, bei welcher die zwischen den festgehaltenen Stützen befindlichen Teile des Traggebildes unter sich gleiche Feldweiten aufweisen.

Auf Grund dieser beiden Gesetze lassen sich unter Hinweis auf Abbildung 2 die Gleichungen für die Linien der kleinsten Tragwerkkosten in folgender Weise ableiten.

Es sei n die gerade Anzahl der Felder des Traggebildes und es sollen die kleinsten Kosten über der mittelsten Stütze zum Auftrag kommen. Befindet sich die mittelste Stütze im Punkt S , so sind nach Gesetz 2 im Sinne der kleinsten Kosten für die beiden Tragwerkteile von A bis S und S bis B je $\frac{n}{2}$ gleich weite Felder anzuordnen. Die Länge eines Feldes betrage λ_1 links von S und λ_2 rechts von S . Es ist daher:

$$\xi = \frac{n}{2} \lambda_1 \quad \text{und} \quad \lambda_1 = \frac{2}{n} \xi \dots \dots \dots (11)$$

$$L - \xi = \frac{n}{2} \lambda_2 \quad \text{und} \quad \lambda_2 = \frac{2}{n} (L - \xi) \dots \dots \dots (12)$$



Für diese beiden Feldweiten λ_1 und λ_2 ergeben sich zufolge der Gleichung 3 für die Tragwerkkostenlinie folgende Gleichungen:

$$\tau_1 = a\lambda_1 + b\lambda_1^2$$

$$\tau_2 = a\lambda_2 + b\lambda_2^2$$

Werden in diese Gleichungen die Werte unter 11 und 12 eingeführt, so wird:

$$\tau_1 = a \frac{2}{n} \xi + b \frac{4}{n^2} \xi^2 \dots \dots \dots (13)$$

$$\tau_2 = a \frac{2}{n} (L - \xi) + b \frac{4}{n^2} (L - \xi)^2 \dots \dots \dots (14)$$

Nach Gesetz 2 betragen die kleinsten Kosten des Traggebildes für die Lage der mittelsten Stütze in S :

$$\eta = \frac{n}{2} \tau_1 + \frac{n}{2} \tau_2 + (n-1)s + e_1 + e_2$$

Werden in diese Gleichung die Werte für τ_1 und τ_2 unter 13 und 14 eingesetzt, so wird erhalten:

$$\eta = a\xi + \frac{2}{n} b\xi^2 + a(L - \xi) + \frac{2}{n} b(L - \xi)^2 + (n-1)s + e_1 + e_2$$

$$\eta = aL + \frac{2}{n} bL^2 - \frac{4bL}{n} \xi + \frac{4b}{n} \xi^2 + (n-1)s + e_1 + e_2 \dots \dots \dots (15)$$

Damit ist die Gleichung der Linie der kleinsten Kosten COD des Traggebildes ermittelt.

Der wagrechte Abstand ξ_0 des tiefsten Punktes O der Kleinstkostenlinie wird erhalten:

$$\frac{d\eta}{d\xi} = -\frac{4bL}{n} + \frac{8b}{n} \xi_0 = 0 \quad \xi_0 = \frac{1}{2} L \dots \dots \dots (16)$$

Der lotrechte Abstand η_0 des tiefsten Punktes O folgt aus:

$$\eta_0 = aL + \frac{2}{n} bL^2 - \frac{4bL}{n} \xi_0 + \frac{4b}{n} \xi_0^2 + (n-1)s + e_1 + e_2$$

Der Wert für ξ_0 nach Gleichung 15 eingesetzt gibt schließlich:

$$\eta_0 = aL + \frac{1}{n} bL^2 + (n-1)s + e_1 + e_2 \dots \dots \dots (17)$$

Wird die Kleinstkostenlinie COD auf ein neues Achsenkreuz durch den Punkt O bezogen, so muß in die Gleichung 15 eingesetzt werden:

$$\eta = y + \eta_0 \quad \text{und} \quad \xi = x + \xi_0$$

Es wird erhalten:

$$y + \eta_0 = aL + \frac{2}{n} bL^2 - \frac{4bL}{n} (x + \xi_0) + \frac{4b}{n} (x + \xi_0)^2 + (n-1)s + e_1 + e_2$$

Nach Einsetzen der Werte für η_0 und ξ_0 nach den Gleichungen 16 und 17 wird schließlich nach mehrfacher Kürzung folgende Gleichung der Kleinstkostenlinie gewonnen:

$$y = \frac{4}{n} b x^2 \dots \dots \dots (18)$$

In ähnlicher Weise gelangt man bei einer ungeraden Anzahl von m Feldern zu der Gleichung der Kleinstkostenlinie.

Es sollen die kleinsten Kosten über der ersten der beiden mittelsten Stützen zum Auftrag kommen. Es ist dann unter Hinweis auf Abbildung 2:

$$\xi = \frac{m-1}{2} \lambda_1 \quad \text{und} \quad \lambda_1 = \frac{2}{m-1} \xi \dots \dots \dots (19)$$

$$L - \xi = \frac{m+1}{2} \lambda_2 \quad \text{und} \quad \lambda_2 = \frac{2}{m+1} (L - \xi) \dots \dots \dots (20)$$

Die Kosten des Tragwerkes für die Feldweiten λ_1 und λ_2 betragen:

$$\tau_1 = a\lambda_1 + b\lambda_1^2 \quad \tau_2 = a\lambda_2 + b\lambda_2^2$$

Durch Einsetzen der Werte aus den Gleichungen 18 und 20 wird erhalten:

$$\tau_1 = a \frac{2}{m-1} \xi + b \frac{4}{(m-1)^2} \xi^2 \dots \dots \dots (21)$$

$$\tau_2 = a \frac{2}{m+1} (L - \xi) + b \frac{4}{(m+1)^2} (L - \xi)^2 \dots \dots \dots (22)$$

Nach Gesetz 2 betragen die kleinsten Kosten des Traggebildes für die Lage der ersten der beiden mittelsten Stützen im Punkt S :

$$\eta = \frac{m-1}{2} \tau_1 + \frac{m+1}{2} \tau_2 + (m-1)s + e_1 + e_2$$

Werden in diese Gleichung die Werte von τ_1 und τ_2 nach den Gleichungen 21 und 22 eingesetzt, so ergibt sich nach mehrfacher Kürzung schließlich folgende Gleichung der Linie der kleinsten Kosten des Traggebildes:

$$\eta = aL + \frac{2}{m+1} bL^2 - \frac{4}{m+1} bL\xi + \frac{4m}{(m-1)(m+1)} b\xi^2 + (m-1)s + e_1 + e_2 \dots \dots \dots (23)$$

Der wagrechte Abstand ξ_0 des tiefsten Punktes O der Kleinstkostenlinie COD wird erhalten aus Gleichung:

$$\frac{d\eta}{d\xi} = -\frac{4}{m+1} bL + \frac{8m}{(m-1)(m+1)} b\xi_0 = 0$$

$$\xi_0 = \frac{(m-1)}{2m} L \dots \dots \dots (24)$$

Der lotrechte Abstand η_0 des tiefsten Punktes 0 folgt aus Gleichung 23 nach Einsetzung von ξ_0 :

$$\eta_0 = aL + \frac{2}{m+1} bL^2 - \frac{4}{m+1} bL\xi_0 + \frac{4m}{(m+1)(m-1)} b\xi_0^2 + (m-1)s + e_1 + e_2.$$

Wird der Wert für ξ_0 nach Gleichung 24 eingesetzt, so wird nach mehrfacher Kürzung schließlich:

$$\eta_0 = aL + \frac{1}{m} bL^2 + (m-1)s + e_1 + e_2 \dots (25)$$

Wird die Kleinstkostenlinie *COD* auf ein neues Achsenkreuz mit dem Ursprung im Punkt 0 bezogen, so muß in die Gleichung 25 eingesetzt werden:

$$\eta = y + \eta_0 \text{ und } \xi = x + \xi_0.$$

Es wird dann folgende Gleichung erhalten:

$$y + \eta_0 = aL + \frac{2}{m+1} bL^2 - \frac{4}{(m+1)} bL(\xi_0 + x) + \frac{4m}{(m+1)(m-1)} b(\xi_0 + x)^2 + (m-1)s + e_1 + e_2.$$

Werden in diese Gleichung die Werte für ξ_0 und η_0 nach den Gleichungen 24 und 25 eingeführt, so wird schließlich nach mehrfacher Kürzung folgende einfache Gleichung der Kleinstkostenlinie gewonnen:

$$y = \frac{4m}{(m^2-1)} bx^2 \dots \dots \dots (26)$$

Werden die vorstehend entwickelten Ergebnisse zusammengefaßt, so lassen sich weiter noch folgende Gesetze aufstellen:

3. Werden die kleinsten Kosten des Traggebildes über der mittelsten Stütze, bzw. über der ersten der beiden mittelsten Stützen aufgetragen, so sind die auf diese Weise erhaltenen Kleinstkostenlinien Parabeln, deren Scheitelpunkte zugleich die tiefsten Punkte darstellen.

4. Der Abstand der Scheitelpunkte der Kleinstkostenlinien von der wagrechten Achse ist zugleich der kleinste der Kleinstkostenwerte und beträgt bei einer Anzahl von r Feldern:

$$\eta_0 = aL + \frac{1}{r} bL^2 + (r-1)s + e_1 + e_2.$$

5. Bei einer geraden Anzahl von n Feldern fallen die Achsen der Parabeln in die Mittel-Lotrechte und es lautet ihre auf ein Achsenkreuz mit dem Scheitel als Ursprung bezogene Gleichung:

$$y = \frac{4}{n} bx^2.$$

6. Bei einer ungeraden Anzahl von m Feldern fallen die Achsen der Parabeln in die

Lotrechten im Abstände $\frac{(m-1)}{2m} L$. Ihre auf ein Achsenkreuz mit dem Scheitel als Ursprung bezogene Gleichung lautet:

$$y = \frac{4m}{(m^2-1)} bx^2.$$

Ueber die Grundlagen zum Vergleich von Sonder-Bauweisen mit bisherigen Bauweisen.

Von Reg.-Baumeister Amos in Hohendölzchen vor Dresden.



Der Ziegelbau ist Jahrtausende lang bewährt und vor allem im Wohnhausbau wegen seiner für die Trockenhaltung, den Wärme- und Wetterschutz der Mauern vorteilhaften Eigenschaften sehr geschätzt. Ein nahezu vollständiger Ausfall des Mauerziegels als Baustein, wie er infolge der durch den Krieg und die Kohlennot hervorgerufenen Verhältnisse eingetreten ist, stellt das Bauwesen vor die schwerwiegende Frage des Ersatzes durch andere Baustoffe.

Seit geraumer Zeit bemühen sich deshalb bereits Erfinder und ausführende Unternehmer, die beste Lösung hierfür zu finden. Der „Reichsverband zur Förderung sparsamer Bauweise“ und die „Ausstellung sparsame Baustoffe“ in Berlin dienen demselben Zweck, andere Baustoffe und Bauweisen vorzuführen, die dem Mangel an Mauerziegeln abhelfen und gleichzeitig so leicht und billig hergestellt werden können, daß trotz der wesentlich gestiegenen Löhne das Bauen noch wirtschaftlich gestaltet werden kann.

Die sehr mannigfachen Vorschläge können in zwei Gruppen zusammen gefaßt werden, nämlich in Ziegel sparende und Ziegel ersetzende Bauweisen. Als Art der Ausführung ist in den weitaus meisten Fällen die Doppelwand mit Hohlraum vorgeschlagen, welcher entweder beim Aufbau der Mauern erzeugt wird, oder bereits in den Bausteinen vorhanden ist. Die Hohlräume selbst bleiben als Luft-räume bestehen oder werden ausgefüllt. Für die Trag-glieder wird zum Teil Holz und Eisen in althergebrachter Weise verwendet, zum größeren Teil aber wird auch hier-zu als Ersatz der Eisenbeton vorgeschlagen.

Es soll hier keineswegs auf die Einzelheiten der vor-geschlagenen Ausführungsformen eingegangen werden, viel-mehr ist beabsichtigt, auf die wichtigsten Gesichtspunkte hinzuweisen, welche beim Vergleich der vorgeschlagenen Sonderbauweisen mit den bisher üblichen Bauweisen zu be-achten sind. So begreiflich es ist, daß die Verfechter der einzelnen Bauweisen für ihre Vorschläge nach jeder Rich-tung hin eintreten und besonders die billige Herstellung der-tung hin betonen, so wenig darf mit Rücksicht auf die All-gemeinheit verschwiegen werden, daß häufig die geschäft-liche Seite der Bauweise zu sehr in den Vordergrund tritt, daß dagegen den begründeten Ansprüchen der Bewohner auf die gesunde Wohnbarkeit der Häuser nicht in dem erforderlichen Maß Beachtung geschenkt wird.

Für die Beurteilung der verschiedenen Bauweisen emp-fiehlt es sich jedenfalls, Vergleiche anzustellen über:

1. Wirtschaftliche Herstellung und Beschaffung der Baustoffe,
2. Ausreichende Festigkeit der Bausteine oder Bauteile,
3. Ersparnis bei Errichtung des Bauwerkes,
4. Wirtschaftlichen Betrieb (genügende Wärmehaltung)

des Gebäudes und Erfüllung der Forderung nach seiner Trockenhaltung (Wetterschutz) und Schalldämpfung,

5. Umfang der voraussichtlichen Unterhaltungskosten.

1. Wirtschaftliche Herstellung und Be-schaffung der Baustoffe. Nicht jede Bauweise eignet sich für jede Gegend, darüber sind kaum große Mei-nungsverschiedenheiten zu erwarten. Die bodenständigen Bauweisen sind zu fördern, nicht nur weil sie heimische vorhandene Baustoffe verwenden, sondern auch weil deren zweckmäßige Verarbeitung durch eingessene erfahrene Handwerker i. d. R. gesichert ist. Dabei entfällt auch eine weitere Verfrachtung für Baustoffe, welche sich unter den gegenwärtigen Verhältnissen zwecks Verminderung der Kosten von selbst verbietet und nur dort in Frage kommt, wo es sich um hochwertige Baustoffe handelt.

Aus volkswirtschaftlichen Gründen sind zur Zeit Bau-stoffe, welche zu ihrer Erzeugung Kohle nicht bedürfen, allen anderen vorzuziehen, wenn mit ihnen der gleiche Zweck annähernd erreicht werden kann. Aus demselben Grunde sind auch Vereinfachungen und Verbesserungen von Herstellungsverfahren, weil sie eine Verbilligung der Baustoffe zur Folge haben, anzustreben und mit allen Mit-teln, zu denen besonders auch wissenschaftliche Forschun-gen gehören, zu fördern.

Unter diesen Gesichtspunkten betrachtet, können an Stelle von Ziegeln verwendet werden: Beton-Bausteine, Kalksandsteine, Mörtelsteine, Lehmsteine u. a. Während die Letzteren vollkommen ohne Verbrauch von Kohle er-zeugt werden, können Mörtelsteine nur unter Verwendung von Kalk oder Zement als Bindemittel und Betonsteine nicht anders als mittels Zement hergestellt werden. Die Bindemittel müssen erbrannt werden. Ihre Ausbeute bleibt aber im Allgemeinen wirtschaftlich günstig. Dagegen er-scheint der Minderverbrauch von Kohle bei Erzeugung von Kalksandsteinen gegenüber Ziegelsteinen nicht so wesent-lich, daß deren Herstellung und Verwendung augenblicklich besonders zu begünstigen wäre.

2. Ausreichende Festigkeit der Bausteine und Bauteile. Soweit der Kleinwohnungsbau in Frage kommt, sind Beschränkungen in der Wahl der Baustoffe wegen unzureichender Festigkeitseigenschaften im Allge-meinen nicht notwendig. I. d. R. reichen bei den geringen Beanspruchungen des Mauerwerkes von etwa 3—5 kg/cm² bei Gebäuden, bestehend aus Erdgeschoß und ausgebautem Dachgeschoß, die vorhandenen Druckfestigkeiten vollkom-men aus. Es muß jedoch vor Sorglosigkeit in dieser Hin-sicht gewarnt werden. Liegen keine Ergebnisse von Ver-suchen vor, dann empfiehlt es sich, den Nachweis dafür zu fordern, daß die tatsächlichen Verhältnisse auch mit den gemachten Voraussetzungen übereinstimmen. Sehr häufig bedingt nämlich bereits eine Aenderung in der Herstellungs-

weise der Bausteine einen wesentlichen Unterschied in deren Eigenschaften, sodaß die Notwendigkeit der Prüfung wenigstens in gewissen Zeiträumen gegeben ist.

Gewöhnliche Mörtelsteine z. B., das sind Bausteine aus einem Bindemittel und Sand ohne besondere Aufbereitung und Nachbehandlung, werden in gewissen Gegenden jedenfalls wieder ausgiebiger Verwendung finden. Bestehen sie aus Zement und Sand, dann werden sie bei entsprechender Auswahl und Verarbeitung der Baustoffe in kürzerer Zeit die erforderliche Festigkeit erreichen, sind sie aber aus Sand und hydraulischem Kalk hergestellt, dann bedingt ihr langandauernder und gering fortschreitender Erhärtungsvorgang für den Verbraucher jedenfalls eine vorsichtige Nachprüfung ihrer Festigkeitseigenschaften.

Für ungebrannte Lehmziegel, deren Verwendung von verschiedenen Seiten vorgeschlagen worden ist, gilt das Gleiche. Wenn auch zugegeben werden muß, daß bestimmte Mischungen aus Lehm und Ton einen Trockenziegel ergeben können, welcher sich für einfache Verhältnisse durchaus verwenden läßt, so erscheint es doch fraglich, ob das Erzeugnis überhaupt die übliche Verfrachtung ohne Zerstörung verträgt.

Ferner ist zu beachten, daß auch beim einfachsten Gebäude Bauteile vorkommen, welche hinsichtlich der Aufnahme der Lasten eine besondere Stellung einnehmen. Wie man hierbei bisher Eisen und Eisenbeton ausgiebig herangezogen hat, so wird man auch trotz aller anders lautenden guten Ratschläge diese beiden Baustoffe für die genannten Zwecke nicht entbehren können. Die ausreichende Stand-sicherheit aller Einzelbauteile und des ganzen Bauwerkes muß jedenfalls gewährleistet sein.

3. Ersparnis bei Errichtung des Bauwerkes. Im Ziegelbau wird immer noch in gleicher Weise handwerksmäßig gearbeitet wie zu biblischen Zeiten, während auf den meisten anderen Gebieten bereits wesentliche Verbesserungen und Fortschritte durch Maschinenarbeit eingetreten sind. Wenn es daher gelingt, mit Hilfe neuer Bauweisen eine Beschleunigung des Arbeitsganges zu erzielen, so ist damit eine erwünschte Zeit- und Geldersparnis verbunden.

Das Zeitalter der Maschinen gibt die notwendigen Grundlagen zur Verbilligung des Aufbaues der Gebäude durch Verbringen der Baustoffe an den Bedarfsplatz mittels Schienenwegen und schienenlosen Kraftwagen und durch Verwendung von kraftbetriebenen Hebewerkzeugen auf der Baustelle zum Versetzen der Bauteile an Ort und Stelle. Die Voraussetzung zur Einführung dieser Verbesserung ist allerdings eine gewisse Vereinheitlichung auf dem Gebiete des Bauwesens, wie sie vom „Normenausschuß der deutschen Industrie“ bereits in die Wege geleitet ist, und eine Massenerzeugung von Bauteilen und ganzen Gebäuden.

Ob und auf welche Weise sich bei den einzelnen Bauweisen diese angestrebte Ersparnis erzielen läßt, kann bei den augenblicklich noch unstätigen Lohn-, Rohstoff- und Arbeiterverhältnissen nicht ausreichend überblickt, muß vielmehr erst durch praktische Ausführung erwiesen werden.

4. Wirtschaftlicher Betrieb (genügende Wärmehaltung) des Gebäudes und Erfüllung der Forderung der Trockenhaltung

genügendem Wärme- und Wetterschutz des Hauses und nach besserer Schalldämpfung.

Im Winter bereitet es Schwierigkeiten die Temperatur der Wohnräume so hoch zu halten, daß sie behaglichen Aufenthalt bieten, ohne daß zuviel Heizstoffe verbraucht werden. Im Sommer lassen die Wände zu viel der Wärme besonders infolge der Sonnenbestrahlung nach dem Inneren hindurch, sodaß die erwünschte Kühllhaltung der Räume nicht eintritt. Die Bauvorschriften fordern zwar bestimmte Mindeststärken der Mauern, z. B. bei Ziegelsteinen $1\frac{1}{2}$ Stein = 0,38 m, bei Bruchsteinen 0,45 m, mit der Schaffung der notwendigen versuchstechnischen Grundlage für die richtige Beurteilung des Wärmeschutzes der Baustoffe ist aber erst in jüngster Zeit begonnen worden.

Als Maßstab für die wärmeschützenden Eigenschaften der Wände gilt die Wärmeleitfähigkeit, das ist diejenige Zahl, welche angibt, wieviel Wärmeeinheiten durch einen Würfel von 1 m Kantenlänge bei einem Gefälle der Wärme von 1° Celsius in der Stunde abfließen.

Auf Grund der bereits vorliegenden Versuchsergebnisse über die Wärmeleitfähigkeit einer Reihe von Baustoffen, welche von Nusselt, Gröber, Poensgen und Knoblauch herhören, ist man bereits in den Stand gesetzt, bei deren Auswahl und Zusammensetzung nach wärmetechnischen Gesichtspunkten zu verfahren. Während z. B. die Wärmeleitfähigkeit für gewöhnliches Ziegelmauerwerk (Stärke nicht angegeben) zu etwa 0,40, für Hohlziegelmauerwerk zu etwa 0,30 ermittelt wurde, beträgt sie für den dichten Kalkstein etwa 0,60 bis 0,80 und steigt bei Bruchsteinmauerwerk bis etwa 1,2. Zum Vergleich sei noch die Wärmeleitfähigkeit für Kiefernholz senkrecht zur Faser mit etwa 0,14, von Gipsplatten mit etwa 0,24 und von Korkplatten mit 0,06 angeführt. Die Werte lassen erkennen, welche Bedeutung dem Wärmeschutz des Hauses in wirtschaftlicher Hinsicht beikommt, denn von ihm hängen in erster Linie die sogenannten Betriebskosten mit ab ungeachtet der gesundheitlichen Vorteile.

Handelt es sich um Wände aus verschiedenen Baustoffen oder um Doppelwände mit Hohlraum, so kommt an der Begrenzungsfläche der verschiedenen Baustoffe noch die Wärmeübergangszahl in Frage, welche die stündlich bei 1 m² Berührungsfläche und 1° Wärmeunterschied übertretende Anzahl Wärmeeinheiten angibt. Die Ermittlung der wärmeschützenden Eigenschaften solcher zusammengesetzten Wände ist daher nur durch einen wissenschaftlich ausgeführten Versuch möglich, welcher auch die baumäßigen Abmessungen einigermaßen berücksichtigt. Ohne diese Grundlagen aber würde ein sicheres Urteil über die zweckmäßige Ausbildung solcher Wände haltlos sein.

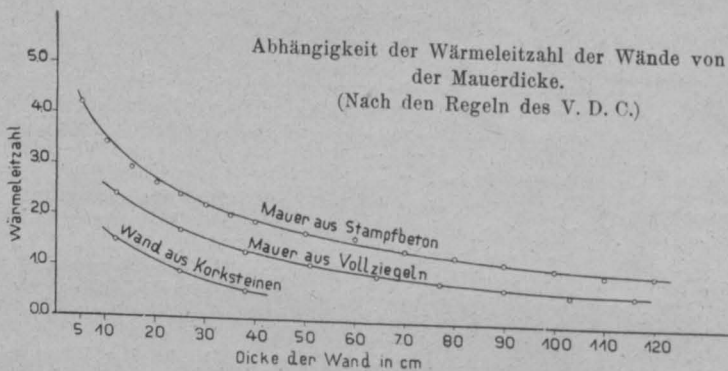
Bei der umfangreichen Verwendung des Betons sind einige Angaben über dessen ungefähre Wärmeleitfähigkeit am Platze*, da in den Handbüchern Angaben darüber sich überhaupt nicht vorfinden. Für reinen Portlandzement beträgt die Zahl nach der Hütte 0,78! Für Kiesbeton 1:4 im trockenen Zustande und im Alter von 1 Jahr wurde die Wärmeleitfähigkeit zu 0,65, für Beton 1:12 nach einer Austrocknungszeit von zwei Wochen zu 0,72 ermittelt. Bimsbeton ergab 0,20.

Zwar hat die Heizungstechnik zur Berechnung der Wärmeverluste zu heizender Räume die Wärmedurchlässigkeits- und Übergangszahlen längst benötigt und auch eine Reihe von Zahlentafeln in den Regeln des V. D. C. für diese Zwecke aufgestellt. Es kann aber aus der Literatur nicht ersehen werden, ob die dort angegebenen Werte auf Versuchen beruhen. Deshalb muß angenommen werden, daß es Erfahrungswerte sind.

Für eine volle Wand aus Stampfbeton oder die als gleichwertig hingestellte volle Sandstein-Mauer aus Quadern oder Bruchsteinen finden sich für verschiedene Stärken die Wärmeleitfähigkeiten angegeben. Z. B. für eine 5 cm starke Wand zu 4,2, 20 cm stark zu 2,6 und so weiter abnehmend bis 1 bei einer Wand von etwa 120 cm Dicke. In ähnlicher Weise ist die Ziegelwand behandelt, für welche die Werte bei einer Wand von 2 Stein

Stärke um je $\frac{1}{2}$ Stein zunehmend bis 103 cm Dicke von 2,4—0,6 abnehmen. Das nebenstehende Diagramm veranschaulicht die Abhängigkeit von Wärmeleitfähigkeit und Wanddicke.

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 des V. D. C. weniger die Art der Baustoffe als die wechselnde Dicke der aus ihnen auf-



(Wetterschutz) und der Schalldämpfung. Während den bisher üblichen Bauweisen jahrhundertelange Erfahrungen über ihre Bewährung hinsichtlich der Wohnbarkeit zur Seite stehen, sind die meisten der vorgeschlagenen Sonderbauweisen nach dieser Richtung hin nahezu unerprobt.

Und doch sind es gerade die genannten Eigenschaften, welche das Gebäude erst zu dem machen, was es sein soll: ein behagliches Heim, das vor den Unbilden der Witterung ausreichend Schutz bietet. Es gab eine Zeit in der die Forderung nach Licht und Luft zum Schlagwort erhoben wurde. Sie kann heute abgelöst werden von der Forderung nach

* s. a. „Beton und Eisen“ Jahrg. 1917 Heft XIII/XIII S. 173; Amos: Hygiene des Betonbaues.

geführten 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 Bauweisen kein vollständiges Bild geben kann.

Hier war zunächst nur von den Wänden die Rede, die gleichen Fragen betreffen auch die Ausbildung der Fußböden und Decken, schließlich auch die Dächer bei ausgebautem Dachgeschoß. Infolge der Verwendung verschiedener Baustoffe bei diesen Bauteilen liegen die Verhältnisse wesentlich verwickelter als bei Wänden aus einheitlichem Baustoff, es bleibt daher für das Versuchswesen die Aufgabe der Ermittlung ihrer Wärmeleitfähigkeit ein weites und dankbares Arbeitsfeld.

Ein weiterer wichtiger Punkt ist der Wetterschutz des Gebäudes, der für seine Trockenhaltung von ausschlaggebender Bedeutung ist. Die Dauerhaftigkeit des Gebäudes und das Wohlbefinden seiner Bewohner wird dadurch wesentlich beeinflusst. Auf die hygienische Bedenklichkeit feuchter Mauern braucht nicht näher eingegangen werden.

Wenn die Bauordnungen zwar eine gewisse Austrocknungszeit vor Beziehen des Hauses fordern, aber Vorkehrungen gegen das Eindringen von Schlagregen oder gegen aufsteigende Feuchtigkeit nicht vorschreiben, so erscheint eine Ergänzung dieser Vorschriften dringend erforderlich. Ein einziger heftiger oder länger andauernder leichter Regen mit Windanfall vermag die austrocknende Wirkung der Luft von Wochen und Monaten wett zu machen. Die vorgeschlagenen neuen Bauweisen, insbesondere die Hohlbauweisen sind demnach auch nach diesem Gesichtspunkt auf dem Versuchswege mit den üblichen Bauweisen zu vergleichen.

In ähnlicher Weise muß der Frage der Schalldämpfung in Zukunft erhöhte Aufmerksamkeit gewidmet werden. Doch soll dieser Punkt hier nur allgemein angedeutet werden, weil in Kleinwohnungen des Einfamilienhauses die Hellhörigkeit der Bauweisen von nur untergeordneter Be-

deutung ist und die Frage der Schalldämpfung auch für die bisher übliche Bauart der Decken und Wände noch wenig geklärt ist**).

5. Umfang der voraussichtlichen Unterhaltungskosten. Auch der Hausbau ist als ein wirtschaftliches Unternehmen anzusehen, welches in allen seinen Entwicklungsstufen auf eine sichere Grundlage auch in geldlicher Hinsicht zu stellen ist. Diejenige Bauweise wird jeder anderen vorzuziehen sein, welche sowohl in Anlage, als auch in kapitalisierten Betriebs- und Unterhaltungskosten die billigste ist.

Welchen Einfluß die Bauweise des Hauses auf die Betriebskosten ausüben muß, ist in Absatz 4 angedeutet worden. Die Unterhaltungskosten setzen sich aus den Aufwendungen zusammen, welche durch Ausbesserung und teilweise Erneuerung am Rohbau des Hauses erwachsen. Daß diese größtenteils von der Bauart des Hauses abhängen, ist ohne weiteres ersichtlich.

Auf der Ausstellung „sparsame Baustoffe“ in Berlin erscheint bei einer Reihe von Vorschlägen dieser Gesichtspunkt wenig berücksichtigt worden zu sein, obgleich er für den Wert der Gebäude eine wichtige Rolle spielt. Es dürfte nicht zuviel gesagt sein, wenn behauptet wird, daß bei manchen Bauweisen mit der Fertigstellung des Hauses bereits die Unterhaltungsarbeiten einsetzen müssen.

Wenn es sich daher um den Vergleich von Sonderbauweisen mit bisher erprobten Bauweisen handelt, sollten die vorstehend erläuterten Gesichtspunkte nicht übersehen werden. So dringend auch die Beschaffung von Kleinwohnungen sein mag, die Förderung der Volksgesundheit muß bei Auswahl der Baustoffe und Bauweisen in erster Linie maßgebend sein. Die leitenden Stellen werden durch den Stand der Wissenschaft in die Lage versetzt, sich die notwendigen Unterlagen zur Beurteilung aller auftretenden Fragen zu verschaffen und sollten von dieser Möglichkeit zur Vermeidung von Fehlschlägen recht ausgiebig Gebrauch machen. —

**): siehe Amos: Zur Frage der Schalldämpfung bei Massivdecken. „Armierter Beton“ Jahrg. 1917, Heft 8.

Vermischtes.

Zugspannungen des Betons im Eisenbeton. Am Schluß des gleichnamigen Aufsatzes in No. 9 ist ein Beispiel für die Berechnung eines Plattenbalkens mitgeteilt. An seiner Stelle übersendet uns der Verfasser ein nach den deutschen Vorschriften durchgerechnetes Beispiel, das sich aber nicht mehr einfügen ließ. Wir geben es daher nachstehend als Nachtrag wieder:

Beispiel. Ein Plattenbalken von $h = 60$, $h_0 = 56$, $d = 10$, $b = 100$, $b_0 = 28$ cm; $f_e = 24$, $f'_e = 14$ cm² sei für $M = 12^m$ und $N = 28^t$ Druck auf Beton-Zugspannung zu untersuchen, wenn $s = 1$, $n = n' = 15$. Es ist dann:

$$m = \frac{1200000}{0,72 \cdot 100 \cdot 60^2} = 4,63, \quad \mu = \frac{15 \cdot 24}{6000} = 0,06.$$

$$n' = \frac{15 \cdot 14}{6000} = 0,035, \quad \delta = 0,166, \quad \beta = 0,28.$$

Dafür gibt die Tafel $r = 0,075$ und $\varphi = 0,448$, daher wird

$$\sigma_z = \frac{4,63}{0,075 + 0,06} (1 - 0,035 \cdot 0,28) = 34,3 \cdot 0,99 = 34 \left(\begin{array}{l} \text{Gl. 31,} \\ \text{Jhg. 1917.} \end{array} \right)$$

$$\varphi' = 0,448 \cdot 0,99 = 0,445 \text{ (Gl. 26), } x = 26,6, \quad v = 33,1,$$

$$\sigma_d = 34 \frac{0,445}{0,555} = 27,3 \text{ (Gl. 6), } \sigma_e = 15 \cdot 34 \frac{29,4}{33,4} = 450 \text{ (Gl. 5).}$$

Mit $F_i = 2970$ wird alsdann $\sigma_N = \frac{28000}{2970} = 9,4$, und die end-

gültigen Werte sind $\bar{\sigma}_z = 34 - 9,4 = 24,6$, $\bar{\sigma}_d = 27,3 + 9,4 = 36,7$, $\bar{\sigma}_e = 450 - 15 \cdot 9,4 = 309$.

Die Nachrechnung ergibt dagegen: 23,8, 35,7 und 293. Im übrigen ließe sich eine unmittelbare Dimensionierung im Sinne der ersten Abhandlung (Jahrg. 1917) auch für doppelt bewehrte Querschnitte durchführen, ohne die Kurventafel irgendwie zu verändern. —

Ing. O. Leuprecht, Basel.

Im übrigen sind in dem bereits veröffentlichten Aufsatz in No. 9, von dem wir bei den heutigen mangelhaften postalischen Verhältnissen dem Verfasser leider nicht rechtzeitig Korrektur zugehen lassen konnten, die folgenden Irrtümer stehen geblieben, die jedoch nur zum kleineren Teil uns zur Last zu legen sind:

S. 58 ist die Tafel nicht in $\frac{1}{3}$, sondern $\frac{1}{5}$ nat. Größe wiedergegeben, S. 59 linke Spalte ist in dem Wert für m nach Gl. 11 im Nenner 0,58 statt 0,56, in Zeile 19 von oben statt E_d' nur E_d , in Zeile 33 von oben $\sigma_z = \sigma_d$ usw. statt

$\sigma_z - \sigma_d$ usw., in der rechten Spalte Gl. 37 in der Formel für σ_e richtig n' statt n , in der 3. Zeile von unten $\sigma_e = 353$ statt $\sigma_e = 190$ und schließlich in der 2. Zeile von unten $\sigma_e = 345$ statt 183 zu lesen. —

Die Red.

Brückengründung auf Eisenbeton-Senkkasten. Die Petri-Brücke über die Warnow in Rostock ist durch eine dem Verkehrsbedürfnis besser entsprechende Brücke mit eisernem Ueberbau mit 2 Öffnungen von je 18,5 m Lichtweite ersetzt worden, von denen die eine mit Klappe überbrückt ist. Es handelt sich um eine Straßenbrücke von 11 m Ges.-Breite, davon 7 m Fahrdamm. Nach dem „Zentralblatt der Bauverwltg.“ No. 35/19 liegt der gute Baugrund erst rd. 11 m unter N.W., 5 m unter Flußsohle. Nach angestellten Vergleichen ergab sich unter diesen Verhältnissen als zweckmäßige Lösung, die Sohle bis zum tragfähigen Baugrund auszubaggern und den schwimmend heran gebrachten Eisenbeton-Senkkasten für Stropfeiler und Widerlager in richtiger Lage zu versenken. Die Kasten haben 11,6 m Höhe, 22 m Länge und 4,5 m Breite der Sohle für den Mittelpfeiler, 18 m Länge und 6,5 bzw. 14,7 m Breite für die Widerlager. Die eisengewehrten Wände sind auf einen Druck von 11 m Tiefe berechnet, in Beton 1:5 hergestellt und durch Querrippen versteift. Nach Versenkung an Ort und Stelle sind die Kasten mit Traßzementbeton in der Mischung 1:1:16 ausgefüllt. Die Kasten wurden bis 2,5 m Höhe auf einem alten Arbeitshulk betoniert, nach Erhärtung im Schwimmdock ausgedockt, schwimmend zur Baustelle gebracht, dort in richtiger Lage festgelegt und unter Hochführung bis zum Grunde abgesenkt. Das große Widerlager, das die Gegengewichtsklappe in seiner Kammer aufzunehmen hat, mußte in 2 Teile zerlegt auf dem Arbeitshulk hergestellt und konnte dann erst im Schwimmdock zu einem einheitlichen Kasten zusammengeschraubt und dann überbetoniert werden. Die Arbeit erforderte für den ganzen Umbau 6 Monate. Die ganze Ausführung erinnert stark an die Gründung der Kaimauern in der Freihafen-Erweiterung in Kopenhagen, die von der Hamburger Fa. Christiani & Nielsen in Gemeinschaft mit dem dänischen Ingenieur Monberg ausgeführt und in unseren „Mitteilungen“ Jahrg. 1917, S. 157 ff. eingehend dargestellt worden ist. In der Tat hat, wie uns Hr. Geh. Brt. Kerner in Rostock, der Verfasser des oben genannten Aufsatzes, dem die Oberleitung der Ausführungen unterstand, auf Anfrage bestätigt, Ingenieur Monberg, der zusammen mit dem inzwischen verstorbenen Rostocker Unternehmer Ludwig die Rostocker Hafenanlagen

ausgeführt hat, die Anregung zu der vorstehend beschriebenen Ausführung gegeben. Die Ausführung gestaltete sich sehr einfach. Ein alter Prahm nahm den unteren Teil des Pfeilers auf, außerdem stand das Dock der Neptunwerft zur Verfügung. Durch Versenken des Prahmes wurde der Pfeiler zum Schwimmen gebracht, an Ort und Stelle geschleppt und in 11 m Wassertiefe versenkt, indem durch Wasserballast das Gleichgewicht hergestellt wurde. —

Spiralbewehrte Eisenbeton-Rammpfähle von rd. 20 m Länge wurden beim Neubau der Brücke über die alte Donau bei Wien verwendet. Sie wurden durch 3 m starke mit Sand durchsetzte Schotterschicht, 4,75 m feinen grauen Schwimmsand, 4,25 m grauen Sand mit Kies, 1 m groben Schotter mit Sand bis in den blauen Tegel unter gleichzeitiger Spülung (durchschnittl. 2—3 Atm. Druck) mit 4 t-Bär eingerammt. Die Pfähle hatten achteckigen Querschnitt bei 39 cm Durchm. des umschriebenen Kreises. Die Höchstlast betrug 56,5 t. Die Pfähle waren nach System Considere bewehrt mit 4 Rundeisen von 20 und 4 von 16 mm Durchm. und 10 mm starker Spirale mit 30 Windungen von 34 cm Durchm. auf 1 m. Der Beton zeigte ein Mischungsverhältnis von 454 kg Portlandzement auf 1 cbm Sand- und Kiesgemisch. In Pfahlmitte war ein Spülrohr von 60 mm Durchm. einbetoniert, der Pfahlfuß war mit Gußstahlschuh mit 3 Spritzöffnungen versehen, der Pfahlkopf noch mit einer zweiten Spirale von 75 cm Länge und 25 cm Durchm. verstärkt. Die Pfähle wurden wagrecht liegend in Holzform mit dickflüssigem Beton ohne Stampfen hergestellt, nach 14 Tagen gehoben und gelagert, nach mindestens 6 Wochen Erhärtung gerammt. Die Arbeiten wurden durch die A.-G. Wayss & Freytag und Meinong G. m. b. H. in Wien ausgeführt. (Oesterreich. Zeitschr. f. d. öffentl. Bandienst 1919, Heft 3/4.) —

Wetterschacht in Eisenbeton auf dem Steinkohlen-Bergwerk Gladbeck. Die Vorzüge des Schachtbaues in Eisenbeton gegenüber einem solchen in Mauerwerk zeigten sich in bemerkenswerter Weise bei Herstellung eines zweitrümmigen Wetterschachtes von 8 m innerem Durchmesser, dessen Ausgestaltung in der berg- und hüttenmännischen Zeitschrift „Glückauf“, No. 12 u. 13 d. J. beschrieben ist.

Es handelte sich einerseits um die Durchteufung z. T. stark wasserhaltigen und druckhaften Gebirges und um Herstellung eines durch eine dichte Zwischenwand geteilten Schachtes, der zugleich die ein- und ausgehenden Wetter führt, was nur ausnahmsweise gestattet ist. Die Art der Ausführung ermöglichte die sichere Abschließung des Wassers, die gleichzeitige Abteufung und Ausmauerung und eine erhebliche Ersparnis an Gesteinsausbruch, da statt einer 80 cm starken Ziegelwand, wie man sie bei den betr. Gebirgsverhältnissen gebraucht hätte, eine 45 cm starke Eisenbetonwand genügte. Das bedeutet eine Ersparnis von 9 cbm Gesteinsausbruch auf den steigenden Meter Schacht. Für die oberen, stark wasserhaltigen Schichten, bestehend abwechselnd aus Sand und festen Mergelbänken, wurde ein Senkschacht gewählt, dem 8,5 m Durchm. gegeben wurde, um bei unvermeidlichen kleinen Abweichungen von der Lotrechten noch genügenden Spielraum zu haben. Die Ausbildung der aus verschraubten Gußeisen-Segmenten hergestellten, mit Eisenbeton erstärkten Schuhs zeigt Abbildung 1. Der Schacht wurde über dem Schuh in Ringen von 2,5 m Höhe aufbetoniert und nach je 5 m Aufhöhung wurde abgesenkt unter gleichzeitiger Lösung des Bodens durch Hacken bzw. Greifbagger. Die Wandung der Ringe war in Abständen von je 15 cm in wagrechter und lotrechter Richtung mit 14 mm Rundeisen bewehrt, die noch durch 5 mm Bügel verbunden waren. Zur Erzielung von Wasserdichtigkeit war der Schacht außen mit Zementmörtel geputzt und zweimal mit Goudron gestrichen.

Bei etwa 20 m Teufe war der Schacht etwa 30 cm aus der Lotrechten gewichen, er wurde daher auf dieser Tiefe zunächst durch einen Mauerfuß von 1,5 m Höhe, 2,5 m Breite gemäß Abbildung 2 abgefangen. Zu dem Zweck wurden zunächst 4 Mauerpfeiler, verstärkt durch radiale Eisenbahnschienen hergestellt, dann nach dem Erhärten die Zwischenräume ausgebrochen und mit Eisenbeton ausgefüllt.

Die Auskleidung des Schachtes mit 7 m Durchm. wurde ebenfalls mit Eisenbeton bewirkt. Um diesen sicherer, ohne Gefahr vor Beschädigungen beim Schießen auf der Schachtsohle und ohne Raum versperrende Verschalungen ausführen zu können, wurden gebogene, fertige Eisenbetonplatten verwendet, die mit Feder und Nut ineinandergreifen und in die Bügel einbetoniert sind, die sich dann mit der hinteren Bewehrung der Betonauskleidung bequem fest verknüpfen lassen. Hinter diese Schalplatten wurde dann Beton in 15—20 cm Schichthöhe eingestampft. (Vergl. Abb. 3.)

Die weitere Abteufung des Schachtes erfolgte in Absätzen von 10—30 m je nach Festigkeit des Gesteines. Mit Hilfe einer Schwebebühne wurde gleichzeitig die Ausklei-

dung mit Beton bewirkt, wobei ebenfalls die fertigen Eisenbetonplatten benutzt wurden. Auf einer Strecke mit besonders starkem Wasserandrang erhielt der Schacht eine Auskleidung mit doppelten Platten vorbeschriebener Art. Zunächst wurden die inneren Platten versetzt, die wasserführenden Klüfte wurden durch eingelegte Röhrchen entwässert. Dann wurde der dem inneren Schachtprofil ent-

Abb. 1. Senkschuh.

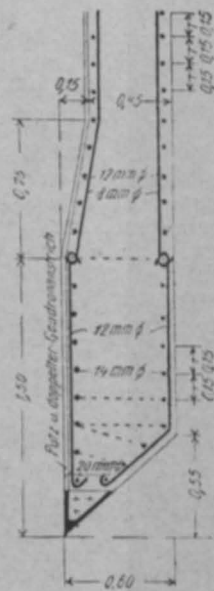


Abb. 2. Unterfangung des Senkschuhes

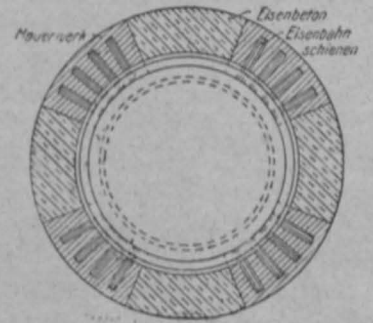
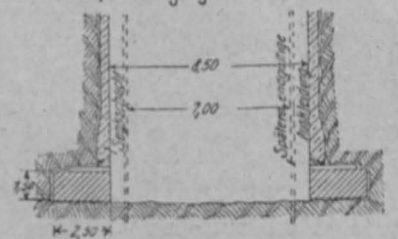
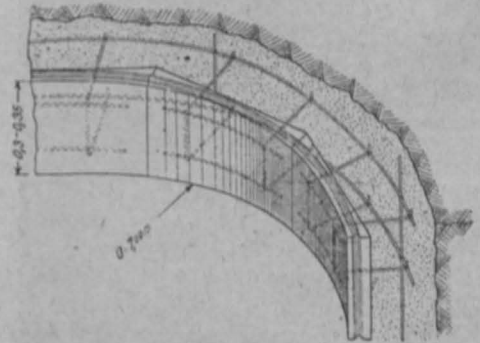
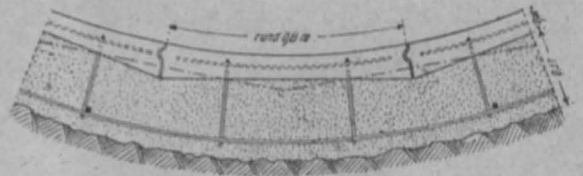


Abb. 3. Auskleidung des Schachtes unter Benutzung von fertigen Eisenbetonplatten.



sprechende Plattenring vorgesetzt, der Zwischenraum mit Feinbeton vergossen, schließlich das Abflußrohr abgesperrt. Es wurde so ein dichter Schacht erzielt.

Der Wetterscheider, der vollständig dicht sein mußte, wurde als 20 cm starke Eisenbetonwand ausgebildet, die nur mit Rundeisen bewehrt wurde. Von der Einlegung von Eisenträgern sah man ab, um möglichst alle Schwindrisse zu vermeiden. Die Wand ist beiderseits mit je 6 Rundeisen von 12 mm Durchm. auf 1 m Höhe bewehrt. Die Ausführung erfolgte zwischen Holzschalung, die an den vorher eingebauten Jochhölzern befestigt wurde.

Die ganze Ausführung der Eisenbetonarbeiten wurde durch die Firma Friedr. Vollrath, Hoch-, Tief-, Beton- und Schachtbaugeschäft in Wesel bewirkt, während die Abteufung im Eigenbetrieb vorgenommen wurde. Die besondere Ausbildung der fertigen Eisenbetonplatten stammt ebenfalls von dieser Firma her. —

Inhalt: Der Stauchpfahl D. R. P. — Die Linien der kleinsten Kosten für ein Traggebilde mit Stützen von gleichen Kosten und einer Tragwerkkostenlinie von der Gleichung $y = ax + bx^2$. — Ueber die Grundlagen zum Vergleich von Sonder-Bauweisen mit bisherigen Bauweisen. — Vermischtes. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin. Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin. Buchdruckerei Gustav Schenck Nachf. 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 12.

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



leich anderen technisch-wissenschaftlichen Vereinen hat auch der „Verein Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten“ während des Krieges seine wissenschaftlichen Arbeiten nicht in dem gewünschten Maß fördern können, da die dringlichen Forderungen des Tages dazu nur wenig Zeit und Muße ließen, und er hat auch

seine Versammlungen auf das Allernotwendigste zur Erledigung dringlicher wirtschaftlicher Fragen und innerer Vereinsangelegenheiten beschränken müssen und hat sie nicht über den Kreis seiner Mitglieder ausgedehnt. Nunmehr hat der Verein es aber an der Zeit gehalten, trotz des unglücklichen Ausganges des Krieges und der überaus schwierigen Verhältnisse, unter denen auch die Zementindustrie durch Kohlenmangel, Transportschwierigkeiten, Achtstundentag und Arbeitsunlust, gewaltige Lohnerhöhungen und Kostensteigerung für die Betriebseinrichtungen zu leiden hat, die öffentlichen Versammlungen des Vereins, wenn auch in einfacher Form, und bereichert durch technisch-wissenschaftliche Vorträge wieder aufzunehmen. Am 12. und 13. Juni d. J. fand die 1. Versammlung dieser Art nach Kriegsausbruch in Berlin unter dem Vorsitz von Dir. Dr. Müller-Kalkberge statt, zu der sich trotz der schwierigen Reiseverhältnisse doch wohl über 100 Personen eingefunden hatten.

In seinen Eröffnungsworten wies der Vorsitzende zunächst auf die eben geschilderten Verhältnisse hin, wobei er hervorhob, daß die Heereslieferungen mit Beginn des Jahres 1919 fast vollständig eingestellt wurden, daß die Kohlenlieferungen dementsprechend auf die Hälfte der bisherigen Lieferungen eingeschränkt wurden und daß dem zufolge die Erzeugung der deutschen Zement-Industrie 15 % der tatsächlichen Erzeugungsmöglichkeit kaum mehr überschritten haben dürfte. Er konnte jedoch anführen, daß trotz dieser Verhältnisse die wissenschaftlichen Arbeiten nicht ganz geruht haben, ja daß durch Zuziehung einiger außerhalb des Vereins stehender Kräfte sogar noch neue Arbeitsgebiete erschlossen worden sind. Eine weitere Förderung haben die technisch-wissenschaftlichen Bestrebungen des Vereins auch noch durch die im Vorjahre er-

folgte Begründung eines wissenschaftlichen Ausschusses erfahren, dem nicht nur die Portland-Zement-Fabrikanten, sondern Vertreter der gesamten Zement-Industrie angehören. Redner gedachte zum Schluß der seit der letzten Versammlung verstorbenen Vereinsmitglieder sowie vor allem Derer, die in der Hoffnung auf einen glücklichen Ausgang des Krieges gefallen sind.

Er legte dann den Geschäftsbericht vor, aus dem zu entnehmen ist, daß der Verein am 1. Januar 1918 zu seinen Mitgliedern 88 Fabriken mit 354 Anteilen zählte. Am Schluß des Jahres waren die Zahlen auf 87 und 331 zurückgegangen. Aus dem Kassenbericht ist zu entnehmen, daß der Verein zwar sein Vermögen durch Zeichnung von Kriegsanleihe nicht unerheblich belastet hat, daß aber sonst die Einnahmen die Ausgaben nicht unbeträchtlich überschritten, daß namentlich auch das Vereinslaboratorium nicht ungünstig abgeschnitten hat. Es wurde daher auch einem Antrage des Vorstandes stattgegeben, 150 000 M. zur Gründung eines Pensionsfonds für die Angestellten des Vereins vom Vermögen abzuzweigen. Der Jahresbeitrag wurde wieder auf 200 M. für den Anteil festgesetzt.

Aus dem Bericht ist ferner noch zu erwähnen, daß die Lieferungsbedingungen für Zement, die der „Zementbund“ auf Veranlassung der „Reichsstelle für Zement“ aufgestellt hat, im Lauf des vergangenen Jahres von fast allen deutschen Bundesstaaten angenommen worden sind. Damit ist die „Mängelrüge“ im Zementhandel (über deren Bedeutung wir schon mehrfach berichtet haben, vergl. Jahrg. 1917, S. 162, 1918, S. 56) endgültig eingeführt worden. Die Lieferungsbedingungen sind am 1. Januar 1919 in Kraft getreten. Aus den Berichten über die Arbeiten der Ausschüsse ist folgendes zu erwähnen:

Ueber die Arbeiten der Normensand-Kommission berichtet Hr. Dr. Goslich-Berlin, daß sowohl die Herstellung wie namentlich der Versand des Sandes sich während des Krieges z. T. recht schwierig abwickelte, sodaß den Anforderungen der Verbrauchsstellen nicht immer rechtzeitig entsprochen werden konnte. Im übrigen ist der Verkauf von Normensand während des Krieges fast auf die Hälfte des Friedensbedarfes gesunken. Der Betrieb der Freienwalder Chamottefabrik Henneberg & Co., die den Normensand herstellt, ist übrigens inzwischen in andere Hände über-

gegangen, das alte Vertragsverhältnis bleibt aber mit der neuen Firma bestehen, sodaß die Lieferung des Normensandes nicht beeinträchtigt wird.

Derselbe Redner berichtete auch über die Mitarbeit des Vereins im „Deutschen Ausschuß für Eisenbeton“, dessen Arbeiten naturgemäß durch den Krieg ebenfalls stark beeinträchtigt, wenn auch nicht unterbrochen worden sind. Es konnten doch einige Arbeiten zum Abschluß gebracht und die Ergebnisse anderer veröffentlicht werden.

Im Frühjahr 1918 ist von den drei deutschen Zementverbänden für Portland-, Eisenportland- und Hochofen-Zement ein gemeinsamer „Wissenschaftlicher Ausschuß“ gegründet worden. Er soll alle die Gesamt-Industrie betreffenden Fragen gründlich und nach allen Gesichtspunkten erörtern und so die Differenzen zwischen den Vertretern der 3 Zementindustrien vermeiden, die häufiger zu unerfreulichen Presse-Fehden geführt haben. Organ des Ausschusses ist die Zeitschrift „Zement“. Die erste Arbeit, die der Ausschuß eingeleitet hat, war die Prüfung eines Zementes in den 3 Vereinslaboratorien, sowie in den sämtlichen staatlichen deutschen Materialprüfungsanstalten. Die Prüfung sollte sich auf Abbindezeit, Siebfeinheit, Raumbeständigkeit, Zug- und Druckfestigkeit nach 7- und 28tägiger Wassererhärtung, sowie nach 28, 90 und 360 Tagen kombinierter Erhärtung erstrecken. Die bisherigen Ergebnisse zeigen eine erfreuliche Übereinstimmung an den verschiedenen Stellen, sodaß nach der Richtung der genauen Durchführung der Prüfungsverfahren jedenfalls Fortschritte gegen früher zu verzeichnen sind. Die weitere Auswertung der Ergebnisse bleibt vorbehalten. Eine zweite Aufgabe, die sich der Ausschuß zur Nachprüfung vorgenommen hat, ist das Verhalten von Zementen in Salzlösungen, eine Frage, die ja im Wettstreit der 3 Zementarten eine wichtige Rolle gespielt hat. Der Ausschuß hat ferner die Frage erörtert, ob die Normendruckfestigkeit erhöht werden soll, nachdem namentlich von militärischer Seite die Forderung nach Zementen besonders hoher Druckfestigkeit erhoben worden ist. Es ist bekannt, daß bei Zementen dieser Art aber auch die Gefahr des Treibens wächst. Der Ausschuß hat sich für eine Heraufsetzung der Normendruckfestigkeit bisher nicht entscheiden können. Eine weitere Aufgabe ist die Durchführung von Zerschmetterungs-Versuchen mit Zementmörtel, die zuerst von Dr. Passow angestellt worden sind und bei der Verwendung des Betons zu Schiffbau- und ähnlichen Zwecken, bei denen der Beton der Zerstörung durch Stöße ausgesetzt ist, Bedeutung haben können.

Auf dem Gebiet der wissenschaftlichen Zementforschung hat der Verein seine Arbeiten ebenfalls wieder aufgenommen. Experimentelle Forschungen über die Konstitution des Portlandzementes wurden in enger Fühlung mit dem Vereinsvorstand von Dozent Dr. Kurt Endell in Berlin im eisenhüttenmännischen Laboratorium der Technischen Hochschule, sowie im Vereinslaboratorium in Karlshorst vorgenommen, wofür letzterem namentlich die chemische Analyse oblag. Herr Dr. Endell sucht, wie schon andere Forscher vor ihm, Aufklärung der Frage durch Anwendung von Schmelzen, die aus den Hauptbestandteilen des Zementes zusammengesetzt werden, näherzukommen. Diese Schmelzen werden dann aber in so großen Mengen (5–6 kg) hergestellt, daß sich aus den daraus hergestellten Zementen die Prüfungen normengemäß, also vor allem auch hinsichtlich der Festigkeiten, durchführen lassen. Die Schmelzen wurden bei den vorliegenden Versuchen in einem großen elektrischen Kurzschluß-Ofen gewonnen. Aus den Probekörpern werden dann Dünnschliffe hergestellt, deren mineralogisch-mikroskopische Untersuchung geeignet erscheint, um weitere Aufschlüsse über die Konstitution zu geben. Hr. Dr. Endell berichtete selbst in der Versammlung über einen Teil seiner Arbeiten, die sich mit besonders tonerreicheren Zementen befaßten, die zunächst gewählt worden sind,

weil sie sich bei sehr viel niedrigeren Temperaturen schmelzen lassen, als normaler Portland-Zement. Es sollen so nach und nach alle möglichen Mischungen der 3 Hauptbestandteile des Portland-Zementes untersucht werden, um das Gebiet der dem normalen Portland-Zement in seinen Eigenschaften nahekommenden Zemente immer enger abzugrenzen und so weitere Aufschlüsse über seine Konstitution zu gewinnen. Weitere praktische Ziele sind mit den Versuchen zunächst nicht verfolgt, es ergaben sich aber bei ihnen auch eine Reihe interessanter Aufschlüsse über Druckfestigkeit, die bei einigen der Proben zu gewaltiger Höhe stieg, Abbindezeit und Verhalten in Salzlösungen. Der gewählte Weg wurde von verschiedenen Seiten aus der Versammlung heraus als ein wohl gangbarer und gute Aufschlüsse versprechender bezeichnet.

In Gemeinschaft mit Herrn Dr. Killig-Rüdersdorf hat Dr. Endell ferner Untersuchungen über Temperatur-Erhöhungen beim Abbinden des Zementes angestellt. Ueber diese Versuche wurde in der Versammlung eingehender Bericht von Hr. Dr. Killig selbst erstattet. Man hofft aus ihm genauere Ergebnisse über die wirkliche Abbindezeit der Zemente zu erhalten, als sie die Vicat'sche Nadel liefern kann. Hr. Prof. Dr. Gary hat zuerst vor einer Reihe von Jahren einen Apparat konstruiert, der die Bewegung eines Thermometers durch die Wärmeerhöhung des abbindenden Zementes auf photographischem Wege festzuhalten und daraus Kurven aufzutragen gestattet. Das Verfahren hat sich aber bisher noch nicht einbürgern können. Redner hat einen, an sich sehr einfachen Apparat konstruiert, der nach seiner Meinung durch bessere Isolierung gegen Wärmeverluste ein genaueres Bild von den Wärmevergängen beim Abbinden gibt. Die Meinungen darüber, ob man aus den aufgetragenen Wärmekurven wirklich mit größerer Sicherheit auf die Abbindezeit zurückschließen kann, waren in der Versammlung aber noch recht geteilt. Hr. Prof. Dr. Gary wies noch darauf hin, das man die Vicat'sche Nadel zu Unrecht als ein unzuverlässiges Instrument bezeichne, man verlange nur zu viel von ihr, denn sie sei ursprünglich nur dazu bestimmt gewesen, Schnellbinder von Langsambindern zu unterscheiden, nicht aber zur Bestimmung der Abbindezeit selbst. Bei dem angeführten Apparat betrachte er die Wärmeisolierungen als eine Verbesserung, dagegen sehe er nicht ein, warum die photographische, viel Zeit ersparende Ablesung der Bewegung der Quecksilbersäule hier wieder durch die mühsame unmittelbare Ablesung ersetzt worden sei.

Ueber die Arbeiten des Vereinslaboratoriums in Karlshorst berichtete eingehend dessen Vorstand Hr. Dr. Framm. Das Laboratorium ist seit 1917 für Kriegszwecke außerordentlich stark in Anspruch genommen; im Jahr 1918 erreichte die Anzahl der beantragten Prüfungen mit 1294 den höchsten Stand (1914 nur 722). Abgesehen von dieser überaus gesteigerten Arbeitslast waren auch sonst noch mancherlei Schwierigkeiten zu überwinden, da es mitunter an den erforderlichen Chemikalien für bestimmte Untersuchungen fehlte, sodaß neue Verfahren aufgesucht werden mußten. Nach dieser Richtung konnte das Laboratorium auch den Fabriklaboratorien vielfach mit Rat an die Hand gehen. Wie üblich wurden die Vereinszemente auch im vergangenen Jahre normengemäß geprüft. Die Untersuchungen, die sich auf 66 Zementmarken erstreckten, zeigen den nicht immer günstigen Einfluß des Krieges auf die Gleichmäßigkeit der Zementerzeugung. So ist die mittlere Siebfeinheit seit 1916 etwas zurückgegangen, dagegen ist die Widerstandsfähigkeit gegen die durch die Lieferungsbedingungen jetzt eingeführte Kochprobe gestiegen. Während 1917 noch 14 Zemente die Kochprobe nicht bestanden, waren es 1918 nur noch 5. Die Zugfestigkeit ist von 1914–1916 von 22,5 kg/cm² nach 7 Tagen auf 24,5 kg/cm² gestiegen, dann aber bis 1918 sogar auf 21,5 kg/cm² gefallen. Dieselbe Erscheinung zeigt sich nach 28 Tagen und zwar sowohl bei der Wasser- wie

der kombinierten Lagerung. Die Zahlen betragen bei letzterer 1914 bereits 41,6, waren 1916 auf 43,8 gestiegen, 1918 dagegen wieder auf 38,8 kg/cm² gesunken. Auch bei der Druckfestigkeit zeigt sich dieselbe Erscheinung, nur war der Festigkeitsabfall nach 1916 nicht ganz so scharf ausgeprägt. Bei der kombinierten Erhärtung waren 1914 vorhanden 393, 1916 dagegen 432 und 1918 schließlich noch 398 kg/cm². Immerhin wurden die Normfestigkeiten noch um 100 % nach 7 Tagen, 73 % nach 28 Tagen bei Wasserlagerung und 59 % bei kombinierter Lagerung überschritten. Der kleinste 1918 beobachtete Wert nach 28 Tagen kombinierter

Wasser-Erhärtung				Kombinierte Erhärtung	
7 Tage		28 Tage		28 Tage	
Grenzen kg/qcm	Anzahl der Fälle	Grenzen kg/qcm	Anzahl der Fälle	Grenzen kg/qcm	Anzahl der Fälle
100-150	4	150-200	2	200-250	2
150-200	12	200-250	5	250-300	6
200-250	24	250-300	10	300-350	9
250-300	16	300-350	17	350-400	15
300-350	6	350-400	17	400-450	20
350-400	3	400-450	9	450-500	8
400-450	1	450-500	3	500-550	4
		500-550	3	550-600	1
				600-650	1
Summe: 66		Summe: 66		Summe: 66	

Erhärtung lag bei 227, der größte bei 609 kg/cm². Die nebenstehende Tabelle gibt die Häufigkeit der gefundenen Festigkeitswerte innerhalb gewisser Abstufungen an.

Die Mittelwerte der chemischen Zusammensetzung zeigten im allgemeinen keine wesentliche Veränderung. Einige Zemente wiesen aber hohen SO₃-Gehalt auf, andere hohen Glühverlust, der bei einem Zement bis auf 7,57 % stieg. Es sind meist dieselben Zemente, die diese Erscheinung zeigen, sodaß sich nach Ansicht des Berichterstatters vielleicht doch eine Festsetzung der oberen Grenze des Glühverlustes in der Norm empfehlen würde. Daran knüpfte sich eine längere Aussprache für und wider, namentlich auch nach der Richtung, ob so hohe Glühverluste nur auf unvollkommenen Betrieb, oder auf unangehörige Beimischungen zurückzuführen seien.

Das Laboratorium hat sich im übrigen im vergangenen Jahr an den Ausschuß-Arbeiten nur wenig beteiligen können. Neu aufgenommen in den Arbeitsplan sind jetzt eine Reihe systematischer Untersuchungen, so über den Einfluß von Jauche auf Zement, desgl. von Chlor-Magnesium in Bezug auf Raumbeständigkeit und Festigkeit. Ferner werden neue Versuche über den Rostschutz des Eisens im Beton angestellt. —

(Schluß folgt.)

Gründungen auf Eisenbetonplatten.

Für die Gründung schwer belasteter Gebäude auf einem Baugrund von geringer Tragfähigkeit, aber größerer Mächtigkeit ist die Anwendung einer durchlaufenden Betonplatte ein beliebtes Mittel, das sich namentlich dann empfiehlt, wenn der Boden von einigermaßen gleichmäßiger Beschaffenheit ist und die einzelnen Teile des Baues nicht zu stark in ihren Belastungsverhältnissen von einander abweichen. Treffen diese Voraussetzungen nicht zu, so müssen an den Stellen, an denen der Wechsel eintritt, Trennungsfugen eingelegt werden, um Brüche der Betonplatte infolge ungleichmäßiger Setzung zu vermeiden. Die Einbettung von Eiseneinlagen gestattet eine sorgfältigere Anpassung der Plattendicke an die auftretenden Belastungen und erhöht die Widerstandsfähigkeit der Platte gegen einseitige und wechselnde Belastung. Durch die Eisenbeton-Bauweise hat daher die Gründung auf Platten eine wesentliche Ausdehnung ihres Anwendungsgebietes gegen früher erfahren.

Ein Beispiel mit mannigfaltiger Anwendung der Eisenbetonplatten zu Gründungszwecken, das allgemeineres Interesse bietet, sei nachstehend beschrieben. Es handelt sich um eine ausgedehnte industrielle Anlage zum Zweck der Verwendung bituminöser Braunkohle zur Erzeugung von Heizölen usw., die in ihrem baulichen Teil von der Berliner Unternehmer-Firma Reg.-Baumeister Domke & Fraenkel ausgeführt worden ist, der wir die nachstehenden Angaben und zeichnerischen Unterlagen verdanken.

Als Sachverständiger der Bauherrin wirkte dabei Hr. Brt. J o h l in Merseburg mit.

Das ausgedehnte, in einer Talenke gelegene Fabrikgelände zeigt zwei in ihrer Bodenbeschaffenheit stark von einander abweichende Teile. Der südliche am Talhang gelegene Teil weist unter aufgelagerten Schichten eine 3 m starke Schicht auf, die zunächst als Lehm angesprochen wurde, während der nördliche Teil unter einer 1 m starken Humusschicht eine 6-7 m starke Schicht Infusorienerde, gemischt mit Braunkohle, zeigt. In größerer Tiefe stößt man dann durchweg auf Braunkohle. Vom südlichen zum nördlichen Teil fällt die Lehmschicht stark ab, sodaß hier bei der Gründung der Bauten, die so verteilt sind, daß auf dem südlichen Teil das Kessel- und Maschinenhaus, nebst den Generatoren, also die besonders schwer belasteten Bauten stehen, auf dem nördlichen die Anlagen zur weiteren Verarbeitung der Erzeugnisse, ferner Behälter usw., recht ungünstige Verhältnisse vorlagen. Gebäude, wie die Kraftzentrale, die von der südlichen zur nördlichen Hälfte des Geländes übergreifen, also auf sehr verschiedenem Baugrund stehen, wurden natürlich in ganz getrennten Teilen aufgeführt. Als Bodenpressung wurden anfangs 1,2 kg/cm² auf den Baugrund zugelassen, die später, weil sich stärkere Setzungen zeigten, auf 0,75, 0,50 und selbst 0,30 kg/cm² bei einzelnen Bauten ermäßigt wurden.

Für die in großer Eile während des Krieges in Angriff genommenen Bauten wurde für die südliche Hälfte zunächst eine einfache Fundament-Verbreiterung in Aussicht genommen, bei näherer Untersuchung ergab sich aber, daß es sich nicht um Lehm-, sondern um Lösboden handelte, der sich stark zusammendrückt und unter Zutritt von

Wasser zerfließt. Ein Teil der Kraftzentrale, speziell das Kesselhaus, war bereits mit massiven Wänden hochgeführt, senkte sich dann stark und erhielt Risse, sodaß hier schleunigst eine nachträgliche erhebliche Fundamentverbreiterung mit Zuhilfenahme von Eisenbeton ausgeführt werden mußte, über welche die Abbildung 1 Auskunft gibt. Diese zeigt einen Teil des Grundrisses mit Schnitten, die eine Fundamentverbreiterung auf 4,3 m für die Außenmauern erkennen lassen. In Abständen von 1 m sind die Fundamente durchstemmt und I-Träger von 20 cm Höhe durchgesteckt, die beiderseits auf 30 cm starker Eisenbetonplatte ruhen. Unter letztere ist noch eine eingeschleimte Sandschicht eingebracht, um ein gleichmäßiges Aufliegen des Fundamentes auf dem Untergrund zu sichern. Die Plattenfläche ist unter der Annahme einer gleichmäßigen Verteilung der Gebäudelast und einer zulässigen Pressung von 0,5 kg/cm² ermittelt. Die Platten sind als Balken betrachtet, die sich auf die Träger stützen und durch den Bodendruck von unten belastet sind. Sie sind jedoch doppelt bewehrt worden, um bei etwaigen einseitigen Belastungen oder Nachgeben einzelner Bodenteile auch Längsspannungen im anderen Sinne aufnehmen zu können. Die I-Träger haben die Biegungsspannung in der Quere des Fundamentes aufzunehmen. Sie sind durch eine voutenförmige Ausbetonierung des Winkels zwischen Platte und Mauer sicher eingebettet. Unter den Lisenen des Baues und an den Ecken sind zur weiteren Sicherheit noch Quereisen eingelegt.

Für die im Kesselhaus untergebrachten in zwei Reihen angeordneten Kessel sind 2 durchlaufende, von den Mauerfundamenten völlig unabhängige Eisenbetonplatten

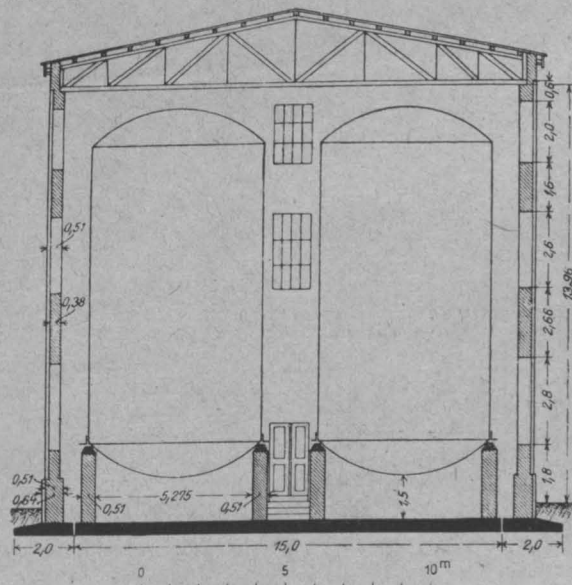


Abb. 4. Querschnitt durch das Entwässerungsbehälter-Gebäude.

aus diesen nur $0,36 \text{ kg/cm}^2$ Pressung auf den Baugrund. Die Platte ist als über mehrere Stützen durchlaufender Träger mit übertragenden Enden berechnet und dementsprechend bewehrt.

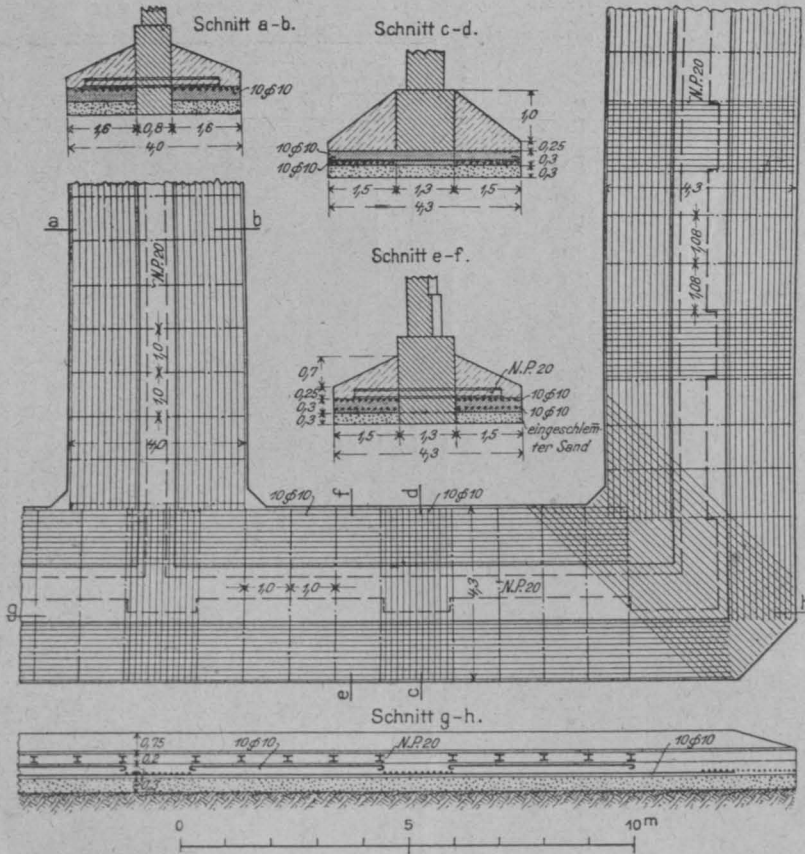


Abbildung 1. Nachträgliche Fundament-Verbreiterung des Kesselhauses.

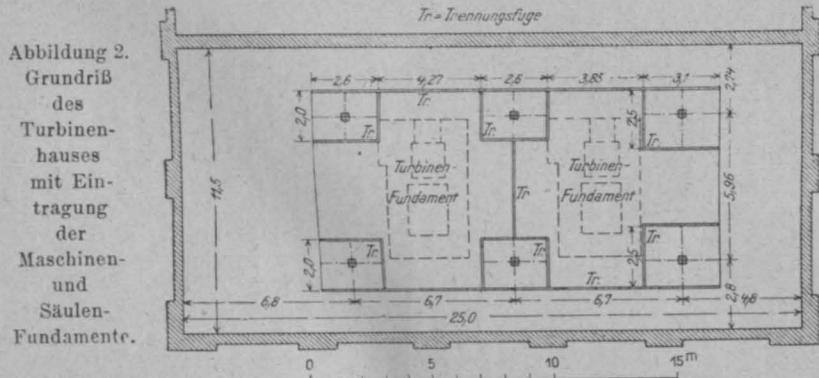


Abbildung 2. Grundriß des Turbinenhauses mit Eintragung der Maschinen- und Säulen-Fundamente.

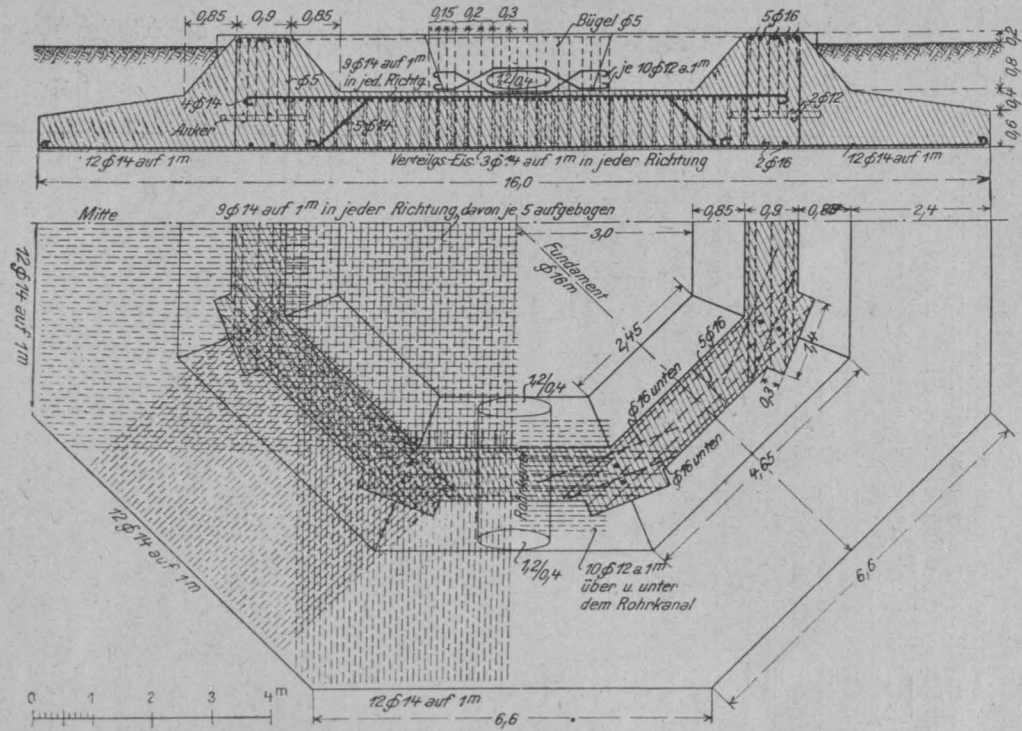


Abbildung 7. Gründungsplatte eines rd. 30 m hohen eisernen Wasserturmes mit 600 m^3 -Becken.

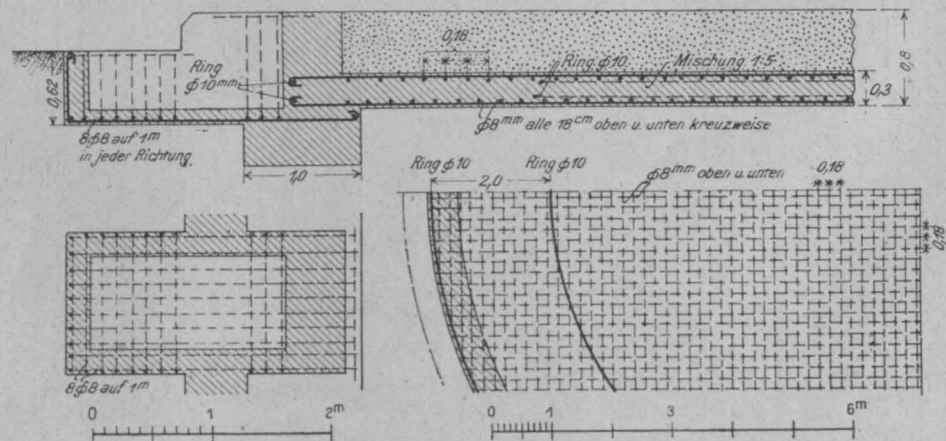


Abbildung 6. Gründung eines Teerölbehälters von 2000 m^3 Inhalt.

hergestellt worden von je $5,2 \text{ m}$ Breite bei 28 m Länge. Sie haben die Lasten der Kessel mit Einmauerung zu tragen, die sich zusammen auf rd. 516 t belaufen, und übermitteln

In einem weiteren Teil der Zentrale sind über der Erdgeschoss-Decke in rd. $3,5 \text{ m}$ Höhe über dem Erdgeschoss Fußboden Dampfturbinen aufgestellt, die wegen ihrer be-

deutenden Lasten und vor allem zur Vermeidung der Erschütterungen auf schweren Beton-Fundamentklötzen stehen, die durch das Erdgeschob hindurch bis auf den Baugrund geführt sind. Die Fundamente sind von der Decke

ganz losgelöst, diese selbst, die mit 1000 kg/m^2 belastet ist, stützt sich auf Säulen, deren jede für sich wieder eine getrennte Fundamentplatte erhalten hat. Abbildung 2 gibt eine Uebersicht des ganzen Bauteiles, während Abbildung 3 die Anordnung in den Einzelheiten in Grundriß und Schnitten erkennen läßt. Der ganze Innenraum des Gebäudes zwischen den besonderen Fundamentverbreiterungen der Umfassungsmauern wird danach von den Turbinen- und Säulen-Fundamenten ausgefüllt, die unter sich und von den Mauern durch Trennungsfugen abgetrennt sind, sodaß sich jeder Teil seiner Belastung entsprechend, frei setzen kann. Die Abmessungen und die Bewehrungen gehen aus der Abbildung hervor. Die Fundamentplatten sind hier ebenfalls auf einer sorgfältig eingeschleimten Kiesschicht verlegt.

Besonders starke Belastungsunterschiede zwischen Umfassungswand und Innenraum weist das die Entwässerungsbehälter umschließende Gebäude auf, das Abb. 4, S. 79 im Querschnitt zeigt, während in Abbildung 5 die Gründung in Grundriß und in Schnitten in größerem Maßstab zur Darstellung gebracht ist. Der Bau selbst hat massive Umfassungsmauern und einfaches Holzdach. Es ist eine Belastung des Bodens von 1 kg/cm^2 zugrunde gelegt. Die Mauern sind auf Eisenbetonplatten von 2 m Breite gestellt. In ihrem unteren Teil sind sie vorsichtshalber auch noch als Eisenbetonbalken ausgebildet, die in dem Untergrundes auf etwa 4 m Länge den Aufbau zu tragen. Die 10 m hohen geschlossenen Eisenbehälter von rd. $5,5 \text{ m}$ Durch-

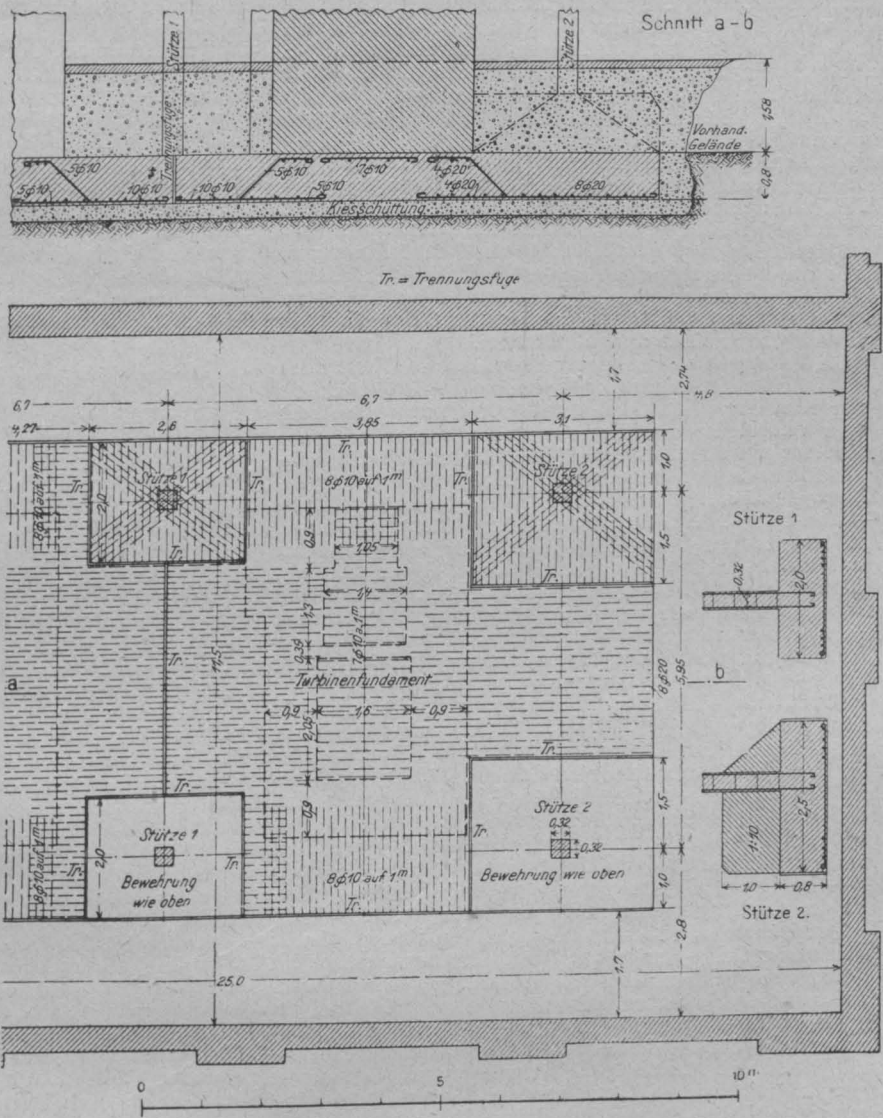


Abbildung 3. Eisenbeton-Fundamente für Maschinen und Säulen im Turbinenhaus.

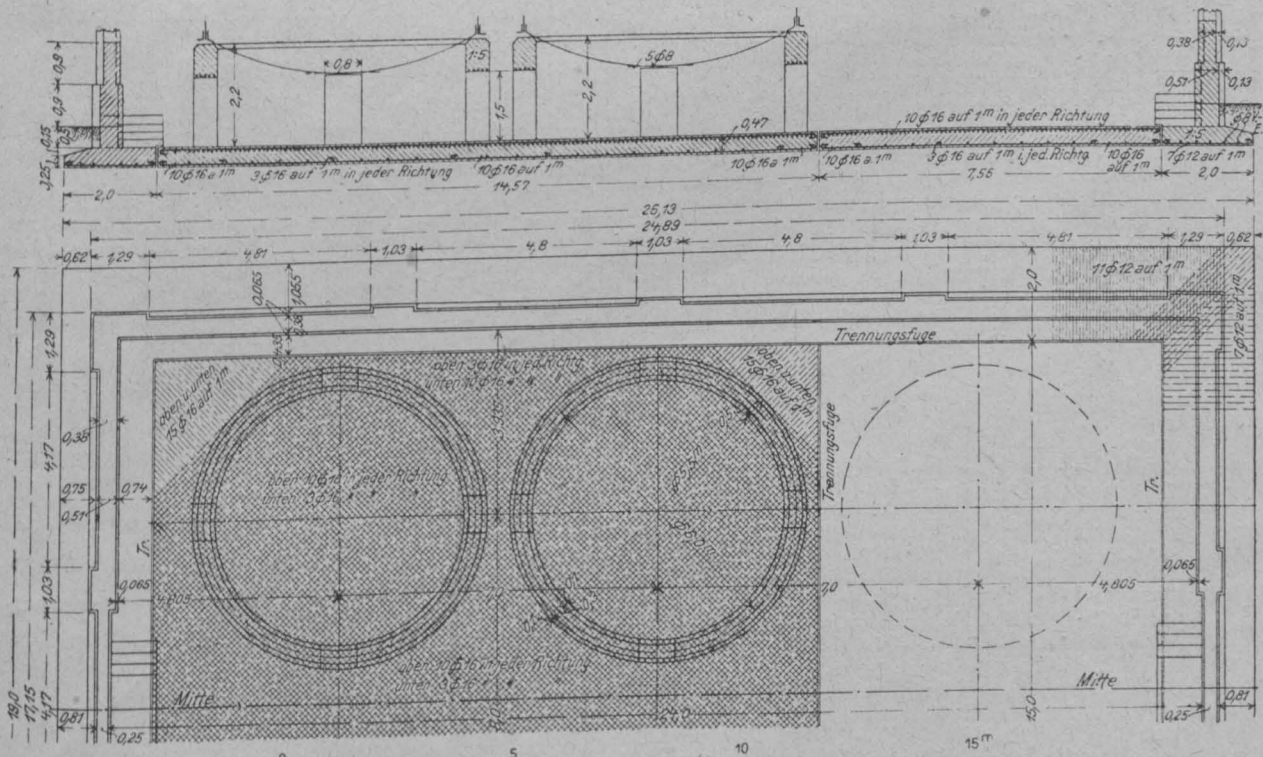


Abbildung 5. Gründungsplatten für das Entwässerungsbehälter-Gebäude.

messer, die auf ringförmige Stampfbetonfundamente aufgelagert sind, stehen auf einer den ganzen Innenraum zwischen den Fundamenten der Umfassungsmauern ausfüllenden Eisenbetondecke. Bei rd. 275 m³ Inhalt der Behälter übt jeder derselben in gefülltem Zustand ausschließlich Ringfundament einen Druck von rd. 375 t auf die Platte aus. Von den 6 Behältern sind nur 4 zu Anfang hergestellt, die übrigen 2 späterem Bedürfnis vorbehalten. Es ist daher die Platte von dem ersten Teil für sich ausgeführt und vom 2. Teil durch eine Fuge vollkommen getrennt worden. Die Bewehrung der Platten, die sich innerhalb und außerhalb der Ringfundamente in verschiedenem Sinn durchbiegen, ist aus der Abbildung 4 deutlich ersichtlich. Die Behälter haben sich mit ihrer Platte im Laufe des 1. halben Jahres um 3—4 cm gesackt, die Umfassungsmauern sind dagegen in ursprünglicher Höhe stehen geblieben.

Die Bauwerke von kleinerer Grundfläche sind sämtlich auf durchgehende Fundamentplatten gegründet. Beispiele bieten u. a. die vielen Oel- und Teerbehälter, die in sehr verschiedenen Größen ausgeführt worden sind. Sie kamen mit einem Inhalt von 500—1100 m³ und bei 2 Roh-teerbehältern in der betreffenden Anlage von 2000 m³ Inhalt zur Ausführung. Der Durchmesser schwankt zwischen 9—12 und 16 m. Die Behälter sind kesselartige genietete Eisenbehälter von 8 und 10 m Höhe mit flach gewölbter Decke und einem Boden mit geringem, nach aufwärts gerichtetem Stich. Sie besitzen am Fuß eine Ringverstärkung aus Winkeleisen, mit denen sie auf einem entsprechend geformten Mauerkörper aufrufen. Diese Fundamentkörper stehen ihrerseits auf einer durchgehenden Platte auf, über welcher eine Sandschüttung aufgebracht ist, derart, daß der Behälterboden voll auf dieser aufruhet, daß also die ganze Platte miträgt. Abbildung 6 gibt eine Gründung eines Behälters von 2000 m³ Inhalt. Das Kubikmeter Füllung überschreitet nur wenig im Gewicht 1 t, für die Eisenbehälter sind durchweg noch 50 kg auf 1 m³ Inhalt angesetzt, sodaß das Gesamtgewicht mit Betonplatte etwa 2400 t beträgt. Bei 16 m Durchmesser der Platte, also 200 m² Fläche beträgt in diesem Fall die Bodenpressung 1,2 kg/cm². Die Platte ist kreuzweis bewehrt, wie die Abbildung zeigt, besitzt am Rand außerdem noch einige Ringverstärkungen. Der gezeichnete Schnitt ist gerade durch den kleinen Schacht geführt, in welchen der Abfluß des Behälters eingebaut ist.

Ein weiteres Beispiel gibt Abbildung 7 wieder in dem Fundament eines eisernen Wasserturmes von rd. 30 m Höhe, der ein eisernes Wasserbecken von 600 m³ Inhalt trägt. Das Becken ruht auf im Achteck gestellten Pfosten, die sich auf eine ebenso gestaltete Fundamentmauer stützen, die ihrerseits mit beiderseitigen starken Vouten in die 1 m starke Platte übergeht. Während die Mittellinie der Turmpfosten auf einem Kreis von nur 9,3 m Durchmesser liegt,

hat der einbeschriebene Kreis der ebenfalls achteckigen Fundamentplatte 16 m Durchmesser, um einen entsprechend mäßigen Druck auf den Baugrund zu erzielen. Die 212 m² große Fundamentplatte überträgt bei gefülltem Wasserbecken einen Gesamtdruck von 1231 t auf den Untergrund, wovon auf die Platte einschließlich Fundamentmauer etwa die Hälfte entfällt. Die Pressung aus lotrechter Auflast allein beträgt 0,58 kg/cm², dazu kommen aber noch rund 0,10 kg/cm² aus Winddruck, die ungünstigste Pressung bleibt dann aber immer noch unter 0,7 kg/cm². Der Mittelteil der Platte, die als ringsum auf die Fundamentmauer aufgelagert und als in diese eingespannt betrachtet werden kann, erfährt durch die Bodenpressung eine Durchbiegung nach oben. Sie hat bis Fundament-Mitte eine Stützweite von 8,6 m. Aus den Eisenbetonbestimmungen § 15, Abs. 11 ist

die Formel $M_a = \frac{p \cdot a^2}{8} \cdot \frac{b^4}{a^4 + b^4}$ benützt. Da $a = b$, so ist $M_a = M_b = \frac{p a^3}{16}$. Mit Rücksicht auf die teilweise

Einspannung am Auflager ist mit $\frac{p l^2}{24}$ gerechnet. Der aufwärts gerichtete Gegendruck der Erde ist 6800 kg/m², das Gewicht der Platte 2400 kg/m², also die Belastung 4400 kg/m². Bei einem Moment von 10 600 mkg und einem Widerstandsmoment der Platte von 402 cm³ sowie einer nutzbaren Höhe der Platte von 34 cm ist für $\sigma_b = 18 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2$, $f_e = 13,86 \text{ cm}^2$. Das Moment an der Einspannungsstelle ist 13 600 mkg, die verfügbare Höhe 2 m. Die Hälfte der Eisen wurde nach unten gebogen und zwar in 1,8 m von Stützenmitte ab. Erforderlich sind 14 mm Durchm. in je 11 cm Abstand nach jeder Richtung. Die Plattenauskragung ist 2,7 m. Die Konsolen werden durch den Gegendruck der Erde nach oben aufgebogen, erhalten also an der Unterfläche ihre Eisenbewehrung. Erforderlich sind 14 mm Durchm. in je 8,3 cm Abstand (12 Stk. auf 1 m). Die größte Schubspannung im Beton beträgt nur 1,58 kg/cm².

Die Fundamentmauern sind als Balken zu betrachten, die durch die Fundamentplatte und die Konsolen belastet, an den Stützen des Turmes gehalten werden. Die Stützweite beträgt 3,6 m. Die Platte des Balkens ist mit nur 3,7 m Breite eingeführt. Bei der großen Stärke und geringen Spannweite sind die Beanspruchungen nur gering. Es sind 5 Rundeisen von 16 mm Durchm. oben eingelegt. Trotzdem die Schubspannung nur bis 1,4 kg/cm² steigt, sind doch auch Bügel in Abständen von 10—30 cm eingelegt. An zwei Stellen werden durch die Mauer Röhren durchgeführt; hier sind ovale Oeffnungen vorgesehen, die mit entsprechender Bewehrung gesichert sind. —

(Schluß folgt.)

Mathematische Ermittlung der Bogenform für nach der „Eigengewichtsstützzlinie“ geformte Gewölbe mit voller Auffüllung (ohne Spandrillmauern oder Entlastungsbögen).

Von Dipl.-Ing. Felix Kann im Ingenieurbureau von Prof. Dr. Kleinogel in Darmstadt.



achstehend bringt der Verfasser ein Verfahren in Vorschlag, welches mit wenig Zeitaufwand gestattet, die Bogenmittellinie des nach der Stützzlinie für Eigengewicht geformten Gewölbes mit voller, oben wagrecht begrenzter Auffüllung unmittelbar auf mathematischem Weg zu bestimmen.

Man denke sich gemäß Abbildung 1 die Belastungsfläche, wie folgt, konstruiert: Es wird die aufzusuchende Bogenmittellinie ASB als untere Begrenzungslinie der Belastungsfläche angenommen und das Gesamtgewicht der unterhalb der Mittellinie liegenden (schraffierten) Bogenhälfte, sowie das Mehrgewicht der oberen Bogenhälfte gegenüber dem Auffüllungsmaterial ermittelt (indem man die durchschnittliche Dicke des halben Bogens mit seiner abgewinkelten Länge und dem spezifischen Gewichte des Wölbmaterials, bzw. der Differenz der spezifischen Gewichte des Wölb- und Auffüllungsmaterials multipliziert). Sodann wird das so ermittelte Gewicht über der Horizontalprojektion gleichmäßig verteilt angenommen, die hierdurch bestimmte Belastungshöhe für Auffüllungsmaterial berechnet und an die gegebene obere (wagrechte) Begrenzung der Ueberschüttung CD angetragen. Hierdurch erhält man die aus Abbildung 1 ersichtliche Belastungsfigur, deren Umrisse oben durch eine wagrechte Gerade $C'D'$, unten durch die (erst aufzusuchende) Bo-

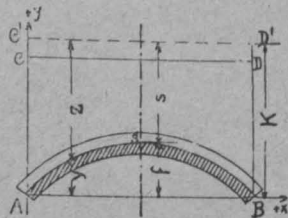


Abbildung 1.

gen-Mittellinie ASB und seitlich durch lotrechte Gerade, durch die Kämpfermitten gehend (AC' und BD'), gegeben sind.

Das zu lösende Problem ist somit folgendes: Gegeben sind die obere, wagrechte Abgrenzung der Belastungsfläche, sowie die Belastungsordinaten im Scheitel und Kämpfer (s und k ; siehe Abbild.); gesucht ist diejenige Kurve durch die drei Punkte A , B und S , für welche die Seillinie der hierdurch begrenzten Belastungsfläche mit dieser unteren Begrenzung selbst zusammenfällt.

Die Differentialgleichung einer Seillinie lautet bekanntlich, bezogen auf rechtwinklige Koordinaten, allgemein:

$$H \frac{d^2 y}{dx^2} = -z \dots \dots \dots (1)$$

Hierin ist H der Horizontalschub und z die Belastungsordinate für einen beliebigen Punkt. Auf der rechten Seite von (1) ist das Vorzeichen „minus“ zu setzen, da die Seillinie ihre konvexe Seite nach der positiven Richtung der y -Achse kehrt und z und H selbst als absolute Werte genommen werden. Weiter ist

$$H = \frac{M_{om}}{f} \dots \dots \dots (2)$$

worin M_{om} das Balkenmoment im Scheitel bedeutet. Für z folgt aus der Figur

$$z = k - y \dots \dots \dots (3)$$

Daher

$$H \frac{d^2 y}{dx^2} = -(k - y) \dots \dots \dots (4)$$

Dies ist die Differentialgleichung der gesuchten Bogenform. H und k sind hierin Konstante. Wir schreiben (4) in der Form:

$$Hy'' - y + k = 0 \dots \dots \dots (4a)$$

Wie man sofort sieht, ist eine Partikularlösung von (4a)

$$y = +k \dots \dots \dots (5)$$

Diese braucht nur zum allgemeinen Integral der homogenen Gleichung addiert zu werden, um so das allgemeine Integral der inhomogenen Gleichung (4a) zu erhalten.

Die homogene Gleichung

$$Hy'' - y = 0 \quad \text{hat die parti-}$$

kulären Integrale

$$y_1 = e^{+\frac{x}{\sqrt{H}}}, \quad y_2 = e^{-\frac{x}{\sqrt{H}}} \dots \dots \dots (6)$$

und mit

$$\frac{x}{\sqrt{H}} = \xi \dots \dots \dots (7)$$

lautet somit das allgemeine Integral von (4) — die Gleichung der gesuchten Bogenmittellinie für die Strecke von $x=0$

bis $x = \frac{l}{2}$:

$$y = A \cdot e^{+\xi} + B \cdot e^{-\xi} + k^* \dots \dots \dots (8)$$

Die Integrationskonstanten A und B errechnet man aus den Bedingungen, daß:

$$\text{für } x=0 (\xi=0), \quad y=0 \quad \text{und}$$

$$\text{für } x = \frac{l}{2} \left(\xi = \frac{l}{2\sqrt{H}} \right), \quad y=f \quad \text{ist.}$$

Dies liefert zur Berechnung von A und B die beiden Bestimmungsgleichungen:

$$\left. \begin{aligned} \text{I. } A + B + k &= 0 \\ \text{II. } A \cdot e^{+\frac{l}{2\sqrt{H}}} + B \cdot e^{-\frac{l}{2\sqrt{H}}} + (k-f) &= 0 \end{aligned} \right\} \dots (9)$$

welche, nach den Unbekannten aufgelöst, für diese die Werte ergeben:

$$A = \frac{s \cdot e^{-\lambda} - k}{1 - e^{-2\lambda}}, \quad B = \frac{e^{\lambda}(kc^{\lambda} - s)}{1 - e^{-2\lambda}} \dots \dots (10)$$

hierbei wurde zur Abkürzung

$$\frac{l}{2\sqrt{H}} = \lambda \dots \dots \dots (11)$$

gesetzt und es ist ferner (s. Abbildung)

$$s = k - f \dots \dots \dots (12)$$

Um mittels der Gleichungen (8) und (10) die Bogenmittellinie tatsächlich berechnen zu können, muß noch der Horizontalschub H bekannt sein. Den letzteren ermittelt man wie folgt:

Nach Gleichung (2) ist

$$H = \frac{M_{om}}{f} \quad \text{Nun ist allgemein,}$$

wenn $y = f(x)$ die Gleichung der Bogenachse bedeutet:

$$M_{om} = \frac{kl^2}{8} - \int_{x=0}^{x=\frac{l}{2}} xy \, dx \dots \dots \dots (13)$$

Daher

$$H = \frac{kl^2}{8f} - \frac{1}{f} \int_0^{\frac{l}{2}} xy \, dx \dots \dots \dots (14)$$

Setzt man für y den Wert aus Gl. (8) ein, so erhält man für:

$$\int xy \, dx = A \cdot \int e^{+\xi} x \, dx + B \cdot \int e^{-\xi} x \, dx + k \frac{x^2}{2} = H \cdot (A \cdot e^{+\xi}(\xi - 1) - B \cdot e^{-\xi}(\xi + 1)) + \frac{kx^2}{2} \dots (15)$$

Daher

$$\int_{x=0}^{x=\frac{l}{2}} xy \, dx = H \cdot (A \cdot e^{\lambda}(\lambda - 1) - B \cdot e^{-\lambda}(\lambda + 1) - k) + \frac{kl^2}{8} \dots (15a)$$

Die Gleichung (14) liefert somit für H die Bestimmungsgleichung:

$$H = -\frac{H}{f} (A \cdot e^{\lambda}(\lambda - 1) - B \cdot e^{-\lambda}(\lambda + 1) - k) \dots (16)$$

Da H von Null verschieden ist, kann in (16) durch H gekürzt werden, und man erhält, wenn man für A und B die Werte aus den Gleichungen (10) einführt, nach entsprechender Reduktion und Kürzung schließlich die Bestimmungsgleichung für λ :

*) Zur zahlenmäßigen Auswertung der Exponentialfunktionen $e^{+\xi}$ und $e^{-\xi}$ wird man sich mit Vorteil der „Funktionentafeln mit Formeln und Kurven“ von Jahne und Emde, Leipzig und Berlin, 1909, Teubner, bedienen, in denen man auf S. 6 die genannten Funktionen findet.

$$e^{2\lambda} - 2 \cdot \frac{k}{s} e^{\lambda} + 1 = 0 \dots \dots \dots (17)$$

aus welcher

$$e^{\lambda} = +\frac{k}{s} + \sqrt{\frac{k^2}{s^2} - 1} \dots \dots \dots (18)$$

beziehungsweise

$$\lambda = \frac{l}{2\sqrt{H}} = \text{lognat.} \left[\frac{k}{s} + \sqrt{\frac{k^2}{s^2} - 1} \right] \dots (18a)$$

sich ergeben. Die zweite Wurzel der in Bezug auf e^{λ} quadratischen Gleichung ist bedeutungslos.

Man rechnet also λ bzw. H nach Gl. (18a), A und B nach Gl. (10) und findet hierauf in (8) die Gleichung der gesuchten Bogenmittellinie.

Für den Fall, daß die Belastungshöhe k sehr groß, die Pfeilhöhe f dagegen sehr klein wird, nähert sich die Bogenform bekanntlich der gemeinen Parabel, denn es ist für gleichmäßig verteilte Belastung die M_0 -Kurve und somit auch die Bogenachse des Stützliniengewölbes eine Parabel. Dieses Ergebnis finden wir auch aus Gl. (8) durch folgende Ueberlegung:

Wenn k sehr groß und f sehr klein ist, dann ist $H = \frac{M_{om}}{f}$ sehr groß und $\xi = \frac{x}{\sqrt{H}}$ ein kleiner echter Bruch; man kann dann mit genügender Annäherung setzen:

$$e^{+\xi} = 1 + \xi + \frac{\xi^2}{2}, \quad e^{-\xi} = 1 - \xi + \frac{\xi^2}{2} \dots (19)$$

indem man die Glieder von der 3. Potenz ab vernachlässigt. Führt man die Werte (19) in Gl. (8) ein, so erhält man:

$$y = \left(1 + \frac{\xi^2}{2}\right) \cdot (A + B) + \xi(A - B) + k \dots (20)$$

Hierin ist gemäß (9)

$$A + B = -k \dots \dots \dots (21)$$

$$\text{und } A \left(1 + \frac{l}{2\sqrt{H}} + \frac{l^2}{8H}\right) + B \left(1 - \frac{l}{2\sqrt{H}} + \frac{l^2}{8H}\right) + (k-f) = 0$$

oder:

$$A - B = \frac{2f\sqrt{H}}{l} + \frac{kl}{4\sqrt{H}} \dots \dots \dots (22)$$

Mit Berücksichtigung von Gl. (21) und (22) liefert (20):

$$y = \xi \left(\frac{2f\sqrt{H}}{l} + \frac{kl}{4\sqrt{H}} \right) - \frac{k\xi^2}{2} \dots \dots \dots (23)$$

Keht man wieder zur Variablen x zurück, so kommt schließlich:

$$y = x \left(\frac{2f}{l} + \frac{kl}{4H} \right) - \frac{k}{2H} \cdot x^2 \quad \text{und mit } f = \frac{kl^2}{8H}: \\ y = \frac{k}{2H} (lx - x^2) \dots \dots \dots (24)$$

Dies ist die Gleichung einer Parabel. —

Im Folgenden möge die Anwendung des Gesagten durch ein Zahlenbeispiel erläutert werden, welches der Verfasser seiner praktischen Tätigkeit entnommen hat. Es war ein beiderseits eingespanntes Gewölbe einer Eisenbetonbrücke von 32 m Spannweite und 4,73 m Pfeilhöhe zu untersuchen, deren Bogenform seitens der ausführenden Verwaltung mit den in Abbildung 2 angegebenen Koordinaten vorgeschrieben war. Diese Form war in der

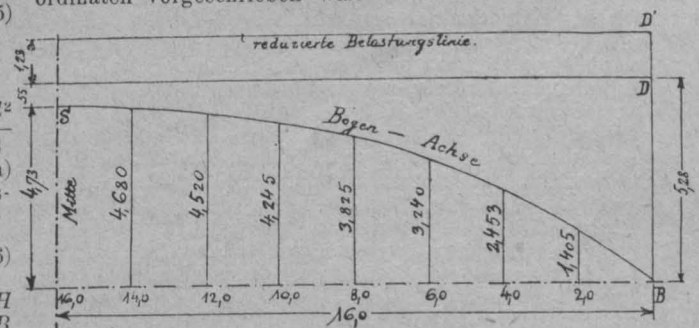


Abbildung 2.

üblichen Weise durch Probieren, der Stützlinie für ständige Last entsprechend, festgelegt worden.

Die mittlere Bogenstärke betrug 95 cm, die abgewinkelte Länge des Bogens 34,03 m, die Höhe der Ueberschüttung im Scheitel, bis zur Bogenachse gemessen, 55 cm (halbe Scheitelstärke = 40 cm, Ueberschüttung = 15 cm), das spezifische Gewicht des Ueberschüttungsmaterialies war zu

1800 kg/m³, jenes des Eisenbetons zu 2400 kg/m³, dasjenige des 35 cm hohen Schotterbettes endlich zu 2000 kg/m³ angegeben.

Wendet man das vorstehend beschriebene Rechenverfahren zur unmittelbaren Ermittlung der Bogenmittellinie auf diesen Fall an, so gestaltet sich die Rechnung folgendermaßen:

$$\text{Gewicht der unteren Gewölbehälfte auf 1 m:} \\ \frac{1}{2} \cdot \frac{34,03 \cdot 0,95}{32,0} \cdot 2,4 = 1,21 \text{ t/m.}$$

Mehrgewicht der oberen Gewölbehälfte auf 1 m:

$$\frac{1,21}{2,40} \cdot (2,4 - 1,8) = 0,30 \text{ „}$$

$$\text{Schotterbett } 0,35 \cdot 2,0 = 0,70 \text{ „}$$

Zusammen 2,21 t/m.

Die auf Erdgewicht zurückgeführte Höhe dieser Belastung beträgt:

$$CC' = DD' = \frac{2,21}{1,80} = 1,23 \text{ m.}$$

Somit ist die Belastungshöhe im Scheitel:

$$s = 1,23 + 0,55 = 1,78 \text{ m und jene am}$$

Kämpfer:

$$k = 1,23 + 5,28 = 6,51 \text{ m.}$$

Wir errechnen zunächst nach Gleichung (18) e^λ .

$$e^\lambda = \frac{6,51}{1,78} + \sqrt{\frac{6,51^2}{1,78^2} - 1} = 7,18.$$

$$\lambda = \text{lognat. } 7,18 = 1,98$$

$$\sqrt{H} = \frac{l}{2\lambda} = \frac{32,00}{2 \cdot 1,98} = 8,1 \text{ m.}$$

Literatur.

Bericht über die internationale Baufach-Ausstellung Leipzig 1913. I. A. des Direktoriums herausgegeben von dessen Mitglied Hans Herzog unter Mitwirkung von Dir. Hans Meiderer. Groß 4°, gegen 400 S. Text mit zahlreichen Abbildungen. Zu beziehen durch die graph. Kunstanstalt Dr. Trenkler & Co. in Leipzig-Stötteritz. Preis 26,50 M. —

Ueber die noch mit einigen Sonderausstellungen auf wissenschaftlichem, künstlerischem und bau-industriellem Gebiet verbundene internationale Baufach-Ausstellung in Leipzig 1913, die sich allerdings vorwiegend beschränkte auf Deutschland selbst und unseren Nachbarstaat Oesterreich-Ungarn, dafür aber auch von dem hohen Stande des Bauwesens in diesen Ländern ein um so abgerundeteres Bild gab, ist kürzlich ein zusammenfassender Bericht erschienen. Der Krieg mit seinen wirtschaftlichen Erschwernissen hat die Herausgabe so lange verzögert. Das reich illustrierte Werk wird trotzdem noch willkommen sein, denn es enthält viele wertvolle Mitteilungen und läßt das Bild der glänzenden Ausstellung noch einmal erstehen. Es enthält außer einer ausführlichen Geschichte und Beschreibung der Ausstellung und ihrer ganzen Organisation und neben Tätigkeitsberichten der Ausschüsse eine große Anzahl von Beiträgen hervorragender Fachleute, die namentlich auch die Sondergebiete eingehender behandeln.

Hier sei nur auf die Abschnitte besonders hingewiesen, die den Betonbau auf der Ausstellung behandeln, der seiner Bedeutung entsprechend auch schon durch die schöne, von Kreis entworfene, von Rud. Wolle und Kell & Löser in Leipzig, mustergültig ausgeführte Betonhalle auch im Ausstellungsbild besonders in die Erscheinung trat. (Vergl. Mitteilungen Jahrg. 1912, S. 169.) Der aus mächtigem Kuppelbau mit anschließenden Flügeln bestehende Bau ist bekanntlich als einziges Bauwerk der Ausstellung erhalten geblieben. Auch die kühne, flach gespannte „Fürst Schwarzenberg-Brücke“ im Ausstellungspark, das erste Beispiel einer Ausführung in „umschnürtem Gußeisen“, System von Emperger war ein besonderes Merkzeichen der Ausstellung. Die Ausstellung des „Deutschen Beton-Vereins“ und des „Vereins deutscher Portland-Cement-Fabrikanten“ gab ein Bild von dem hohen Stand der betreffenden Industrien, während die Ausstellung des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“ erkennen ließ, welche Fülle von wissenschaftlichen Untersuchungen zu leisten war, um die sicheren Grundlagen für die Anwendung und Ausbildung der Beton- und Eisenbeton-Bauweise zu schaffen. Die reiche Ausstellung der sächs. mechan.-techn. Versuchsanstalt a. d. Techn. Hochschule Dresden vervollständigte dieses Bild.

Nun werden mittels Gleichung (10) die Konstanten A und B ermittelt zu:

$$A = \frac{1,78 \cdot 7,18 - 6,51}{1 - 7,18^2} = -0,125$$

$$B = \frac{7,18(6,51 \cdot 7,18 - 1,78)}{1 - 7,18^2} = -6,385$$

$$\text{Kontrolle: } A + B = -k = -6,51.$$

Entsprechend Gleichung (8) lautet somit die Gleichung der Bogenmittellinie:

$$y = -0,125 \cdot e^{\frac{x}{8,1}} - 6,385 \cdot e^{-\frac{x}{8,1}} + 6,51$$

In nachstehender Tabelle sind die Ordinaten y für die Abszissen x = 2,0 bis x = 16,0 m berechnet und zusammengestellt.

Tabelle der Bogenordinaten.

Abszisse x	$\xi = \frac{x}{\sqrt{H}}$	$e^{+\xi}$	$e^{-\xi}$	$A \cdot e^{+\xi}$	$B \cdot e^{-\xi}$	$y = A e^{+\xi} + B e^{-\xi} + k$	Differenz zwischen den berechneten und den gegebenen Ordinaten.
2,0	0,247	1,28	0,781	-0,160	-4,980	1,370	35 mm
4,0	0,494	1,64	0,610	-0,205	-3,890	2,415	38 „
6,0	0,741	2,10	0,476	-0,263	-3,040	3,207	33 „
8,0	0,988	2,68	0,373	-0,335	-2,380	3,795	30 „
10,0	1,235	3,44	0,291	-0,430	-1,855	4,225	20 „
12,0	1,482	4,41	0,227	-0,551	-1,445	4,514	6 „
14,0	1,729	5,63	0,178	-0,704	-1,135	4,671	9 „
16,0	1,980	7,18	0,139	-0,898	-0,886	4,726	4 „

Wie man sieht, ist die Uebereinstimmung zwischen den berechneten und den gegebenen Ordinaten eine sehr gute. Der größte Unterschied beträgt 38 mm, also ein recht befriedigendes Ergebnis! Dabei ist der Zeitaufwand für die ganze Rechnung, welche mit dem Rechenschieber ausgeführt werden kann, ein äußerst geringer. —

Aber/auch von anderen Stellen, in der Ausstellung für Ingenieurwesen, in der Sonder-Ausstellung im Oesterreich-Haus usw. zeigte sich die Beton- und Eisenbetonbauweise in ihrer Vielseitigkeit und Anpassungsmöglichkeit an die verschiedensten Aufgaben des Bauwesens. Der Ausstellungsbericht gibt hierüber wertvolle Aufschlüsse. —

Der Jahresbericht 1917 des Materialprüfungsamtes Berlin-Lichterfelde, beigegeben Heft 5, Jahrg. 1918 der „Mitteilungen“ des Amtes, ist jetzt auch als Sonderdruck erschienen. Er gibt nach einigen Personalangaben die Berichte der einzelnen Abteilungen und am Schluß die übliche Uebersicht über die literarische Tätigkeit der Beamten des Amtes. Die uns sonst am meisten interessierende Abteilung für Baumaterialprüfungen, die für die Erledigung von 246 Anträgen 8419 Einzelversuche durchzuführen hatte, hat in diesem Bericht keine besonders bemerkenswerten Einzelergebnisse aufzuweisen. Mehr als $\frac{3}{4}$ aller Versuche galten den Bindemitteln. Die Abteilung führte Seewasser-versuche für das Ministerium der öffentl. Arbeiten, Brandproben für den „Deutschen Ausschluß für Eisenbeton“, Versuche mit Hochofen-Stückschlacke für Eisenbahn-Bettungszwecke in der Berichtszeit aus. Bezüglich der Tätigkeit der Abteilung für Metallprüfung sind Angaben über die Prüfung von Festigkeits-Prüfungsmaschinen hervor zu heben, die zu einigen wertvollen Winken über die Bewertung der Manometer-Angaben führten, sowie Mitteilungen über Zugversuche mit Nietverbindungen zusammen gesetzter Stäbe. Aus der Abteilung für Papier- und Textiltechnische Prüfungen sind die Aufstellung von Richtlinien für die Festigkeitseigenschaften der zu Papiersäcken zu verwendenden Papiere zu erwähnen, ferner Versuche und Vorarbeiten für die Aufstellung von Normen für Dachpappen. Die Abteilung für Metallographie hatte sich namentlich mit Untersuchungen von Kesselblechen, gebrochenen Stahlwellen, mit Rosterscheinungen an verschiedenen Metallen, mit Untersuchungen von Schweißungen und mit der Bewertung verschiedener Legierungen bei wechselnden Verwendungszwecken zu befassen.

Wie im Vorjahr stand das Amt mit einem großen Teil seiner Tätigkeit im Dienst der Landesverteidigung. —

Inhalt: Von der 42. Generalversammlung des „Vereins Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten“ zu Berlin. — Gründungen auf Eisenbetonplatten. — Mathematische Ermittlung der Bogenform für nach der „Eigengewichtsstützlinie“ geformte Gewölbe mit voller Auffüllung (ohne Spandrillmauern oder Entlastungsbögen) — 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.