

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

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

16. Jahrgang 1919.

№ 1.

Getreidesilo der Walzmühle Mühlhof.

Architektur- und Bauausführung Gebr. Rank in München.
Maschinelle Einrichtung Mühlenbauanstalt und Maschinenfabrik vorm. Gebr. Seck in Dresden.
Von Dipl.-Ing. G. Escher in München. (Hierzu die Abbildungen Seite 4 und 5.)



Unsere durch die Kriegsverhältnisse bedingte Art der Bewirtschaftung des Getreides verlangt die Möglichkeit der Unterbringung viel größerer Mengen als früher und hat auch die Ansprüche in Bezug auf Sicherheit der Lagerung und Behandlung der eingelagerten Frucht bedeutend gesteigert. Wie so viele andere Mühlen sah sich

gelegt werden konnte, und man auf den Anschluß an bestehende Gebäude keine Rücksichten zu nehmen brauchte. Räumliche Beschränkungen waren nicht vorhanden, und ein sehr guter Baugrund erleichterte die Gründung. Beim Entwurf hatte man also vollständig freie Hand; maßgebend war dabei die Forderung, den Betrieb möglichst einfach und übersichtlich zu gestalten.

auch die Walzmühle Mühlhof G. m. b. H. in Mühlhof (Oberbayern) genötigt, größere Lagerräume für Getreide zu schaffen, weil die vorhandenen den gewachsenen Ansprüchen nicht mehr genügten. Die Mühle ist eine Gründung der neuesten Zeit und erst kurz vor Kriegsausbruch in Betrieb gesetzt worden. Wenn auch sie, die als eine der besteingerichteten des Landes bezeichnet werden kann, einen empfindlichen Mangel an Lagerraum eintreten sah, so ist damit deutlich gekennzeichnet, wie rasch die jetzigen Verhältnisse sich entwickelten und welche Bedeutung der sicheren Unterbringung einer genügenden Getreidemenge beigelegt werden muß.

Die Mühle erbaut zunächst als Notbehelf einen hölzernen Schuppen, um dem rasch auftretenden dringenden Bedarf abzuweichen, da man die Fertigstellung eines großen fest gebauten Lagerhauses nicht abwarten konnte. Ein solches war nötig, nicht allein um mehr Getreide unterbringen zu können, sondern auch um durch entsprechende Fördereinrichtungen die Verbindung zwischen Lager und Mühle zu verbessern, namentlich aber auch um die Sicherheit der Lagerung zu erhöhen. Abgesehen von der Gefahr, daß im Falle eines Brandes in hölzernen Schuppen die ganzen darin liegenden Vorräte der Vernichtung ausgesetzt waren, brauchte man ein festes Lagerhaus, um darin dem Getreide durch Reinigung, Umbechern usw. die nötige Pflege zuteil werden lassen zu können. Man entschied sich für einen Silo, mit dessen Bau im Herbst 1916 begonnen wurde; er sollte im ganzen 4000 t Schwergetreide fassen können und neben den Zellen zu dessen Lagerung nur noch die Einrichtung für die Beschickung und Vorreinigung enthalten. Die Verhältnisse lagen insofern günstig, als der Bau unmittelbar an das Industriegleis der Mühle



Abbildung 3. Ansicht der Mühle von Norden.

Aus diesem geht es dann in eine Schnecke über, welche das Dachgeschoß ganz durchläuft (vergl. Abbildung 4). Die Verteilung auf die Zellen geschieht durch 2 Verteilungsapparate Abbild. 5, S. 5, welche durch Drehrohre das Getreide in die Laufrohre und damit in die Zellen schütten (vergl. Abbildung 6). Die Einstellung der Drehrohre auf die zu füllenden Zellen geschieht durch 2 Schalträder vom Erdgeschoß aus.

Der Silo enthält im ganzen 30 Zellen in der Größe zwischen 2,8 · 3,9 und 1,9 · 2,8 m. Die durchschnittliche Höhe beträgt etwa 19 m. Auch bei diesem Silo wurde Wert darauf gelegt, eine möglichst große Anzahl von Zellen zu haben, weil auch hier Anlieferung in sehr verschiedenen Sorten erfolgt, die getrennt zu lagern sind. Eigenartig ist die Anordnung der Ausläufe; von je 2 benachbarten Zellen sind sie zusammengefaßt; sie liegen jeweils zu beiden Seiten der Säulen, links und rechts derselben je ein Doppelauslauf (vergl. Abbildung 7, S. 5). Man wählt diese Stellung, um im Erdgeschoß möglichst viel freien Raum zu erhalten. Wenn das Getreide den Auslauf verläßt, geht es durch ortsfeste eiserne Fallrohre unmittelbar neben den Säulen in die Sammelschnecken, die im Keller an der Decke angebracht sind, und zwar im ganzen 2. Der freie Raum im Erdgeschoß kann, wenn Bedarf eintritt, auch als Lageraum verwendet werden. Auch der Keller ist freigehalten (vergl. Abbildung 8).

Die Sammelschnecken bringen das Getreide in den Annahme-Elevator, von wo es dann, falls es umgebechert werden soll, wieder denselben Weg, jedoch in eine andere Zelle nimmt. Hier sei auch noch erwähnt, daß die Sammelschnecken im Keller auch zur Annahme von Getreide dienen, das mit Fuhrwerk ankommt. Zu dessen Entladung ist an der Südseite des Gebäudes eine ebenfalls überdachte Rampe vorgesehen. Die Säcke werden dann durch besondere Oeffnungen in der Kellerdecke in die Sammelschnecken entleert, die das Korn dann auf dem oben beschriebenen Weg weiter befördern.

Falls man Getreide aus einer Zelle nach der Mühle schaffen will, läßt man es durch das Fallrohr denselben Weg machen, es geht dann in den Annahme-Elevator. Durch eine entsprechende Einstellung einer Klappe am Elevator-Auslauf wird es im 3. Stock in ein nach der Mühle führendes eisernes Fallrohr geleitet.

Die stündliche Leistung der Fördereinrichtung beträgt 40 t Schwergetreide. Der Antrieb sämtlicher Maschinen erfolgt in Gruppen durch Elektromotore.

Der Mühdorfer Silo zeigt als Besonderheit die Ausbildung der Zellenwände nach Rank'scher Bauart (vergl. Abbildung 9, S. 2), welche eine Durchlüftung des Getreides in der Zelle selbst ermöglicht, damit verbunden Kühlung und Entfeuchtung. Der Grundgedanke dabei ist, trockene gekühlte Luft in die Zellen einzuführen, damit sie das Getreide durchstreicht, kühlt, dessen Feuchtigkeit aufnimmt und dann durch besondere Kanäle wieder abgezogen wird. Das Mittel zur Erreichung dieses Zweckes ist eine neue Ausführungsweise der Wände, die nicht mehr wie früher an Ort und Stelle voll betoniert werden, sondern aus liegenden Gitterträgern aufgebaut werden. Solche Gitterträger sind an sich schon seit Jahren bekannt, meistens allerdings für Decken und Brücken verwendet, vielleicht auch ab und zu für Silowände. Neu dagegen ist die Benutzung der durch das Aufeinanderlegen der Träger entstehenden Schächte zum Abzug der Luft.

Entsprechend ihrer neuen Verwendungsweise müssen die Gitterträger etwas umgebildet werden, zunächst an den Auflagern, wo besondere Aussparungen an den Köpfen angebracht werden, um die zur Verankerung erforderlichen Rundeisen hindurchzuziehen. Die Träger werden entweder in volle Wände einbetoniert, oder wenn mehrere Balkenenden zusammenstoßen, zu einem säulenartigen Knotenpunkt verbunden. Ein Verband wird außerdem dadurch erzielt, daß man auf die Oberkante der Stege einen steifen Zementmörtel aufträgt, in welchen beim Versetzen der obere Träger satt zu liegen kommt. Eine weitere Umbildung der Träger besteht in der Anordnung von Schlitzfen, welche den Eintritt der Luft aus den Zellen in die Schächte ermöglichen sollen. Die Vorderkante der Träger wird auf die Länge der Aussparungen abgefaßt. Es hat also dort kein Mörtel Platz, und es bleibt ein Schlitz von etwa 10 mm Höhe, der genügt um der Luft Eintritt in den Schacht zu verschaffen, aber kein Getreide durchfallen läßt. Dieses bösch sich vielmehr so an, daß es den Schlitz garnicht berührt. Wenn trotzdem einzelne Körner hineingelangen, fallen sie im Schacht herunter, werden am Boden gesammelt und da dieser als schräge Rutschfläche ausgebildet ist, laufen sie durch eine entsprechende Oeffnung beim Entleeren der Zelle von selbst wieder aus.

Die Schächte in den Wänden werden oben in liegende Kanäle zusammengefaßt; sie führen dann die Luft in Dunstschlote zusammen, durch welche sie ins Freie abgeleitet wird. Der Eintritt der Luft in die Zellen wird durch einen Ventilator bewirkt, der sie zunächst in einen Verteilungsschacht mit entsprechenden Schlitzfen einführt, damit sie sich auf die ganze Höhe der Getreidesäule gleichmäßig verteilt. Es sei besonders darauf hingewiesen, daß beim Versetzen der Wände sofort sämtliche Fugen sauber verstrichen werden, damit die beim Eisenbeton so sehr geschätzten glatten Wandflächen erhalten bleiben, damit keine Vorsprünge und Ritzen dem Ungeziefer Unterschlupf gewähren und die Ansammlung von Staub erleichtern können. Auch dürfen keine Verengungen der Kanäle eintreten, durch welche eine Stockung der Luft und somit ein Niederschlagen von Feuchtigkeit eintreten könnte. Die aneinander anstoßenden Schächte in den Wänden sind vollständig von einander abgeschlossen, sodaß also keine Luft von einer Zelle in eine andere übertreten kann. Zwischen Luftpfeiler in die Schächte und Luftaustritt im Dunstschlot ist eine große Höhe vorhanden, welche einen kräftigen natürlichen Zug erzeugt, zur Unterstützung der Wirkung des Ventilators.

Die Anwendung einer solchen Lüftung gibt eine wesentliche Vereinfachung des Betriebes; denn das Umbechern wird dadurch auf viel größere Zeiträume beschränkt. Man wird es aus praktischen Gründen nicht ganz entbehren wollen, weil trotzdem in gewissen Zeiträumen eine Umlagerung erwünscht ist. Man hat es aber in der Hand durch Anwendung der neuen Lüftungsart die Behandlung des Getreides ganz unabhängig von der Annahme und Abgabe aus den Zellen durchzuführen, kann, falls erwünscht, auch mehrere Zellen zugleich lüften. Gleichzeitig geben die Wände mit ihren vielen Luftzwischenräumen einen ausgezeichneten Wärmeschutz: im Winter eingelagertes Getreide hält sich sehr lange kühl. —

(Schluß folgt.)

Die neuen österreichischen Vorschriften über Eisenbeton und Stampfbeton.*

Von Dr.-Ing. H. Haberkalt in Wien.



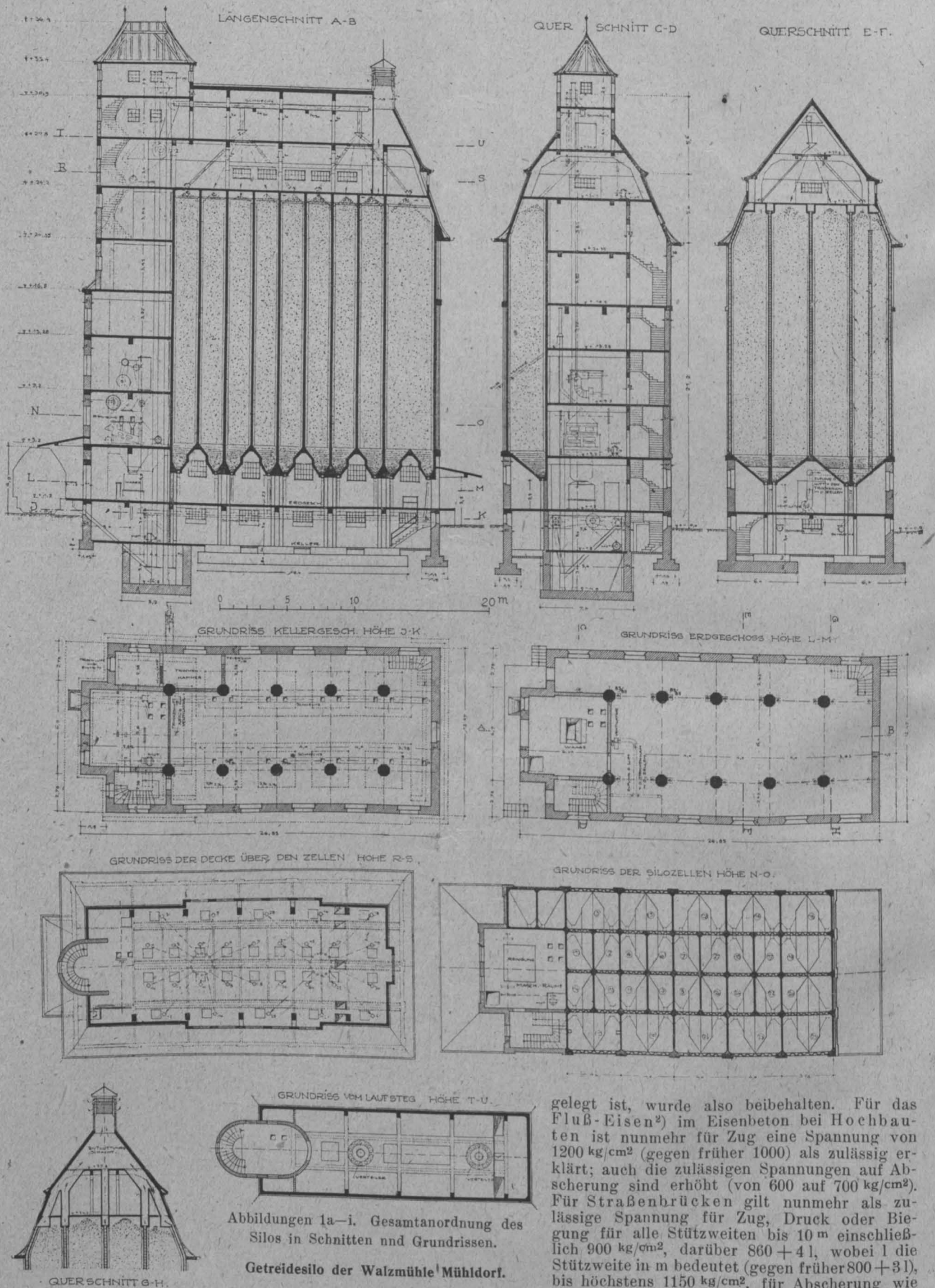
in Erlaß des k. k. Ministeriums für öffentliche Arbeiten in Wien vom 15. September 1918 Z. 29 767—IXe verfügt wesentliche Abänderungen der bis nun in Geltung gewesenen Vorschrift vom 15. Juni 1911 Z. 42/30—IX. d über die Herstellung von Tragwerken aus Eisenbeton oder Stampfbeton bei Hochbauten und Straßenbrücken. Die Veranlassung hierfür liegt, wie der Erlaß besagt, in der gebieterischen Notwendigkeit möglicher Sparsamkeit mit Baustoffen, deren Erzeugung infolge der herrschenden außergewöhnlichen Verhältnisse entweder

nur in beschränktem Maß erfolgen kann oder die zum überwindenden Teil unmittelbar oder mittelbar für Zwecke der Heeresverwaltung verbraucht werden, im vorliegenden Fall mit Eisen und Zement. Die erwähnten Änderungen betreffen einerseits die Zulässigkeit höherer Spannungen als bisher für Eisen und Beton, wodurch jeweils ein geringerer Aufwand an Eisen und Zement erforderlich wird, andererseits die Verwendung magererer Betonmisch-

* Zu beziehen durch Lehmann & Wentzel G. m. b. H. Wien I, Kärtner Str. 30.

ungen für bestimmte Zwecke, kurz Maßnahmen, welche eine stärkere Ausnützung der Baustoffe bis zu jenen Grenzen bedeuten, die mit der notwendigen Sicherheit der Bauwerke noch vereinbarlich sind. Die wichtigsten

Zunächst sei erwähnt, daß die Grundlagen der statischen Berechnung, wie sie in der Vorschrift von 1911 enthalten sind, unverändert blieben; die baumechanische Theorie, die durch diese Vorschriften gewissermaßen fest-



jener Aenderungen, die, nebenbei bemerkt, nach Einholung von Gutachten des Eisenbenausschusses des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins¹⁾ und der Fachvereine hinausgegeben wurden, sollen im Folgenden erörtert werden:

gelegt ist, wurde also beibehalten. Für das Fluß-Eisen²⁾ im Eisenbeton bei Hochbauten ist nunmehr für Zug eine Spannung von 1200 kg/cm^2 (gegen früher 1000) als zulässig erklärt; auch die zulässigen Spannungen auf Abscherung sind erhöht (von 600 auf 700 kg/cm^2). Für Straßenbrücken gilt nunmehr als zulässige Spannung für Zug, Druck oder Biegung für alle Stützweiten bis 10 m einschließlich 900 kg/cm^2 , darüber $860 + 4l$, wobei l die Stützweite in m bedeutet (gegen früher $800 + 3l$), bis höchstens 1150 kg/cm^2 , für Abscherung wie bei Hochbauten.

¹⁾ Anmerkung der Redaktion. Vgl. unsere bezügl. Mitteilung über die Stellungnahme des Vereins in „Mitteilungen“ No. 17, 1918.
²⁾ Die Vorschrift enthält auch Vorschriften für Schweißisen; der geringeren Wichtigkeit dieses Baustoffes wegen wird hier nicht darauf eingegangen.

Das Eisen betreffen auch noch 2 Bestimmungen über bewehrte Stützen. Bei Druckgliedern ist als Grenze, bis zu welcher eine Längsbewehrung voll in der bekannten Formel $F_i = F_b + 15 F_e$ (F_b = Betonfläche, F_e = Eisen-Querschnitt, F_i = gedachte Fläche) in Rechnung gestellt werden darf, nunmehr 3% der Betonfläche (früher 2%) festgesetzt, ein Mehr über diesen Betrag ist nur mit dem dritten Teil in Betracht zu ziehen. Ferner dürfen Druckglieder mit Längsbewehrung und Ringbügeln gleich jenen mit schraubenförmiger Querbewehrung („umschnürter Beton“) berechnet werden, wenn diese entsprechend tief in den Betonkern verankert sind und ihr gegenseitiger Ab-

10 cm festgesetzt. Da nach den neuen österr. Vorschriften für Straßenbrücken bis 10 m Stützweite $\sigma_e = 900 \text{ kg/cm}^2$ beträgt und in diese Gruppe wohl alle Quer- und Längsträger und sonstigen Fahrbahnteile fallen, die den unmittelbaren Erschütterungen durch die Fahrbetriebsmittel ausgesetzt sind, so besteht auch hierbei eine Uebereinstimmung mit der deutschen Vorschrift, die für solche Teile gleichfalls $\sigma_e = 900 \text{ kg/cm}^2$ festsetzt. Für größere Stützweiten und zwar von 10–35 m ist bei Straßenbrücken — bei nicht unmittelbar durch Erschütterung betroffenen Teilen — die zulässige Spannung σ_e in Oesterreich geringer, darüber größer als in Deutschland.

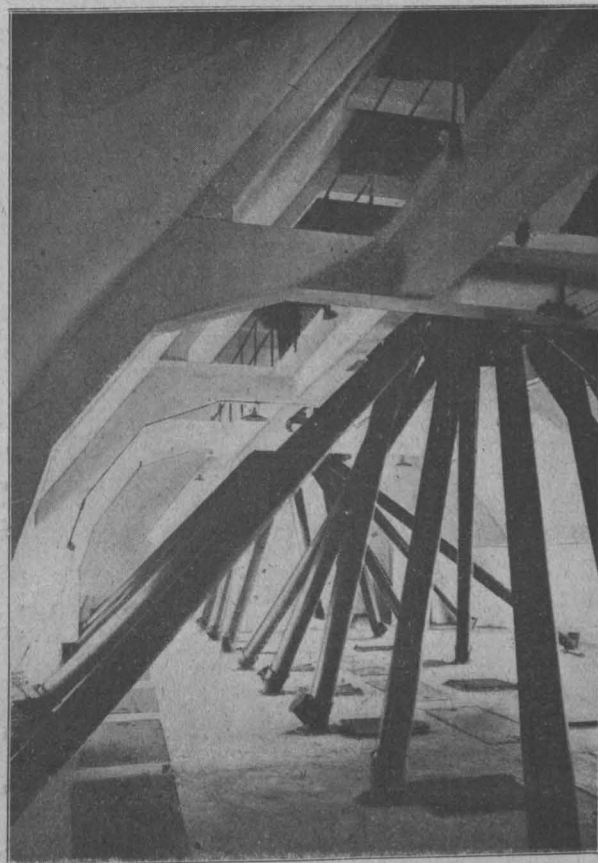
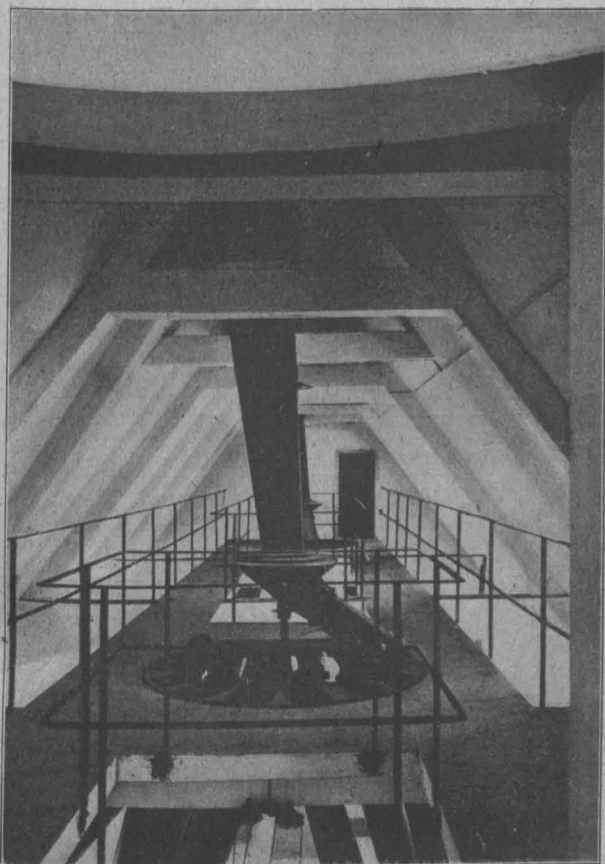


Abbildung 5. Oberster Dachraum mit den Verteilungsapparaten.

Abbildung 6. Blick in den Dachraum mit den Fallrohren.



Abbildung 7. Raum im Erdgeschoß unter den Trichtern.

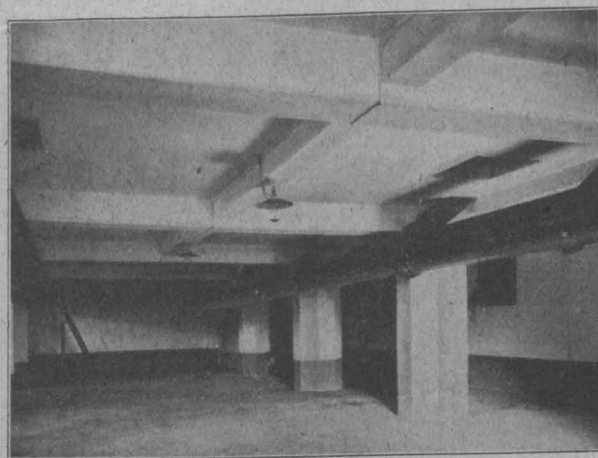


Abbildung 8. Raum im Keller.

Getreidesilo der Walzmühle Mühlendorf.

stand höchstens $\frac{1}{5}$ des kleinsten, durch den Schwerpunkt des Querschnittes gezogenen Durchmessers beträgt.

Neu ist auch eine Bestimmung für Platten von weniger als 8 cm Stärke bei Hochbauten; bei diesen darf die Zug- oder Druckspannung des Flußeisens höchstens 1000 kg/cm^2 (wie früher) betragen.

Vergleicht man diese abgeänderten Bestimmungen mit den neuen deutschen vom Jahr 1916, so erkennt man, daß sie betreffs der Hochbauten im Wesentlichen übereinstimmen; nur ist bei letzteren als Grenze jener Plattendicke, unterhalb welcher nur 1000 kg/cm^2 für Eisen zulässig ist,

Was den Beton anbelangt, so ist als einschneidende Aenderung wohl die zu bezeichnen, daß zur Erreichung bestimmter Würfelfestigkeit nicht mehr eine bestimmte Menge Portlandzement vorgeschrieben, sondern diese — innerhalb gewisser Grenzen — dem Unternehmer freigestellt bleibt, nur ist eine Mindestmenge für Eisenbeton (280 kg auf 1 m^3 bei weichem, 10% mehr bei flüssigem Beton) bedungen, eine Bestimmung, die in der deutschen Vorschrift fehlt. Die zulässigen Betonspannungen (Zug-, Druck-, Biegungs-, Schub-, Scher-, Hauptzug- und mittlere Haftspannungen, sind nur mehr von der Betongüte, d. h. seiner Würfelfestig-

keit nach 6-wöchiger Erhärtung abhängig gemacht. Es ist kein Zweifel, daß diese auch in der deutschen Bestimmung enthaltene Bedingung zur Verwendung guter Zemente und sorgfältigerer Auswahl der Zuschlagstoffe drängen und ebenso sehr im Sinn einer Ersparung des kostspieligsten Teiles des Betons, des Zementes, als auch anregend auf die Erzeuger und Verbraucher wirken wird.

Im Uebrigen sind die in der österr. Vorschrift von 1911 enthaltenen 3 Betongattungen (früher entsprechend 470 kg, 350 und 200 kg Portlandzement auf 1 m³ Gemenge von Sand und Steinmaterial) nunmehr zu 170, 150 und 130 kg/cm² Würfelfestigkeit, beibehalten, ebenso die betreffenden zulässigen Spannungen, mit Ausnahme einer geringen Erhöhung für zentrischen Druck bei Hochbauten. Diese Spannungen sind der leichteren Uebersicht und des Vergleiches halber zwischen der neuen österreichischen Vorschrift und den deutschen Bestimmungen in der nachstehenden Tabelle (für Hochbauten, ferner für Straßenbrücken von 10 und 30 m Stützweite) ersichtlich gemacht und in der beigegebenen Abbildung zeichnerisch dargestellt. In dieser Abbildung sind auch die betreffenden Werte für Beton besonderer Güte, d. i. noch höherer Festigkeit als oben erwähnt, eingetragen.

In den österreichischen Vorschriften 1911 war nämlich wohl schon Vorsorge getroffen gewesen, daß unter Umstän-

tons nach 6-wöchiger Erhärtung von mindestens 250 kg/cm² kann im Fall der Biegung und bei exzentrischem Druck die zulässige Druckspannung mit 1/6 der Würfelfestigkeit bis höchstens 60 kg/cm² und die zulässige Zugspannung mit 27 kg/cm², bei zentrischem Druck die zulässige Druckspannung mit 1/8 der Würfelfestigkeit bis höchstens 45 kg/cm² genommen werden; die zulässigen Werte der Schub-, Scher-, Hauptzug- und mittleren Haftspannungen bleiben die gleichen wie für den Beton einer Würfelfestigkeit von mindestens 170 kg/cm².

b) Für Straßenbrücken (§ 6 Abs. 4).

„Bei einer nachgewiesenen Würfelfestigkeit des Betons nach 6-wöchiger Erhärtung von mindestens 250 kg/cm² können die für Beton mit einer Würfelfestigkeit von mindestens 170 kg/cm² festgesetzten Werte der Druck- und Zugspannungen um 20 % überschritten werden, die Schub-, Scher- und Hauptzugspannungen dürfen 4,5 kg/cm², die mittleren Haftspannungen 5,5 kg/cm² nicht überschreiten.“

Für Stampfbeton (ohne Eiseneinlagen) gelten ähnliche Bestimmungen; bei Hochbauten darf für hochwertigen Beton der erwähnten Gattung für Biegung und exzentrischen Druck die Druckspannung 1/6 der Würfelfestigkeit bis höchstens 50 kg/cm², die Zugspannung höchstens 3 kg/cm² und die Druckspannung bei zentrischem Druck

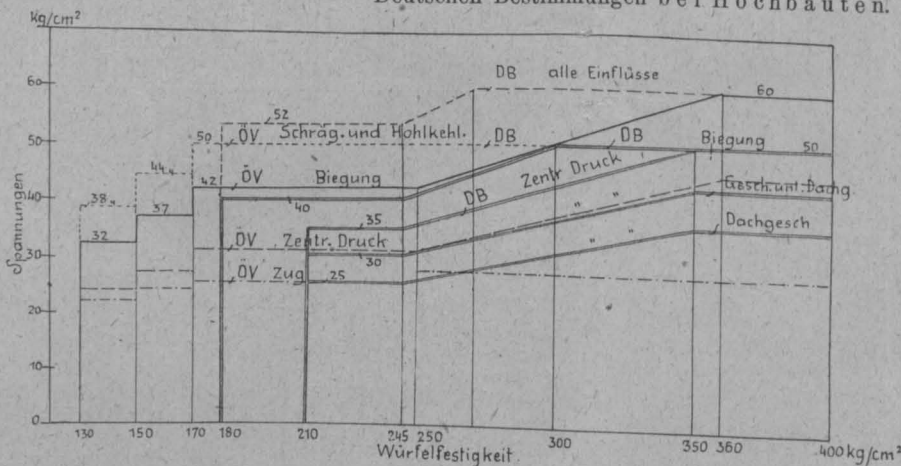
Zulässige Betonspannungen für Eisenbeton in kg/cm².

| Für Beton einer Würfelfestigkeit <i>s</i> in kg/cm ² nach 6 wöchiger Erhärtung von | bei Hochbauten | | | | | bei Straßenbrücken | | | | |
|---|---|-----------------|-----------------------------|-------------------------------------|-----------------------|---|---------------------------------------|-----------------------|-------------------------------------|-----------------------|
| | im Falle der Biegung u. bei exzentrischem Druck | | bei zentrischem Druck | Schub-, Scher- und Hauptzugspannung | Mittlere Haftspannung | im Falle der Biegung u. bei exzentrischem Druck | | bei zentrischem Druck | Schub-, Scher- und Hauptzugspannung | Mittlere Haftspannung |
| | Druckspannung | Zugspannung **) | | | | Druckspannung | Zugspannung **) | | | |
| 130 | 32 | 22 | 27 | 3,5 | 4,5 | 25+0,2 <i>l</i> | 16+0,1 <i>l</i> *) b. höchst. 19·5 | 19 | 3,0 | 4,0 |
| 150 | 37 | 24 | 27 | 4,0 | 5,0 | 29+0,2 <i>l</i> | 18+0,1 <i>l</i> bis höchst. 21 | 22 | 3,5 | 4,5 |
| 170 bis 250 | 42 | 25 | 31 | 4,5 | 5,5 | 33+0,2 <i>l</i> | 12+0,1 <i>l</i> bis höchst. 22 | 25 | 4,0 | 5,0 |
| über 250 | 1/6 <i>s</i> bis höchst. 60 | 27 | 1/8 <i>s</i> bis höchst. 45 | 4,5 | 5,5 | um 20 v. H. mehr als die Werte f. Beton mit <i>s</i> = mind. 170 kg/cm ² | | 4,5 | | 5,0 |

*) *l* ist die Stützweite in m.

**) Die Werte der Zugspannung gelten für eine Formänderungszahl des Betons für Druck $E_{bd} = \frac{1}{15} E_c = 140000 \text{ kg/cm}^2$, für Zug $E_{bz} = 0,4 E_{bd} = 56000 \text{ kg/cm}^2$.

Vergleich der zulässigen Betonspannungen für Eisenbeton nach der österreichischen Vorschrift und den Deutschen Bestimmungen bei Hochbauten.



ÖV = Österreichische Vorschriften 1918.

DB = Deutsche Bestimmung. 1916.
Abszissen: Würfelfestigkeit nach 6wöchiger (in Deutschland 45-tägiger) Erhärtung.

Ordinaten und eingeschriebene Zahlen: Zulässige Betonspannungen in kg/cm².

Die doppelten Linien beziehen sich auf die Deutschen Bestimmungen (DB) 1916.

den Beton höherer Würfelfestigkeit als 170 kg/cm² zur Anwendung kommen könnte. Die betreffende Bestimmung besagte jedoch, daß die zulässigen Spannungen „für Baustoffe außergewöhnlicher Beschaffenheit oder besonderer Güte“ von Fall zu Fall erfolgen und vom Ergebnis anzustellender Baustoff-, Belastungs- und Bruchproben abhängig gemacht werden könne. In dieser allgemeinen Form lag immerhin eine gewisse Hemmung durch den Zeitverlust durch die Einholung der erforderlichen behördlichen Genehmigung. In den erschienenen Abänderungen ist nun die Festsetzung der zulässigen Spannungen für Beton höherer Festigkeit ein für allemal erfolgt, sodaß mit festen Zahlen schon beim Entwurf gerechnet werden kann.

Die neuen Vorschriften besagen in dieser Richtung für Eisenbeton folgendes:

a) Für Hochbauten (§ 6 Abs. 3).

„Bei einer nachgewiesenen Würfelfestigkeit des Be-

1/8 der Würfelfestigkeit bis höchstens 40 kg/cm², die Schub-, Scher- und Hauptzugspannung höchstens 4 kg/cm² betragen. Für Straßenbrücken gelten wieder für den „hochwertigen“ Beton die um 20 % erhöhten Ziffern des Betons von mindestens 170 kg/cm², für Schub-, Scher- und Hauptzugspannungen 3 kg/cm².

Die erwähnten Werte sind auch in die obige Tabelle und in die Abbildung eingetragen.

Eine besondere Erleichterung ist auch für gewisse bauliche Einzelheiten bei Hochbauten geschaffen worden. In § 6 Abs. 5 ist nämlich Folgendes bestimmt:

„Bei Schrägen oder Hohlkehlen von Plattenbalken im Anschluß an Stützen darf die Randdruckspannung für Beton mit einer unter 250 kg/cm² gelegenen Würfelfestigkeit gegenüber den in der Abbildung für exzentrischen Druck gelegenen Werten um 20 % erhöht werden, jedoch nur bis 50 kg/cm².“

Diese Bestimmung entspricht einer ähnlichen in den deutschen Vorschriften.

Wie aus dem Vorstehenden zu ersehen, stimmen die neuen österreichischen Vorschriften für Eisenbeton mit den deutschen in vielen Punkten nunmehr der Hauptsache nach überein; Unterschiede bestehen dem Wesen nach einerseits darin, daß in den österreichischen Vorschriften auch Beton geringerer Festigkeit zu Eisenbeton zulässig ist als in den deutschen Bestimmungen (130, 150, 170 kg/cm² gegen 180 kg/cm² Würfelfestigkeit) und ferner, daß nach den ersteren die Zugspannung des Betons für alle Brücken und für solche Teile von Hochbauten, die dem Einfluß der Wit-

³⁾ Ueber einen Vergleich der genannten Anforderungen in Oesterreich und Deutschland hinsichtlich ihrer wirtschaftlichen Bedeutung, siehe des Verfassers Abhandlung: „Rißbildung in Bauwerken aus Eisenbeton oder Beton und Mittel zu ihrer Verhütung.“ Oesterr. Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst. 1918, Heft 27 und 28.

Vermischtes.

Neue Vorschriften für Steineisendecken gibt unter Aufhebung des Erlasses des Preußischen Ministers der öffentlichen Arbeiten vom 21. Januar 1909 ein ausführlicherer und in manchen Punkten abweichender Erlaß des Staatskommissars für das Wohnungswesen vom 23. Nov. 1918. Die wichtigsten Bestimmungen sind die folgenden:

Auf die Steindecken mit Eiseneinlagen sind die Eisenbeton-Bestimmungen vom 13. 1. 1916 sinngemäß anzuwenden. Das Elastizitätsmaß des Ziegelkörpers ist dabei zum 15. Teil desjenigen des Eisens anzunehmen (also $n = 15$, früher im allgem. $n = 25$). Die Druckbeanspruchung bei Biegung ist bei Anwendung von Zementmörtel 1:3 mit höchstens 7% Weißkalkzusatz wie früher, mit nicht über 15% der amtlich nachgewiesenen Druckfestigkeit der Steine anzusetzen, höchstens aber mit 35 kg/cm². Dieselbe höchste Beanspruchung gilt für den Ueberbeton 1:3, der jedoch bei der Tragfähigkeitsberechnung bei weniger als 3 cm Stärke nicht in Betracht gezogen werden darf. Ist er stärker als 5 cm, so ist die ganze Konstruktion nach den Vorschriften für Eisenbeton zu berechnen. Die zulässige Druckbeanspruchung für Steine und Ueberbeton, sowie die Zugbeanspruchung des Eisens werden im übrigen abgestuft nach dem Grade der Erschütterungen, denen die Decken ausgesetzt sind, auf 35, 30, 25 bzw. 1200, 1000, 900 kg/cm² bzw. a) für ruhende Last; b) bei unmittelbarer Einwirkung von Stößen und Erschütterungen, wie in Fabriken, Tanzsälen; c) für starke Erschütterungen durch schwere Maschinen, in Durchfahrten, bei Hofunterkellerungen usw. Statt der Herabsetzung der zulässigen Beanspruchung kann auch durch die Baupolizei im Fall c) eine 2fache, Fall b) eine 1½fache Erhöhung der Verkehrslast bei der Berechnung verlangt werden.

Als zulässige Schubbeanspruchung der Deckensteine sind 2,5 kg/cm² angesetzt, die jedoch für 4 kg/cm² erhöht werden können bei einer nachgewiesenen Druckfestigkeit von mehr als 225 kg/cm². Bei höherer Schubbeanspruchung sind Vollsteine oder Vollbeton anzuwenden und die Aufnahme der Schubspannungen innerhalb der betr. Bereiche hat ganz durch das Eisen zu erfolgen. Die zulässige Haftspannung ist auf 4,5 kg/cm² bemessen. Bei höheren Haftspannungen sind besondere Verkehrungen zu ihrer Aufnahme zu treffen.

Halbe Einspannung mit $M = \frac{p l^2}{10}$ darf in Ansatz

gebracht werden für beiderseits auf dem unteren Flansch eiserner Träger aufliegende, an den Steg dicht herangeschobene Deckenplatten und für solche mit gestelzten Auflagern aus Beton 1:3 und mit nicht stärkerer Steigung des Anschlusses der Auflager an die Decken von 1:3. Ansteigende Steineisendecken (Treppenläufe) dürfen nur ausnahmsweise mit $\frac{p l^2}{10}$ berechnet werden, wenn besondere Vorkehrungen für eine sichere Einspannung getroffen sind.

Die größte Lichtweite der Steineisendecken ist auf 6,5 m bemessen. Von Eisen ist in jeder Fuge 1 Stück satt in Mörtel einzulegen, bei Rundeisen mit mindestens 1, Flacheisen mindestens ½ cm Deckung durch Egenmörtel. Die Deckensteine müssen entspr. § 16 Ziff. 10 der Eisenbeton-Bestimmungen Mindeststärken von 10 cm für belastete Decken, 6 cm für Dacheindeckungen erhalten. Die Güte der Steine ist in angemessenen Zwischenräumen (etwa 1 Jahr) durch amtliche Zeugnisse nachzuweisen. Gegen Abnutzung sind die Decken mit einer geeignet widerstandsfähigen Schutzschicht von 1—2 cm Stärke

terung, von Nässe, Dämpfen, Rauch oder dem Eisen schädlichen Gasen ausgesetzt erscheinen, gewisse Grenzen nicht überschreiten darf, während gemäß den deutschen Bestimmungen dies nur für Brücken, die von Hauptbahnlokomotiven befahren werden gilt³⁾. Eine indessen nicht wesentliche Abweichung besteht auch hinsichtlich der Berechnung umschürter Säulen, die in Oesterreich nach der Formel $P = \sigma_b (F_b + 15 F_e + 30 F_s)$, in Deutschland nach $P = \sigma_b (F_k + 15 F_e + 45 F_s)$ erfolgt (F_b = Betonfläche, F_e = Eisenfläche der Längsbewehrung, F_s die auf eine Längsbewehrung umgerechnete Querbewehrung und F_k Kernfläche).

Die neuen österreichischen Vorschriften bedeuten jedenfalls eine weitgehende Erleichterung in der Anwendung des Eisenbetons; sie gehen in mancher Beziehung über die deutschen Bestimmungen hinaus und werden ohne Zweifel das sparsame Haushalten mit den Baustoffen Eisen und Zement wirksam fördern. —

zu überdecken. Der statisch erforderliche Ueberbeton darf nicht zugleich als Schutzschicht gerechnet werden.

Eisenlose Steindecken fallen nicht unter diesen Erlaß. Bei entspr. Steinformen, Materialien und guter Ausführung, entspr. Erfahrungen und auf Grund von Probelastungen können sie in Wohngebäuden bis zu 1,30 m bei 10 und 1,40 m bei 12 cm Steinstärke verwendet werden, in Fabrikgebäuden bis 1 m bei 10 und bis 1,10 m bei 12 cm starken Steinen. Die Schalung ist dabei mit 3—5 cm Stich zu verlegen. —

Dünne Betondächer auf Eisenkonstruktion. Auf die diesbezügliche Erwidernng des Hrn. Privatdoz. Dr.-Ing. A. Kleinlogel, Darmstadt, in der No. 23 der „Mitteilungen“, Jhrg. 1918 sehe ich mich veranlaßt, nochmals Folgendes festzustellen:

1. Ich halte nach wie vor aufrecht, daß die Berechnung der Schwindspannungen mit allen daran geknüpften Folgerungen des Hrn. Dr. Kleinlogel in seiner ersten Veröffentlichung falsch ist; ein Gegenbeweis ist ihm nicht gelungen. Die von mir angezogene Abhandlung von Herzka deckt sich durchaus mit einer vollständig unabhängig davon erschienenen Arbeit des Hrn. Reg.-Bmstr. Gaede, Hannover, veröffentlicht im „Zentrabl. d. Bauwltg.“ 1918, S. 365, obgleich beide Abhandlungen ganz verschiedene Rechnungsarten anwenden. Gaede behandelt nur den Fall der zentralen Lage des Eisenkörpers im Beton. Seine Rechnung läßt sich jedoch auch auf exzentrisch bewehrte Querschnitte erweitern und liefert dann dieselben Ergebnisse wie diejenige von Herzka. Ich werde hierauf an anderer Stelle zurückkommen.

2. Der von Kleinlogel angeführte Widerspruch in meinen Darlegungen ist nur scheinbar. Ich habe auf S. 89 links oben ausdrücklich davon gesprochen, daß nur unter der Annahme, daß das Pfetteneisen mitgewirkt „hätte“, die näher erläuterten Risse aufgetreten „wären“. Auf S. 90 habe ich dann, was ich heute noch aufrecht erhalte, behauptet, daß das Pfetteneisen des Rostschutzanstriches wegen keinen Verbund mit dem Beton eingehen konnte.

3. Ich bemühe mich nach wie vor, den vorliegenden Streitfall durchaus sachlich und wissenschaftlich zu behandeln und muß daher den Kleinlogel'schen Vorwurf, daß durch meine Stellung in der Firma „die Richtung meines Gedankenganges“ gegeben sei, auf das Entschiedenste zurückweisen. Ich habe die persönlichen Punkte in dem Streitfall aus dem Grunde nicht erwähnt, weil auch Kl. in seiner ersten Abhandlung nicht zum Ausdruck gebracht hatte, daß es sich hierbei um einen Auszug aus einem Gutachten von ihm handelte, welches er im Auftrage der Bauherrschaft zwecks Geltendmachen von Schadenersatzansprüchen ausgearbeitet hatte. — Dr.-Ing. Paul Müller, Dortmund.

Nachschrift der Redaktion. Hiermit betrachten wir die Erörterungen im Rahmen des besonderen Streitfalles für uns für endgültig erledigt.

Güteverhältnisse österr. Portlandzemente. Ueber das Ergebnis der alljährlichen Prüfungen der österr. Portlandzemente durch das techn. Versuchsamt wird nach ausführlichen Angaben in dessen „Mitteilungen“ Jhrg. 1918 Heft 2 für das Jahr 1917 im Heft 48/18 der österr. Wochenschrift f. d. öffentl. Baudienst ein kurzer Auszug gebracht. Die mitgeteilten Festigkeitsergebnisse sind insofern von besonderem Interesse, als zu den Versuchen seit Februar 1917 der deutsche Normensand verwendet werden mußte, während die Prüfung im übrigen nach den Bestimmungen des österr. Ing.-u. Arch.-Vereins von 1913 erfolgte. Von 71

geprüften Zementen waren 65 Handelszemente. Nach 28-tägiger Wasserlagerung hatten 76 % der Zemente Zugfestigkeiten von 20–40 kg/qcm und 77,5 % Druckfestigkeiten von 250–600 kg/qcm. Bei kombinierter Lagerung nach 28 Tagen hatten 89,9 % Zugfestigkeiten von 20–50 kg/qcm, 83,3 % der Druckfestigkeiten von 250–650 kg/qcm. Nur 9 % der Zemente besaßen nach 7-tägiger Erhärtung unter Wasser bereits mindestens 450 kg/qcm Druckfestigkeit, genügten also in dieser Hinsicht den Anforderungen, wie sie an sogen. hochwertige Zemente gestellt werden (die Festigkeiten nach 2 Tagen, die für hochwertige Zemente 18 kg Zug-, 180 kg/qcm Druckfestigkeit betragen sollen, nach den Vorschriften der Staatsbahndirektion Innsbruck, sind allerdings nicht festgestellt). —

Ueber neue Ausführungen von Eisenbeton-Schleudermasten berichtet in „Armiertes Beton“ v. Nov. 1918 Gbrt. Prof. Foerster in Dresden. Danach stehen im Deutschen Reich z. Zt. bereits mehr als 36 000 Schleudermaste unter den verschiedensten Verhältnissen. (Ueber das Prinzip der Herstellung vergl. unsere „Mitteilungen“ Jhrg. 1908 S. 52). Sie haben sich überall bewährt und erscheinen zur Aufnahme starker wagrechter Lasten besonders geeignet und sind dabei von befriedigender äußerer Erscheinung. Die Cossebauder Schleudermaste von Dyckerhoff befassen sich mit der Herstellung. Eine bedeutende Anwendung haben diese Masten neuerdings bei der Hochspannungsleitung für 60 000 Volt-Spannung gefunden, die zur Verbindung der Stadt Dresden mit dem Elektrizitätswerk Gröba in 40 km Länge erstellt worden ist. Unter schwierigen Geländebedingungen sind dort nicht weniger als 370 Masten aufgestellt in einer normalen Entfernung von 100 m. Alle 2 km stehen kräftigere Gruppenmaste, die beim Reißen der mit 12–16 kg/qmm auf Zug beanspruchten 35 mm starken Leitung ein Nachgeben von dem überbeanspruchten Normalmast verhindern sollen. Die Höhe der Masten beträgt 15–17 m, der Zug an ihrer Spitze 400 kg, während die Eckmaste von 1000–2000 kg, in einzelnen Fällen sogar mit 3000 kg beansprucht werden. Sie sind infolgedessen mit Stahl, die Normalmaste mit Flußeisen bewehrt. Die Bewehrung besteht aus Längseisen und 3 sie verbindenden äußeren wie inneren Drahtspiralen. Da die bisher vorhandenen Schleudermaschinen nur Längen von 15 m herstellen können, mußten die oberen Stücke aufgesetzt werden, wobei gußeiserne Verbindungsstücke in Anwendung kamen. Die Gründung erfolgte auf in Beton hergestellten Endplatten, bei den stärker beanspruchten Masten mit bis 2 m tiefen Fundamenten, in welche die Masten fest eingespannt sind. —

Literatur.

Die Berechnung statisch unbestimmter Tragwerke nach der Methode des Viermomentensatzes von Ing. Friedrich Bleich, Wien VII u. 219 S. mit 108 Textfiguren. Berlin 1918. Verlag von Jul. Springer. Preis geh. 12 M. —

Die Berechnungsmethoden statisch unbestimmter Systeme haben im Lauf der Zeiten mancherlei Wandlung erfahren. Ursprünglich war es die Differentialgleichung der elastischen Linie, die den Ausgangspunkt für solche Untersuchungen bildete; später leitete man aus der Betrachtung der Formänderung der einzelnen Teile und aus den Bedingungen ihres Zusammenhanges mit dem Ganzen die überzähligen Größen ab; dann kam der Satz von der virtuellen Arbeit, die Sätze von der Gegenseitigkeit der Verschiebungen und von der Abgeleiteten der Formänderungsarbeit, die eine von Grund auf geänderte Berechnungsweise statisch unbestimmter Systeme auf einfachen und klaren Wegen ermöglichten, und die man als neuere Methoden in den letzten Jahrzehnten fast ausschließlich bei derartigen Untersuchungen benutzte. In der letzten Zeit zeigt sich in der Literatur wieder das Bestreben, Tragwerke von höherem Grade der statischen Unbestimmtheit und besonders häufig angewendeten Formen auf anderen Wegen zu berechnen, indem man wieder auf den geometrischen Zusammenhang der einzelnen Formänderungen zurückgeht und gewisse immer wiederkehrende Formänderungswerte von vornherein feststellt, um sie als fertige Größen in die Rechnung einführen zu können.

Zu diesen neuesten Methoden darf man auch die im vorliegenden Buch niedergelegten Untersuchungen zählen, dessen Verfasser es unternimmt, eine allgemeine Methode der Berechnung von Rahmen, rahmenartigen Konstruktionen, und solchen die sich darauf zurückführen lassen mit Hilfe des sogenannten Viermomentensatzes aufzustellen. Das Buch zerfällt in sechs Abschnitte. — Im ersten Abschnitt werden die Bildungsgesetze ebener steifrahmiger Systeme aufgestellt, wobei von dem einfachen Grundsystem des ebenen, geschlossenen Rahmens mit überall steifen Ecken

ausgegangen wird. Durch Einschalten von Gelenken oder Hinzufügung von starren Stäben lassen sich die verschiedenartigsten Konstruktionen, wie z. B. auch der durchlaufende Träger in seiner allgemeinen oder in besonderen Formen auf rahmenartige Gebilde zurückführen und aus Grundsystemen ableiten. Zur Ermittlung der statisch unbestimmten Größen stellt der Verfasser die Kontinuitätsbedingung auf, welche die aus der Differentialgleichung der elastischen Linie entspringenden Deformationen der Stabachsen und deren Winkeländerungen (Stabdrehwinkel) gegenüber der ursprünglichen Lage enthält und darauf hinausläuft, daß die Endtangente der in einen Knoten zusammenlaufenden Stäbe auch nach der Verformung gleiche Winkel miteinander einschließen müssen. Unbekannt sind dann in dem geschlossenen Rahmen die statisch nicht bestimmbar Kraft und die Stabdrehwinkel. Die Kontinuitätsbedingungen reichen aber zur Bestimmung dieser Unbekannten nicht aus; es treten noch die sogenannten Winkelgleichungen hinzu, welche zwei weitere Bedingungen liefern, da die Summen der auf zwei Richtungen bezogenen Projektionen aller Stäbe des geschlossenen Rahmenviereckes verschwinden müssen. Im zweiten Abschnitt geht der Verfasser näher auf die Kontinuitätsbedingungen ein; es werden ähnlich wie beim kontinuierlichen Träger mit elastisch gebundenen Enden die Endmomente zweier aneinander stoßenden Stäbe mit den von der äußeren Belastung allein abhängigen Formänderungsgrößen und den Stabdrehwinkeln in eine Beziehung gebracht, die der Verfasser als Viermomentensatz bezeichnet. Stoßen in einem Knoten nur 2 Stäbe aneinander, so geht diese Beziehung in den bekannten Dreimomentensatz des einfachen durchlaufenden Trägers über. Die von der Belastung allein abhängigen Größen werden für die verschiedenartigsten Fälle ein für alle mal ermittelt, sodaß die Viermomentengleichungen für jeden besonderen Fall ohne weiteres angeschrieben werden können. Werden in diesem Gleichungssystem die Stabdrehwinkel eliminiert, so können die statisch unbestimmten Größen ermittelt werden; die Auswahl der Unbekannten kann so erfolgen, daß die Auflösung der Gleichungen möglichst einfach wird; es ist also nicht notwendig, die Unbekannten schon vorher festzulegen und der Verfasser erblickt hierin einen gewissen Vorteil gegenüber den anderen Berechnungsmethoden. Im dritten Abschnitt, dem umfangreichsten des Buches, zeigt der Verfasser die Anwendung seiner Methode auf zahlreiche Beispiele von rahmenartigen Tragwerken, wie sie in der Praxis jetzt häufig zur Anwendung kommen; es werden hier Systeme von den einfachsten bis zu den verwickeltesten Anordnungen durchgenommen; die Vorteile der Methode zeigen sich besonders an dreifeldrigen Rahmen, dreischiffigen Hallenbindern, ferner bei der Untersuchung des Lohsträgers, bei strebenlosen Bogenfachwerken und beim Vierendeelträger.

Im vierten Abschnitt behandelt der Verfasser die Formänderungen biegesteifer Stabzüge mit Hilfe des Viermomentensatzes; im fünften erweitert er die Grundgleichungen für veränderliche Trägheitsmomente, die gewissen einfachen Gesetzen folgen, und im sechsten Abschnitt behandelt er noch Tragwerke allgemeiner Form mit polygonalen Stabzügen von beliebigem Trägheitsmoment — kontinuierliche Bogen und dergl. — bei denen gewisse Stabgruppen bezüglich der Zwischenmomente und Stabdrehwinkel zusammen gezogen werden können, sodaß der Viermomentensatz dann nur auf diese Gruppen angewendet zu werden braucht, womit die Zahl der Gleichungen, in denen nun statt der geschlossenen Werte für die Formänderungen Summendausdrücke erscheinen, verringert wird.

Das Buch ist aus der Praxis für die praktische Anwendung geschrieben; die Darstellung ist einfach und klar; die Ausstattung des Buches eine durchaus angemessene; es ist erfreulich, daß das große Völkerringen, das alle Kräfte und Gedanken in seinen Bann zog, der wissenschaftlichen Betätigung doch nur wenig Abbruch tun konnte. Der Verfasser äußert in seinem an der Ostfront geschriebenen Vorwort den Wunsch, daß das Buch nicht bloß als wissenschaftliche Studie betrachtet werden möchte, sondern daß die ausübenden Statiker auch den Versuch wagen sollten, das niedergelegte Verfahren anzuwenden; diesem Wunsch möchte ich beipflichten und ihn unterstützen. Die Anschaffung des Buches sei hiermit allen in Betracht kommenden Fachgenossen bestens empfohlen. — Kapsch.

Inhalt: Getreidesilo der Walzmühle Mühlhof. — Die neuen österreichischen Vorschriften über Eisenbeton und Stampfbeton. — 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.

№ 2.

Aquädukt über den Güterbahnhof Untertürkheim.

Von Dr.-Ing. A. Jackson, Oberingenieur der Firma Karl Kübler, Unternehmung für Hoch-, Tief- und Eisenbetonbau in Stuttgart-Göppingen. (Hierzu die Abbildungen Seite 12 und 13.)



In Anschluß an die Erbauung des großzügigen Werkes der württembergischen Landeswasserversorgung, die, wie schon der Name besagt, den Zweck hat, das Württemberger Land in Gegenden mit Trinkwasser zu versorgen, wo die Beschaffung auf Schwierigkeiten stößt, hatte die Stadt Stuttgart als Hauptabnehmerin

die Anschlußleitungen, die auf den Stuttgarter Gemarkungen lagen, selbst herzustellen. Das Wasser für diese Versorgung wird in Niederstotzingen unweit Ulm gewonnen*) und entlang dem Remstal zu dem Endbehälter Rotenberg in der Nähe von Stuttgart geleitet. Von dieser Entnahmestelle hatte nun das Bauamt des städt. Wasserwerkes Stuttgart die weiteren Leitungen bis zum Anschluß an seine bestehenden Werke weiterzuführen.

Im Verfolg der Fallrohrleitung vom Endbehälter zur Stadt waren die Gleisanlagen des ausgedehnten Güterbahnhofes Untertürkheim zu durchqueren. Da an dieser Stelle infolge des großen Verkehrs zwischen einer Arbeiterkolonie und den Industrieanlagen ein Fußgängersteg über die Gleisanlage geplant war, entschloß sich die Stadt Stuttgart, diesen Steg zugleich als Aquädukt mit auszubauen. Dieser Brückenbau wurde unter der Leitung des Vorstandes des Bauamtes des städt. Wasserwerkes entworfen. Als Vorentwurf für die Ausführung war ein in Eisenbeton hergestellter durchlaufender Träger mit elastisch drehbaren Stützen vorgesehen, der aber leider infolge der Gleisanlage, die keine engere Pfeilerstellung erlaubte, nicht zur Herstellung übernommen werden konnte. Infolge der durch die Gleisanordnung bedingten Stellung der Pfeiler konnte das Bauwerk nur teilweise in Eisenbeton erstellt werden und war man gezwungen, die Konstruktion wie nachstehend geschildert auf eine Konstruktionslänge von rd. 80 m in Eisen zu erbauen.

Die Ausführung der gesamten Grab-, Beton- wie Eisenbetonarbeiten wurde an die Firma Karl Kübler, Unternehmung für Hoch- und Tiefbau in Stutt-

gart, vergeben. Das gesamte Bauwerk zerfällt, wie aus der Uebersichtszeichnung, Abb. 1, S. 13, ersichtlich ist, durch Verbindung mit einer Eisenkonstruktion in 3 für sich geschlossene Bauabschnitte.

Der erste Teil des Bauwerkes mit dem durchlaufenden Eisenbetonträger, der über das hochliegende Ferngleis in gekrümmter Form hinweggeführt ist, schließt als Zugang vom Steg den Ortspfeiler an der Bahnstraße, der zugleich Treppenaufgang und Widerlager der dop-

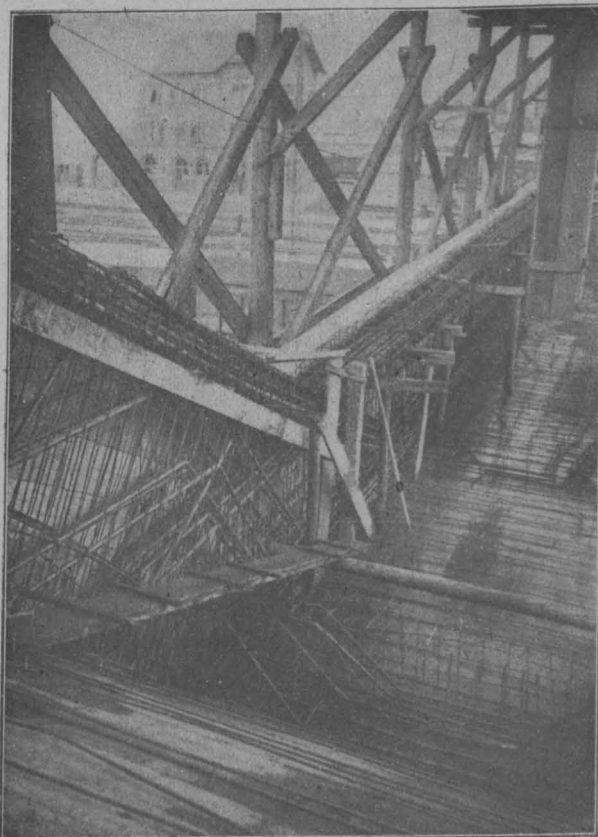


Abbildung 10. Eisenbewehrung der Hauptträger des Aquäduktes am Knick über den Stützen.

*) Vergl. auch die Ausführungen des Verfassers in „Beton und Eisen“ 1918, Heft 12 und 13.

nicht als Eisenbetonträger ausgebildet werden, sondern zur Durchführung der Träger mit der geringen Konstruktionshöhe, die aus Abbildung 4a und b ersichtlich ist, mußten Eisenträger-Einlagen herangezogen werden. Diese Querträger lagern auf von den Hauptträgern ausgekragte Unterstützungen. Der Boden des Troges ist als in den Hauptträgern eingehängte Eisenbetonplatte bei einer höchsten Einzellast von 200 kg/ld. m ausgebildet.

Zur Aufnahme der Rohrlasten wurden diese Platten nicht herangezogen, sondern Eisenbetonquerträger im Abstand von durchschnittlich 3,5 m zur Uebertragung dieser Einzellasten angeordnet. Die Ausbildung dieser Querträger wurde deshalb erforderlich, um ein besseres Verlegen durch Höherlegung der Auflager bzw. der Verankerung an den Bruchpunkten der Röhren und auch eine bessere Kontrolle über die Rohrverschlüsse zu erreichen. Die Auflager für die Röhren wurden dem Durchmesser der Rohrleitungen entsprechend nach Abbildung 4a und b hergestellt. Einen Blick in den Trog vor Aufbringung der Abdeckung zeigt Abbildung 5, Seite 12.

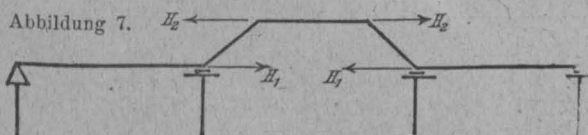
Die den Trog einschließenden Hauptträger, die als durchlaufende Eisenbetonträger mit einseitiger Druckplatte, gebildet durch das vorkragende Gesims bei 1,67 m Konstruktionshöhe (Abbildung 4a) ausgebildet wurden, waren neben den Lasten des Gehwegbelages einschließlich Nutzlast für die vorgenannten Rohreinzelasten der Hauptleitungen mit 60 und 70 cm lichtigem Durchmesser, einer Gasrohrleitung und elektrischen Kabelleitung, sowie für die Eigenlasten des Bodens, der Querträger und derjenigen der Hauptträger zu berechnen.

Die größte Gesamtlast auf 1 lfd. m Träger betrug für die vorgenannte Belastung rd. 3,6 t. Bei den vorliegenden Spannweiten und der festzuhaltenden Konstruktionshöhe von 1,67 m bei nur einseitiger Druckplatte erwies sich die vorgenommene Ausführung in Eisenbeton infolge Anordnung einer sehr hohen Druckbewehrung als unzweckmäßig.

Die Bestimmung der Momente und Querschnitte infolge der lotrechten Lasten für die verschiedenen Belastungsfälle erfolgte trotz des gekrümmten Teiles über dem Mittelfeld nach der in der Praxis allgemein üblichen graphischen Methode von Ritter (vergl. Abb. 6.) Die auftretenden Zusatzmomente jedoch, die infolge der Rohrreaktionen und Verschiebungen der Auflagerpunkte auftreten, wurden mittels der Elastizitätsgleichungen ermittelt. In den Auflagerpunkten des Trägers auf den Pfeilern 4, 5 und 6 waren zuerst Wälzgelenke in Eisenbeton, die aber infolge der zu hohen Pressungen nicht zur Ausführung kamen, vorgesehen. Bei der Ausführung wurden hierfür Rollenlager, wie sie bei der Eisenkonstruktion verwendet wurden, gewählt. Bei der Berechnung der Zusatzmomente wurden infolge geringen Beitrages die auftretenden Reibungsgrößen in den Rollenlagern für den Träger vernachlässigt.

Die auftretenden Rohrreaktionen in den Bruchpunkten des gekrümmten Teiles, die Zusatzmomente über das gesamte Trägersystem erzeugen, wurden in die wagrechten und lotrechten Seitenkräfte zerlegt und die Momente für die ersteren nach dem graphischen Verfahren ermittelt.

Die wagrechten Seitenkräfte, die, wie die Abbildung 7 zeigt, wirken, erzeugen für die Kräfte H_2



nur einen im Riegel des gekrümmten Teiles auftretenden Zug, während die Kräfte H_1 Zusatzmomente über

die 3 Öffnungen hervorbringen. Diese Momente wurden, wie vorgesagt, mit Hilfe der elastischen Gleichungen bei Vernachlässigung der inneren Normalkräfte und bei Konstruktion E und J aus den 2 Gleichungen

$$\begin{cases} Mm_{v1} ds + V_1 \int m_{v1}^2 ds + V_2 \int m_{v1} m_{v2} ds = 0 \\ Mm_{v2} ds + V_1 \int m_{v1} m_{v2} ds + V_2 \int m_{v2}^2 ds = 0 \end{cases}$$

ermittelt.

Die auf den Trog anfallenden einseitigen Winddrücke konnten durch steifen Anschluß der beiden Platten an die Hauptträger aufgenommen werden.

Auf Grund der vorstehenden Daten wurden nun die Hauptträger bei einem größt ermittelten Moment von 250 mt unter Berücksichtigung der Achsialkräfte in ihren Abmessungen bestimmt. Bei der vorliegenden Konstruktionshöhe der Träger und der einseitigen Druckplatte errechnete sich bei einer zulässigen Betondruckspannung $\sigma_b = 40 \text{ kg/cm}^2$, und einer Eisenspannung von $\sigma_e = 1000 \text{ kg/cm}^2$ eine doppelte Bewehrung (Abbildung 8 und 9 für die beiden Trägerhälften). Die Aufnahme der Querkräfte erfolgt durch aufgebogene Eisen. Nach den bestehenden Bestimmungen der württembergischen Staatseisenbahnen mußten die gesamten Schubkräfte durch das Eisenwerk unter Heranziehung

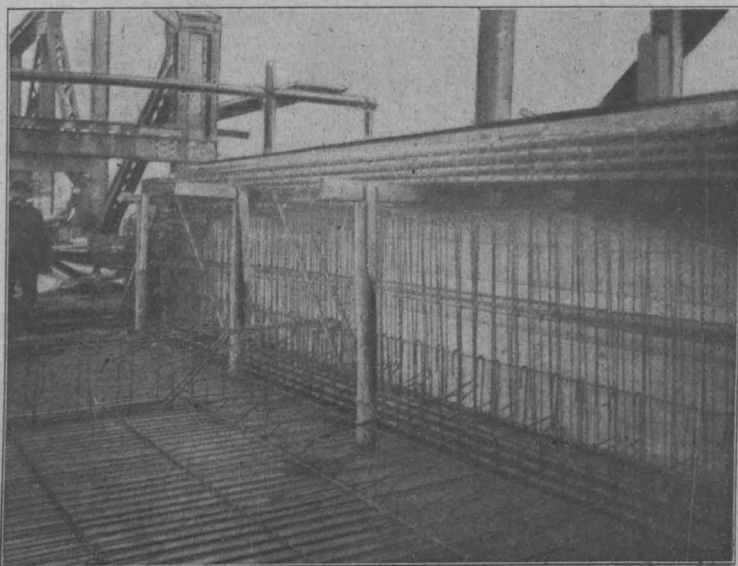


Abb. 11. Eisenbewehrung des geraden Teiles der Hauptträger des Aquädüktes.

der Bügel, die in diesem Fall doppelschnittig gewählt wurden, aufgenommen werden.

Schwierigere Konstruktionspunkte für die Eisenbewehrung zeigten sich außer in dem Endfeld mit 22 m Spannweite in der Anordnung der Rundeiseneinlagen an den Bruchpunkten des Trägers, an dem mittleren gekrümmten Teil und am Anschlußpunkt an die Eisenkonstruktion. Abbildung 10, S. 9 und 11 geben ein Bild von der Bewehrung.

Die Berechnung der Brückenkonstruktion des 3-Bauteiles erfolgte unter denselben Annahmen wie vor beschrieben, weshalb hier davon abgesehen sei. Die Pfeiler 1—6 waren bei einseitigem Wind und ungünstigster Brückenbelastung berechnet worden und zwar wurden die Pfeiler 1, 5 und 6 als Rahmen in Eisenbeton mit Fußgelenken (Federgelenken) ausgebildet (vergl. Abbildung 12), während Pfeiler 4, wie nachstehend geschildert, infolge vorgeschriebener geringer Breite als Eisenschiffbau konstruiert und Pfeiler 2 und 3 massiv in Beton hochgeführt wurden.

Die Ortspfeiler wurden für die ungünstigsten Laststellungen berechnet; auf ihre Konstruktionsart sei in Kürze beim nachfolgenden Beschreiben des Bauvorganges noch verwiesen.

Die gesamten sichtbaren Konstruktionsflächen der Brücke wurden des besseren Aussehens wegen mit Vorsatzbeton versehen. —

(Schluß folgt.)

Abgekürzte Ermittlung der Nulllinie bei einfach bewehrten Massivdecken.

Von Regierungs-Baumeister Stybalkowski in Berlin.



Um den Abstand der Nulllinie von der oberen Kante einer Eisenbetondecke mit einfacher Bewehrung aus der wirksamen Höhe $h-a=h'$ und der Eiseneinlage f_e zu berechnen, bedient man sich für gewöhnlich der bekannten amtlich eingeführten Formel

Veranlassung zu Rechenfehlern.

Aus diesem Grunde dürfte ein Versuch, den Wert x auf vereinfachte Weise zu bestimmen, vielleicht in weiteren Kreise wohlwollende Aufnahme finden.

Zwar handelt es sich bei den von mir entwickelten Formeln um Annäherungswerte, doch ist die Ungenauig-

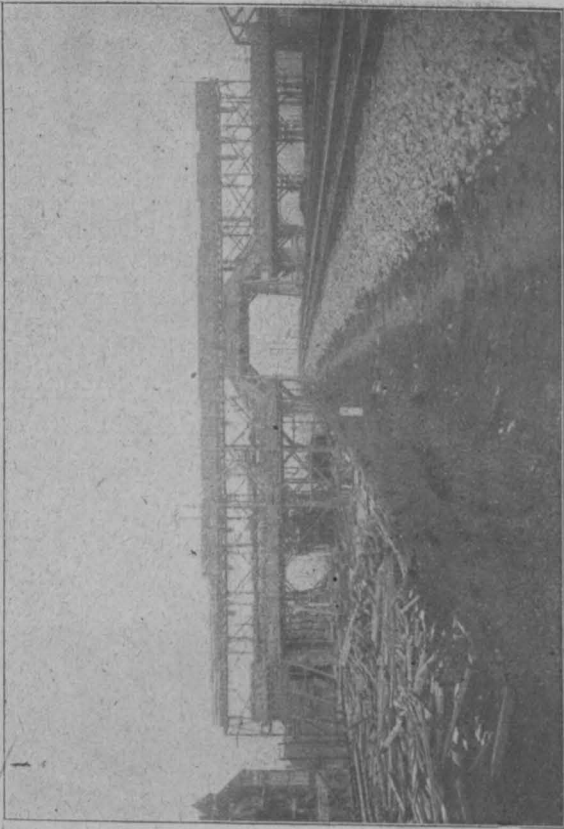


Abbildung 13. Gesamtansicht des Lehr- und Transportergrütes des Aquäduktes.

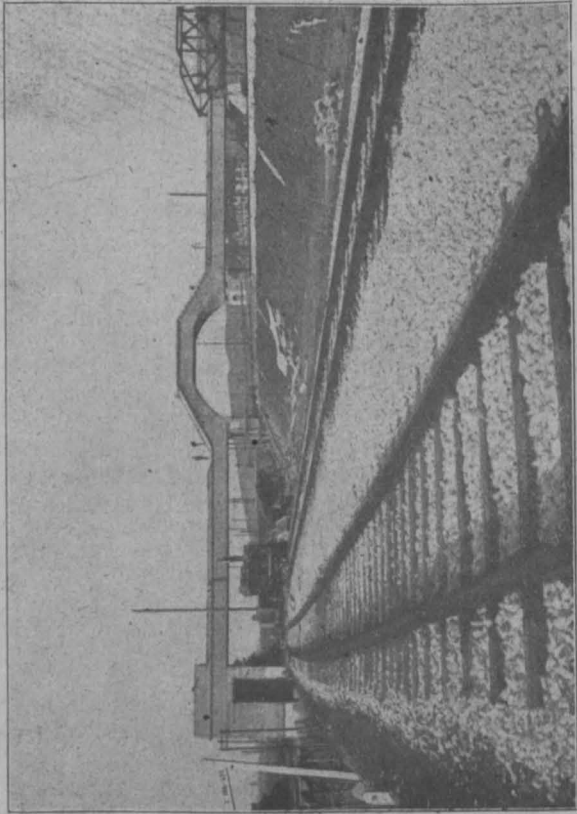


Abb. 2. Ansicht des Eisenbeton-Aquäduktes mit über 3 Felder durchlaufendem Träger. Ausführung: Unternehmung Karl Kübler in Stuttgart-Göppingen.

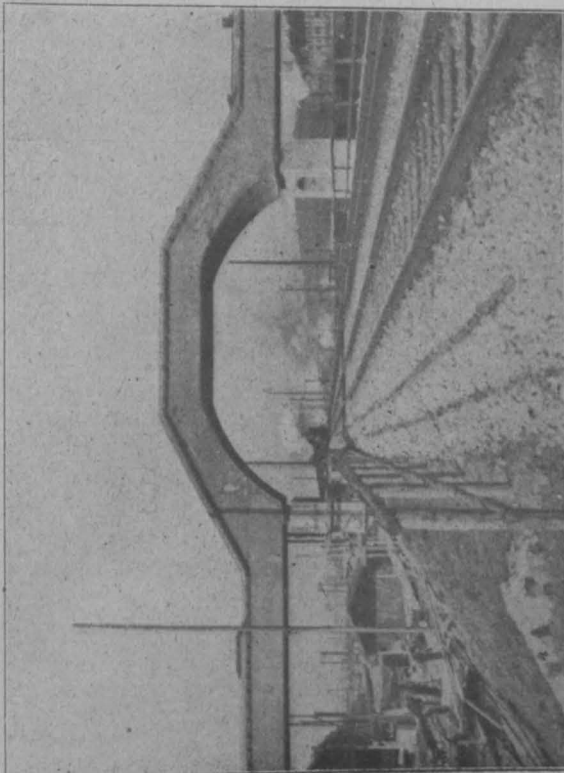


Abbildung 3. Ansicht des überhöhten Mittelteiles des Aquäduktes.

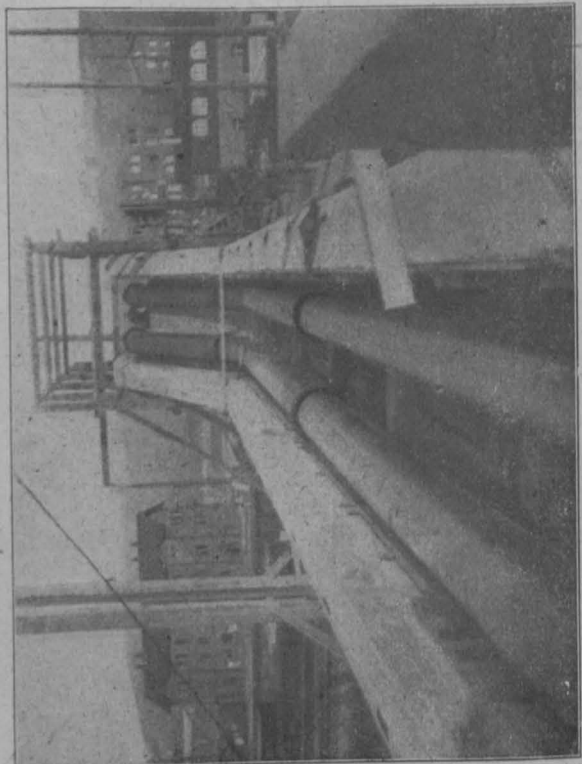


Abbildung 5. Blick in den Rohrkästen des Aquäduktes. Aquädukt über den Güterbahnhof in Untertürkheim.

$$x = \frac{n \cdot f_e}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{2b \cdot h'}{n \cdot f_e}} - 1 \right]. \text{ Die Bestimmung von } x \text{ mit}$$

Hilfe dieser Formel ist ziemlich zeitraubend, außerdem gibt das Wurzelzeichen, das den einen Zahlenwert 1 überspannt und vor dem anderen tückisch abbricht, nicht selten

keit mit höchstens 1% so gering, daß sie gänzlich ohne Belang ist; dies um so mehr, als ja auch die Wurzelformel auf theoretischen Erwägungen aufgebaut ist, für deren völlige Uebereinstimmung mit der Wirklichkeit ein Beweis nicht erbracht werden kann.

Die Ableitung der vereinfachten Formeln ist folgende: Es ist

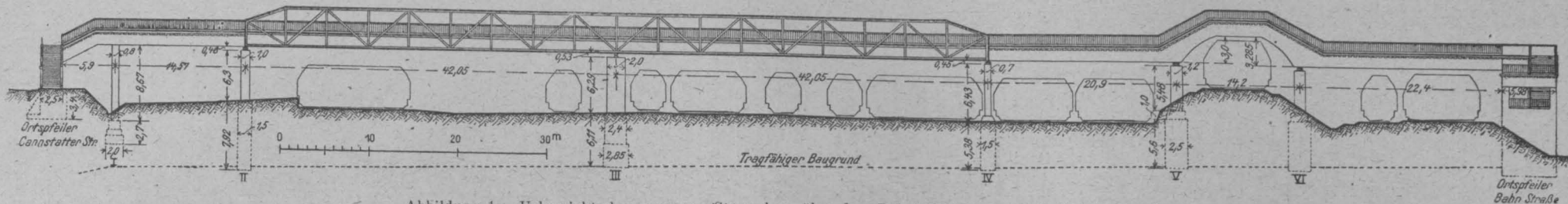


Abbildung 1. Uebersicht der gesamten Steganlage über dem Bahnhof Untertürkheim bei Stuttgart.

Abbildung 8. Linke Hälfte des Hauptträgers mit Bewehrungsplan und Schubspannungs-Verteilung.

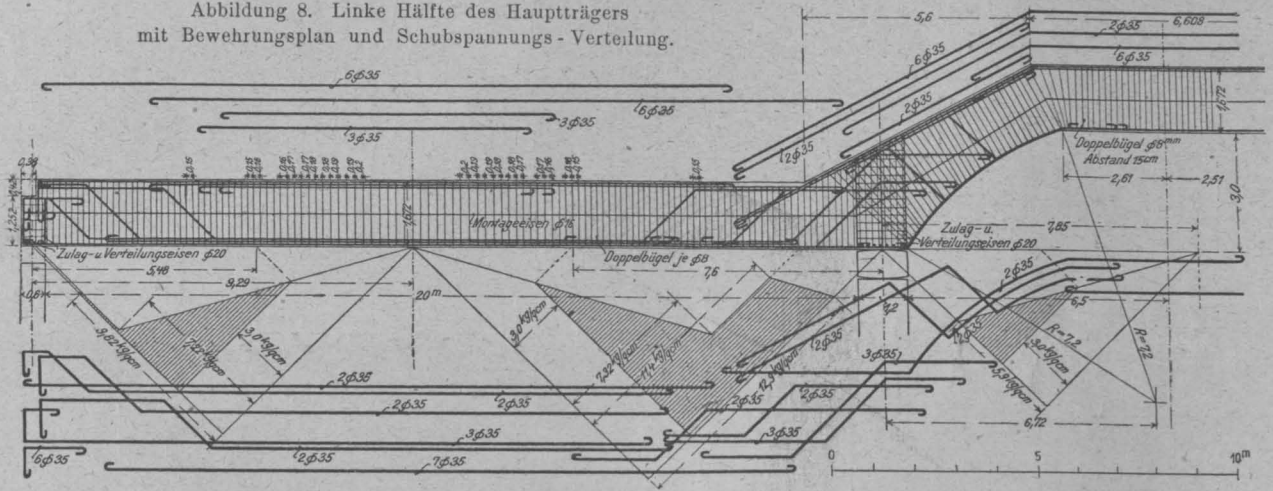


Abbildung 12. (rechts) Ausbildung und Bewehrung der Pfeiler V. und IV.

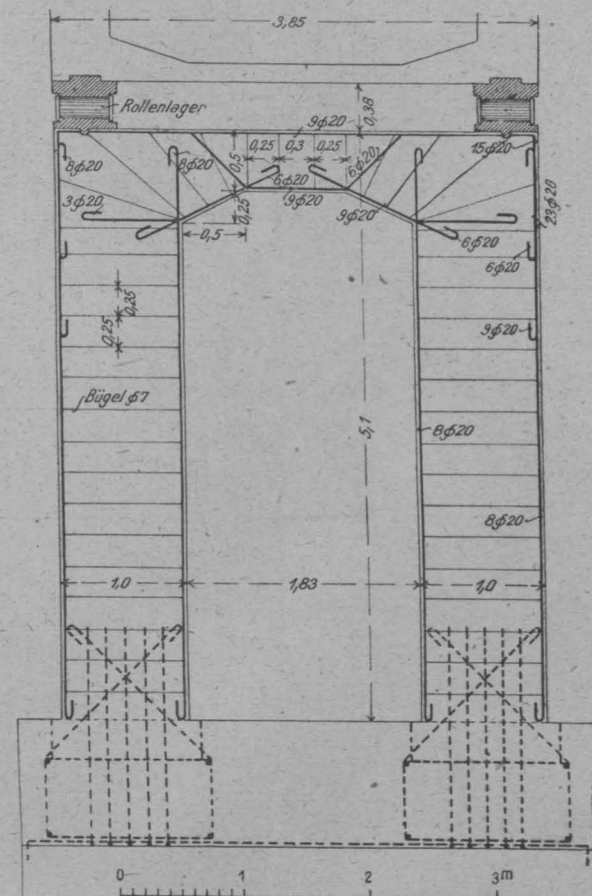
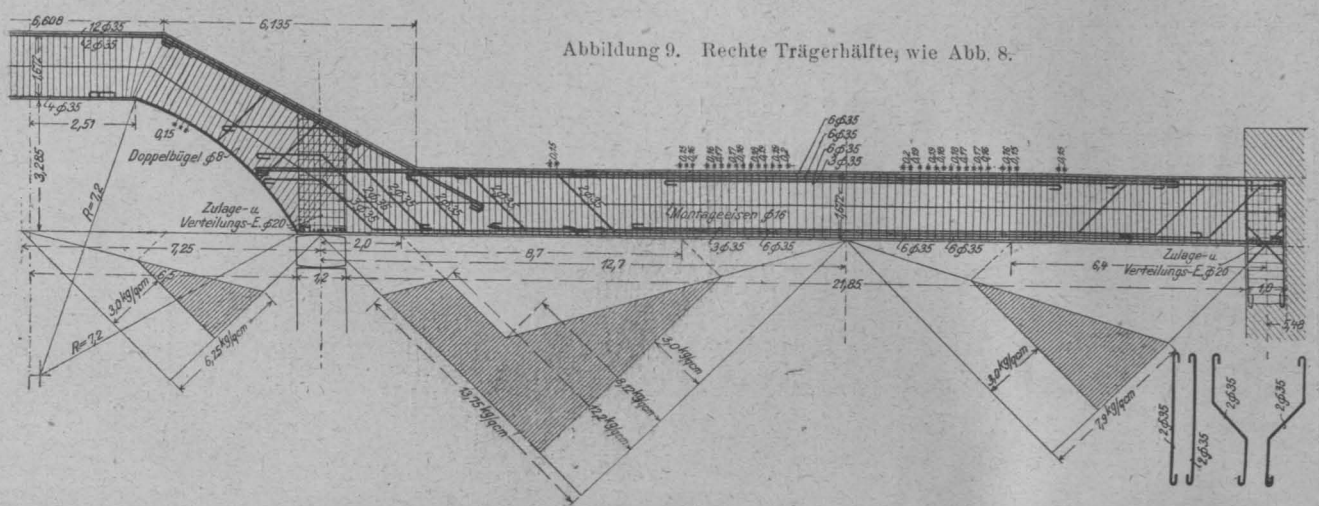


Abbildung 9. Rechte Trägerhälfte, wie Abb. 8.

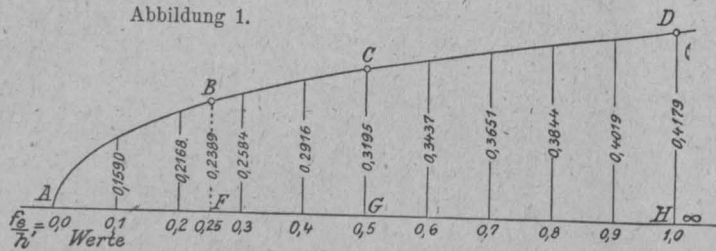


Aquädukt über den Güterbahnhof in Untertürkheim.
Ausführung: Unternehmung Karl Kübler
in Stuttgart-Göppingen.

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

Der Wert $n = 15$ ist eine Konstante, b wird = 100 cm angenommen, demnach ist $\frac{x}{h'}$ eine Funktion von $\frac{f_e}{h'}$. Unabhängig von der Größe der Einzelwerte f_e und h' bleibt die Größe $\frac{x}{h'}$ stets dieselbe, solange das Verhältnis $\frac{f_e}{h'}$ sich nicht ändert. Auf diesem Satz baut sich die graphische Lösung auf.

Abbildung 1.



Auf einer Geraden $A-\infty$, vergl. Abbildung 1, werden in einem beliebigen Maßstab verschiedene Werte $\frac{f_e}{h'}$, beginnend mit $\frac{f_e}{h'} = 0$, punktweise aufgetragen. In jedem dieser Punkte wird — ebenfalls in beliebigem Maßstab — der unter der Voraussetzung einer Plattenbreite von 100 cm ermittelte Wert $\frac{x}{h'}$ als Lot errichtet. Z. B. entspricht dem Punkt $\frac{f_e}{h'} = 0,4$ das Lot $\frac{x}{h'} = 0,2916$. Verbindet man die Endpunkte dieser Lote, so erhält man die Kurve der $\frac{x}{h'}$ -Werte, eine Hyperbel, welche, im Nullpunkt beginnend, in die Unendlichkeit läuft. Der vollständige Verlauf der Kurve ist für die Untersuchung ohne Belang. Es genügt, wenn man sich auf die Kurvenstücke BC und CD beschränkt, die den Werten $\frac{f_e}{h'} = 0,25$ bis 1 (d. h. $\frac{1}{4}$ bis $\frac{1}{1}$) entsprechen.

Diese Kurvenstücke umschließen alle $\frac{x}{h'}$ -Werte, bei denen das Verhältnis $\frac{\sigma_b}{\sigma_e}$ zwischen $\frac{1}{47,8}$ und $\frac{1}{20,9}$ gelegen ist; es sind alle in der Praxis gangbaren Fälle damit berücksichtigt. Z. B. dürfte bei einer Eisenspannung von 1200 kg/cm^2 , der Betondruck zwischen $25,1$ und $57,4 \text{ kg/cm}^2$ wechseln, ohne daß der Wert $\frac{x}{h'}$ außerhalb der Kurvenstücke BC und CD zu liegen käme. Ich ersetze nun diese Kurvenstücke nach Abbildung 2 durch zwei gerade Linien $B'C'$ und $C'D'$. Um die Fehlerquelle nach Möglichkeit zu beschränken, ist zu beachten, daß die Differenz d zwischen der Kurve und den Geraden an den Stellen des größten Ausschages im Verhältnis zu $\frac{x}{h'}$ möglichst gering werden muß, sie wird alsdann auch im Verhältnis zu x ein Minimum.

In übertriebenem Maßstab dargestellt würde der Teil BC wie oben gezeichnet aussehen und die zu erfüllende Bedingung würde lauten: $\frac{CC'}{CH} = \frac{EE'}{EG} = \frac{BB'}{BF}$. Die Gleichungen der beiden gesuchten Annäherungsgeraden lauten: für die Strecke $B'C'$... $x = 0,1597 h' + 0,3250 f_e$ mit $\approx 0,0085\%$ Ungenauigkeit, für die Strecke $C'D'$... $x = 0,2230 h' + 0,1985 f_e$ mit $\approx 0,0087\%$ Ungenauigkeit.

Es empfiehlt sich, diese Gleichungen zum Zweck der bequemeren Verwendbarkeit noch etwas zu kürzen, wobei

jedoch zu beachten ist, daß, wenn man h' verkleinert, f_e vergrößert werden muß (und umgekehrt), damit der Wert x keine nennenswerten Veränderungen erleidet.

Man erhält dann mit $\approx 1\%$ Ungenauigkeit für Plattenbreiten von 100 cm folgende handliche Gleichungen:

$$1. x = 0,161 h' + 0,32 f_e \text{ gültig, wenn das Verhältnis } \frac{f_e}{h'} \text{ zwischen } \frac{1}{4} \text{ und } \frac{1}{2} \text{ liegt,}$$

$$2. x = 0,222 h' + 0,2 f_e \text{ gültig, wenn das Verhältnis } \frac{f_e}{h'} \text{ zwischen } \frac{1}{2} \text{ und } 1 \text{ liegt.}$$

Die Schätzung, ob $\frac{f_e}{h'}$ zwischen $\frac{1}{4}$ und $\frac{1}{2}$ oder zwischen $\frac{1}{2}$ und 1 liegt, ist leicht im Kopf auszuführen.

Im Nachstehenden sei die Anwendung der Annäherungsformeln an zwei Beispielen erläutert.

Beispiel 1. Gegeben eine Eisenbetondecke. Es sei $b = 100 \text{ cm}$, $f_e = 16 \text{ qcm}$, $h' = 20 \text{ cm}$. Der Wert $\frac{f_e}{h'}$ liegt demnach zwischen $\frac{1}{2}$ und 1 , und man erhält nach Formel 2

$$x \approx 0,222 \cdot 20 + 0,2 \cdot 16 = 7,64 \text{ cm.}$$

(Nach der Wurzelformel ist $x = 7,687 \text{ cm}$)

Beispiel 2. Gegeben ein Plattenbalken aus Eisenbeton von $1,5 \text{ m}$ Breite. Es sei $h' = 90 \text{ cm}$, $f_e = 60 \text{ qcm}$. Der Eisenquerschnitt, reduziert auf 1 m Plattenbreite, beträgt $\frac{1,0 \cdot 60}{1,5} = 40 \text{ qcm}$. Das Verhältnis $\frac{f_e}{h'}$ ist demnach $\frac{40}{90}$, liegt also zwischen $\frac{1}{2}$ und $\frac{1}{4}$. Man erhält nach Formel 1

$$x \approx 0,161 \cdot 90 + 0,32 \cdot 40 = 27,29 \text{ cm.}$$

(Nach der Wurzelformel ist $x = 27,41 \text{ cm}$.)

| $\frac{f_e}{h'}$ angenommen mit | $\frac{x}{h'}$ nach d. Wurzelformel berechnet | $\frac{x}{h'}$ nach d. Annäherungsformeln | Ungenauigkeit in Hundertsteln | Die angenäherten Werte sind berechnet nach der Formel |
|---------------------------------|---|---|-------------------------------|---|
| 0,25 | 0,2389 | 0,2410 | + 0,88 | $\frac{x}{h'} \approx 0,161 h' + 0,32 f_e$ |
| 0,30 | 0,2784 | 0,2570 | - 0,54 | |
| 0,35 | 0,2758 | 0,2730 | - 1,02 | |
| 0,40 | 0,2916 | 0,2890 | - 0,89 | |
| 0,45 | 0,3061 | 0,3050 | - 0,36 | |
| 0,50 | 0,3195 | 0,3210 | + 0,67 | |
| 0,50 | 0,3195 | 0,3220 | + 0,70 | $\frac{x}{h'} \approx 0,222 h' + 0,20 f_e$ |
| 0,55 | 0,3320 | 0,3320 | $\pm 0,00$ | |
| 0,60 | 0,3437 | 0,3420 | - 0,50 | |
| 0,65 | 0,3547 | 0,3420 | - 0,76 | |
| 0,70 | 0,3651 | 0,3620 | - 0,85 | |
| 0,75 | 0,3750 | 0,3720 | - 0,80 | |
| 0,80 | 0,3844 | 0,3820 | - 0,62 | |
| 0,85 | 0,3934 | 0,3920 | - 0,36 | |
| 0,90 | 0,4019 | 0,4020 | + 0,03 | |
| 0,95 | 0,4100 | 0,4120 | + 0,49 | |
| 1,00 | 0,4179 | 0,4220 | + 0,98 | |

In obestehender Tafel ist für verschiedene Werte von $\frac{f_e}{h'}$ das Verhältnis $\frac{x}{h'}$ nach der Wurzelformel und nach den abgerundeten Annäherungsformeln ermittelt. Die Tafel, welche für die Anwendung der Formeln natürlich nicht benötigt wird, soll einen Ueberblick geben, wie unerheblich die Abweichungen werden. Sie kann als Beweis dafür gelten, daß die Annäherungsformeln unbedenklich an die Stelle der Wurzelformel treten können —

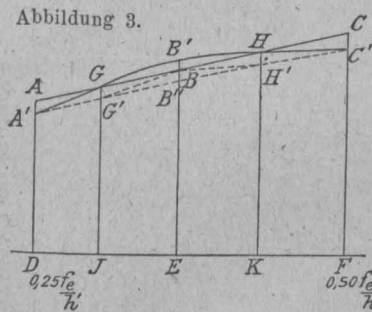
Von Interesse dürfte es noch sein, die genaue Berechnung der Annäherungsgleichungen kennen zu lernen, und zwar soll zunächst einmal die erste, in ihrer ursprünglichen Form $x = 0,1597 h' + 0,3250 f_e$ bewiesen werden, welche

für $\frac{f_e}{h'}$ Werte zwischen 0,25 bis 0,50 gilt.

In Abbildung 3 entsprechen die Strecken $A'D$, $B'E$, $C'F$ den genauen, aus der Wurzelformel berechneten $\frac{x}{h'}$

Werten, welche in ihrer Gesamtheit durch die Kurve $A'B'C'$ begrenzt werden. AD, BE, CF dagegen sind aus der obigen Gleichung berechnete Annäherungswerte für $\frac{x}{h}$, welche

Abbildung 3.



irrerseits sämtlich durch die Annäherungsgerade AC begrenzt werden. AA', BB', CC' sind die kleinen Abweichungen, welche sich zwischen den beiden Berechnungsarten ergeben. (Um die Darstellung dieser Abweichungen zu ermöglichen, sind die Höhen in der Abbildung in übertriebenem Maßstab wiedergegeben). Der Punkt D entspricht dem

$\frac{f_e}{h}$ Wert = 0,25, der Punkt F dem $\frac{f_e}{h}$ Wert = 0,50.

Gegeben ist $A'D$ nach der Wurzelformel = 0,2389

" " CF " " " = 0,3195

Aus der Voraussetzung, daß die Ungenauigkeiten an den Stellen der größten Kurvenausschläge, nämlich bei A, B und C möglichst gering im Verhältnis zu den genauen $\frac{x}{h}$ Werten bleiben sollen, folgt: $\frac{AA'}{A'D} = \frac{BB'}{BE} = \frac{CC'}{CF}$

Es gilt nun zunächst die Lage des Punktes B' zu bestimmen. Ob dieser Punkt ein wenig mehr nach A oder C gelegen ist, spielt dabei keine Rolle, denn der Abstand BB' wird bei den kleinen Werten, um die es sich handelt, dadurch nicht nennenswert beeinflusst. Man kann daher das mittlere Hyperbelstück GH unbedenklich durch einen Kreisbogen ersetzen. Dann liegt B' auf der Mitte des Bogenstücks GH und der Punkt B halbiert mit hinreichender Genauigkeit die Strecke GH , der Punkt E die Strecke JK .

Aus der Gleichheit der Winkel AGA' und CHC' ergibt sich für die kleinen Dreiecke AGA' und CHC' die Folgerung, daß ihre Höhen den Grundlinien AA' bzw. CC' proportional sind, daß also auch $\frac{DJ}{AA'} = \frac{KF}{CC'}$ und da wie

oben gesagt, $\frac{AA'}{A'D} = \frac{CC'}{CF}$ auch $\frac{DJ}{KF} = \frac{A'D}{CF}$.

Macht man nun noch die Annahme, daß $JK = DJ + KF$ ist, eine Folgerung, die sich mit denkbar größter Annäherung aus $GG' + HH' = 2BB' = 2BE$ herleiten läßt, denn Dreieck $HC'H'$ kann ohne nennenswerte Ungenauigkeit dem Dreieck $BH'B'$ und Dreieck $GA'G' \sim$ Dreieck $BG'B'$ gesetzt werden, so hat man alle für die Berechnung erforderlichen Grundlagen.

Literatur.

Eisenbeton-Ausschuß des österr. Ing.- und Arch.-Vereins. Heft 7. Ueber Balken mit Bewehrung aus hochwertigem Eisen. Bericht erstattet von Dr.-Ing. von Emperger, Ob.-Brt. 35 S. 8^o mit 28 Abb. Leipzig und Wien 1918. Verlag Franz Deuticke.

Der genannte Ausschuß hat Versuche durchgeführt, um den Einfluß festzustellen, den die Anwendung eines hochwertigen Eisens gegenüber dem gewöhnlichen Handels-eisen auf die Tragfähigkeit und die gesamten Deformations-Erscheinungen damit bewehrter Eisenbetonbalken ausübt. Praktische und vor allem wirtschaftliche Rücksichten sind es, die hierzu Veranlassung gaben, im besonderen die Frage der Zulässigkeit höherer Eisenspannungen, also besserer Ausnutzung des Materiales. Diese Frage ist ja bekanntlich schon seit längerem in Deutschland und neuerdings durch die neuen Bestimmungen (vergl. No. 1) auch in Oesterreich in bejahendem Sinne entschieden. Das Ergebnis der Versuche ist also schon von der Praxis vorweggenommen.

Die hier zunächst veröffentlichten Versuche erstrecken sich übrigens nur auf den Vergleich gewöhnlichen Rund-eisens mit Diagonaleisen, der neuesten Form des Kahneisens bekanntlich ein Walzprofil, bei dem durch Aufschlitzungen Aufbiegungen ermöglicht werden, die mit dem Zugeisen ein einheitliches Ganzes bilden und zugleich als Bügel dem Balken zur Erhöhung der Schubfestigkeit dienen. Die Art der Herstellung bedingt schon die Anwendung eines hochwertigeren Eisens, ehe daher durch die preußischen Bestimmungen die Erhöhung der Eisenspannungen von 1000 auf 1200 kg/cm² zugelassen war, ist dem Kahneisen im Besonderen dieses Vorrecht zugestanden worden. Das Kahneisen bildete also die Vorstufe der weiteren Ausnutzung des Qualitätseisens, deswegen

Es ist $\frac{DJ}{KF} = \frac{0,2389}{0,3195}$ und $DJ + KF = \frac{DF}{2}$

also $DJ = 0,2138 DF$

und da $JE = \frac{DF}{4}$, so ist $DE = 0,4638 DF$

Punkt D liegt bei $0,25 \frac{f_e}{h}$, Punkt F bei $0,50 \frac{f_e}{h}$

also liegt Punkt E bei $0,25 + 0,4638 \cdot 0,25 = 0,36595 \frac{f_e}{h}$

und BE wird nach der Wurzelformel = 0,28097

1. $\frac{AD - A'D}{A'D} = \frac{BE - BE}{BE} = \frac{CF - CF}{CF}$ (siehe linke Spalte)

aus der Aehnlichkeit der Parallelelogramme $ABED$ und $ACFD$ folgt: $\frac{BE - AD}{DE} = \frac{BE - AD}{0,4638 DF} = \frac{CF - AD}{DF}$

aus Gleichung 2 folgt:

3. $BE = 0,4638 (CF - AD) + AD = 0,5362 AD + 0,4638 CF$

aus Gleichung 1 und 3 folgt:

4. $\frac{AD - A'D}{A'D} = \frac{BE - 0,5362 AD - 0,4638 CF}{BE}$

aus Gleichung 1 folgt:

5. $CF \cdot AD = A'D \cdot CF$, aus Gleichung 4 und 5 folgt:

$AD (BE + 0,5362 A'D) = 2 A'D \cdot BE - 0,4638 CF \cdot AD$

demnach $AD = 0,24095$ und, weil nach Gleichung 1

$CF (AD - A'D) = A'D (CF - CF)$ so wird $CF = 0,32220$

Für die Gerade AC , deren jeweiliger Abstand, wie oben gesagt, den angenäherten Wert $\frac{x}{h}$ als Funktion von $\frac{f_e}{h}$ ergibt, gelten folgende Gleichungen:

allgemein $\frac{x}{h} = c + \frac{f_e}{h} \cdot c'$ (c und c' konstante Werte sind)

für Punkt $\frac{f_e}{h} = 0,25$ gilt $AD = c + 0,25 \frac{f_e}{h} \cdot c'$

" " " = 0,50 " $CF = c + 0,50 \frac{f_e}{h} \cdot c'$

demnach $c = 2 AD - CF = 0,1597$ und

$\frac{c' f_e}{h} = \frac{CF - AD}{0,25} = 0,3250$

also $\frac{x}{h} = 0,1597 + 0,3250 \frac{f_e}{h}$, $x = 0,1597 h + 0,3250 f_e$

Der Entwicklungsgang für die zweite Annäherungsgerade,

die für die Werte $\frac{f_e}{h}$ zwischen 0,5 bis 1,0 gilt, ist genau derselbe, nur zum Schluß wird

$c = 2 AD - CF = 0,2230$ und $\frac{c' f_e}{h} = 4 AD - CF - 3c = 0,1985$

$x = 0,2230 h + 0,1985 f_e$

werden diese Versuche zunächst besprochen. Es erfüllt außerdem die Aufgabe, einen besseren Verbund zu gewährleisten, der notwendig erscheint, damit unter dem Einfluß der höheren Belastung nicht eine stärkere Verschiebung des Verhältnisses von Nutzlast zur Reißgrenze eintritt. Nach (nicht veröffentlichten) Versuchen des Berichterstatters mit Kontrollbalken, bewehrt mit hochwertigem Stahl, wird die erste, vom Beton allein abhängige Reißgrenze aber nur wenig von der Güte des Eisens beeinflusst, während andererseits die große Glätte der Stahlstäbe die Haftfestigkeit ungünstig beeinflusst, sodaß besondere Maßnahmen zur Sicherung des Verbundes erforderlich werden. Das Kahneisen erfüllt, wie schon bemerkt, diese Aufgabe in guter Weise.

In Vergleich gestellt wurden je 3 Plattenbalken von 6 m Stützweite, 47 cm Höhe, 60 cm Plattenbreite, 12 cm Platten- und 18 cm Stegstärke, das einmal bewehrt mit je 4 Rundeisen von 20 bzw. 19 mm Durchm., glatt durchlaufend bzw. aufgebogen, dazu noch mit Bügeln, das anderemal bewehrt mit 4 Diagonaleisen Pr. I. Das Rundeisen besaß i. M. 26,1 kg/mm² Fließgrenze, 37,0 kg/mm² Zugfestigkeit, 30,7% Bruchdehnung. Beim Diagonaleisen waren die bezüglichen Werte: 34,0; 46,5; 20,4. Die Würfelproben mit dem zugehörigem Beton ergaben i. M. 397 kg/cm² Bruchfestigkeit. Es ist dabei zu bemerken, daß die Versuchsdurchführung nach Fertigstellung die Balken und Kontrollwürfel etwa 2 1/2 Jahr mit Rücksicht auf den Krieg liegen blieben, ehe sie erprobt wurden. Das Bewehrungsverhältnis betrug bei den Balken mit Rundeisen 0,92, bei denjenigen mit Diagonaleisen 0,68%. Die Balken waren im übrigen so dimensioniert, daß als Bruchursache nur die Zugfestigkeit des Eisens in Betracht kommen konnte. Die berechnete Beanspruchung für einfache Nutzlast beträgt 30,0 kg/cm² Druck im Beton, 992 kg/cm² Zug im Eisen für

die Balken mit Rundeisen, 31,8 bzw. 1191 kg/cm² für die Balken mit Diagonaleisen. Die bezüglichen Bruchlasten waren i. M. 13,5 bzw. 13,7 t, die zugehörigen Bruchspannungen im Eisen 3430 bzw. 4545 kg/cm². Beide Balkenformen waren also durchschnittlich gleichwertig.

An den Balken sind Durchbiegungsmessungen vorgenommen, die für die Gesamtdeformation kein klares Bild des Einflusses der verschiedenen Eisenmengen erkennen lassen. Die elastischen Durchbiegungen zeigen dagegen für die Balken mit Rundeisen entsprechend ihrem größeren Widerstandsmoment kleinere Werte. Die bleibenden Durchbiegungen sind dagegen, namentlich im Anfang der Belastung größer, was von Emperger auf die verschiedene Art der Befestigung der Eisen im Beton schiebt. Aus den elastischen Durchbiegungen bestimmt Berichtersteller auch den wahren Wert des Trägheitsmomentes der Eisenbetonbalken für die verschiedenen Laststufen (Vergl. seine Ausführungen in „Beton und Eisen“, 1916, S. 58 u. 96). Die Verschiedenheiten, die der Verlauf der aufgetragenen beiden Kurven zeigt, führt Verfasser auf dieselben Ursachen zurück, wie den Unterschied der bleibenden Durchbiegung. Er stellt dann mit den tatsächlichen Trägheitsmomenten noch die nach den österreichischen Vorschriften für 1000 und 1200 kg/cm² berechneten in Vergleich und kommt zu dem Schluß, daß für den Fall des hochwertigen Eisens 1200 kg/cm² eine den gewöhnlichen Anordnungen gleichwertige, zulässige Beanspruchung darstellt.

Genau verfolgt wurde ferner die Ribbildung an den Balken. Diese Untersuchung bestätigt die Ansicht, daß die

erhöhte Grundpreis der Diagonaleisen die wirtschaftlichen Vorteile dieses Eisens, die übrigens durch die Einfachheit der Verlegung verstärkt werden, nicht ganz aufheben.

Das ist der Gedankengang des Berichtes, der noch manche interessante Einzelheiten birgt. — Fr. E.

Vermischtes.

Zwillingsbogen-Brücke über die Rhone in Lyon. Seit der als Erbauer massiver Brücken rühmlichst bekannte französ. Ingenieur Séjourné bei der Brücke über das Tal der Pétrusse in Luxemburg (Vergl. Deutsch. Bauztg. Jahrg. 1902, S. 521 ff.) erstmalig den Gedanken verwertet hat, zur Ersparnis an Massen die Brücke in 2 voneinander in gewissem Abstand für sich gegründete Gewölberinge aufzulösen und den Zwischenraum dieser Tragkörper mit ebener Fahrbahnplatte zu überdecken, sind derartige Doppelbrücken mehrfach ausgeführt worden. Ein neueres, sich eng an die Luxemburger Brücke anschließendes Beispiel ist das der Walnut Lane-Brücke im Fairmount-Park in Philadelphia (Vergl. „Deutsch. Bztg.“ 1910, S. 25 ff.). Bei den späteren Ausführungen hat man mit mehr oder weniger Erfolg alle die Nachteile zu vermeiden gesucht, die in der einseitigen Belastung der Gewölberinge längs ihrer Innenseiten bestehen und bei der Pétrusse-Brücke zu Rissen in den Gewölben geführt haben. Ein nach dieser Richtung geschickt gelöstes Beispiel dieser Art zeigt eine neue Massivbrücke über die Rhone in Lyon, die anstelle einer alten Hängebrücke erbaut worden ist. Wir entnehmen über dieses Bauwerk der „Schweizer. Bztg.“ Bd. LXXII No. 14 vom 5. Okt. 1918 die nachstehenden Ausführungen und bei-

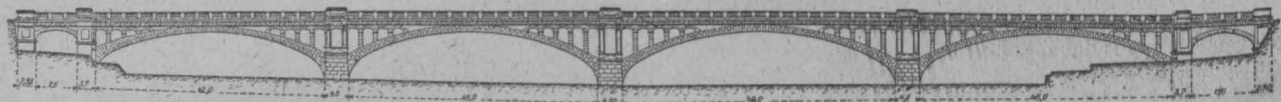


Abbildung 1. Gesamtansicht der neuen Rhonebrücke in Lyon. (Aus „Schweiz. Bauztg.“ 5. 10. 1918, S. 133.)

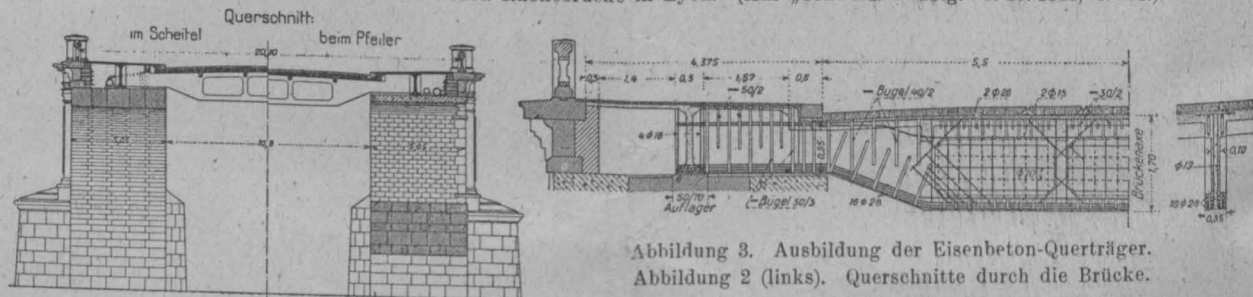


Abbildung 3. Ausbildung der Eisenbeton-Querträger.
Abbildung 2 (links). Querschnitte durch die Brücke.

Ribbildung durch die Qualität des Eisens nicht beeinflusst wird. Bei der Erhöhung der zulässigen Lasten darf man also nicht zu weit gehen, will man nicht die Ribbildung steigern. Die Ribbildung vollzieht sich dann aber später rascher bei den mit Rundeisen bewehrten Balken, was v. E. auf bessere Verbindung der Zug-eisen mit dem Druckgurt der Diagonaleisen zurückführt.

Berechnet man nach den deutschen und österreichischen (d. h. den zur Zeit der Berichterstattung gültigen) Vorschriften die Zugspannungen im Beton, so zeigt sich, nach der österreich. Vorschrift, daß die Balken knapp an der zulässigen Grenze stehen, daß die zulässige Spannung im Eisen von 1000 bzw. 1200 kg/cm² bei der deutschen Vorschrift eine Ueberschreitung der als zulässig erklärten Zugspannung von 24 kg um etwa 50% bedeutet. Um der Vorschrift zu entsprechen, müßte also die zulässige Eisenspannung auf unter 700 herabgemindert werden, wie das ja auch tatsächlich für Eisenbahnbrücken sowohl in Deutschland wie Oesterreich vorgeschrieben ist. Nach der österreich. Vorschrift ist jedoch eine Erhöhung der zulässigen Spannungen um 20% bei Qualitätseisen, d. h. 900 kg/cm², ohne Bedenken.

Tatsächlich sind aber auch unter dieser Last schon Risse aufgetreten, die auf Schwindspannungen infolge der 2 1/2 jährigen Luftlagerung zurückgeführt werden. Es scheint etwa 1/3 der Zugfestigkeit des Betons, die bei seinem hohen Alter an sich auch eine entsprechend hohe sein müßte, durch diese inneren Spannungen aufgezehrt zu sein. Da diese Erscheinung bei allen Balken gleichmäßig auftrat, wird sie auf den Zement zurückgeführt.

Die Rundeisenbalken sind bei einer rechnermäßigen Bruchspannung von 2900 kg/cm² gebrochen, was einer 2,9-fachen Sicherheit entspricht, bezogen auf 1000 kg/cm². Bei den Diagonaleisenbalken war die Bruchspannung 3663 kg/cm², das ergibt bezogen auf die zulässigen 1200 kg/cm² noch eine Sicherheit von 3,09. Das hochwertige Eisen berechtigt daher zur Erhöhung der Zugspannungen auf 1200 kg/cm². Der Eisenverbrauch war im vorliegenden Fall um 35% niedriger als beim Rundeisen, also wird auch der etwas

gegebenen Skizzen. (Nach „Génie civil“ vom 13. Ju—18.)

Die Brücke hat 4 Öffnungen von 49, 2 mal 45 und 42 cm Lichtweite. Talweg und Brückenscheitel liegen in der größten Öffnung. Beiderseits schließen sich über den Uferstraßen kleine Öffnungen von 7,5 bzw. 11 m Lichtweite an. Die beiden, je 5,05 m breiten Gewölberinge liegen in 10,8 m lichtigem Abstand. Die in Natursteinquadern hergestellten Gewölbe haben 1,25 m Scheitelstärke, 1,62 m Stärke im gefährlichsten Querschnitt des Hauptgewölbes und die Pressungen steigen bis über 40 kg/qcm, d. i. bis auf 1/4—1/3 der Würfelfestigkeit des Gesteins.

Die Fahrbahnplatte, die den Lichtraum zwischen den beiden Gewölberingen überdeckt, ist in Eisenbeton erstellt worden. Sie ist derart ausgebildet, daß ihre Querträger in 5,5 m Abstand in Pfeilermitte über den Entlastungsbogen gelagert und soweit verlängert sind, daß sie über der Achse der Gewölberinge ihr Auflager finden, also diese zentrisch belasten. Die Enden der Querträger sind durch 50 cm breite Längsträger mit einander verbunden, die ein kräftiges Auflager abgeben. Die Ausbildung der Einzelheiten der Eisenbeton-Konstruktion geht aus den Abbildungen hervor. Die Eisenbeton-Fahrbahn hat 3620 qm Fläche und enthält über 1200 cbm Beton. Verwendet sind dazu 270 t Eisen und Stahl, sowie 425 t Portlandzement. Die Kosten der während des Krieges erstellten Brücke haben 2,15 Mill. Frs. betragen, d. h. 9500 Frs. für 1 lfd m der Brücke und 470 Frs. für 1 qm Grundfläche. Damit bleibt nach den Angaben der Quelle das Bauwerk erheblich hinter den Kosten der vor dem Krieg erbauten, drei gleich breiten, mit eisernem Ueberbau erstellten Rhonebrücken in Lyon zurück. Entwurf und Ausführung leitete die Stadtbauverwaltung. —

Inhalt: Aquädukt über den Güterbahnhof Untertürkheim. — Abgekürzte Ermittlung der Nulllinie bei einfach bewehrten Massivdecken. — 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.

NO 3.

Getreidesilo der Walzmühle Mühl Dorf.

Architektur- und Bauausführung Gebr. Rank in München.
Maschinelle Einrichtung Mühlenbauanstalt und Maschinenfabrik vorm. Gebr. Seck in Dresden.
Von Dipl.-Ing. G. Escher in München. (Schluß aus No. 1.) Hierzu die Abbildungen Seite 19.



Diese Bauart der Zellen mit liegenden Gitterträgern (vergl. das Ausführungsbild Abbildung 10), welche der Firma Gebr. Rank durch Patente geschützt ist, war anderswo schon mit gutem Erfolg angewandt worden; man entschloß sich auch in Mühl Dorf dafür. Während man aber bei früheren Ausführungen sämtliche

Wände der Zellen in der beschriebenen Art aus Gitterträgern herstellte, beschränkte man sich hier darauf, die Längswände mit Lüftungsschächten auszuführen, während man die Querwände, wie sonst üblich, voll betonierte. In die Mitte dieser vollen Wände, deren Bewehrung einschließlich der Lüfter aus Abbildung 11 hervorgeht, stellte man dann je einen hölzernen Schacht für die Einführung der Luft, sodaß diese also von den Querwänden her eintritt, sich über den ganzen Querschnitt verteilt, und in die Längswände wieder austritt. Die vollen Querwände wurden hier zu wesentlichen Konstruktionsgliedern ausgebildet; sie haben, weil die Wände aus Gitterträgern nicht imstande sind, lotrechte Lasten zu tragen, das ganze Gewicht von Wänden und Getreide aufzunehmen und auf die Säulen bzw. Außenmauern zu übertragen.

Die Verhältnisse waren insofern etwas schwierig, als die Säulen nicht wie sonst meistens üblich unter jedem Kreuzungspunkt der Wände stehen; es sind vielmehr nur

zwei Reihen Säulen vorhanden unter den inneren Wänden der äußeren Zellenreihen, während die Wand in der Mitte keine unmittelbare Unterstützung durch Säulen hat. Hier dienen also die vollen Querwände als hauptsächliche Träger. Selbstverständlich werden auch die untersten voll ausgebildeten Teile der Wände mit Lüftungsschächten soviel als möglich zur Uebertragung der Lasten herangezogen. Besonders bei den über den Säulen liegenden Längswänden war eine solche Ausbildung möglich, dort bilden sie gleichzeitig die Trennungswände in den Auslauftrichtern und ziehen sich an den Säulen weit herunter. Die wiedergegebene Konstruk-

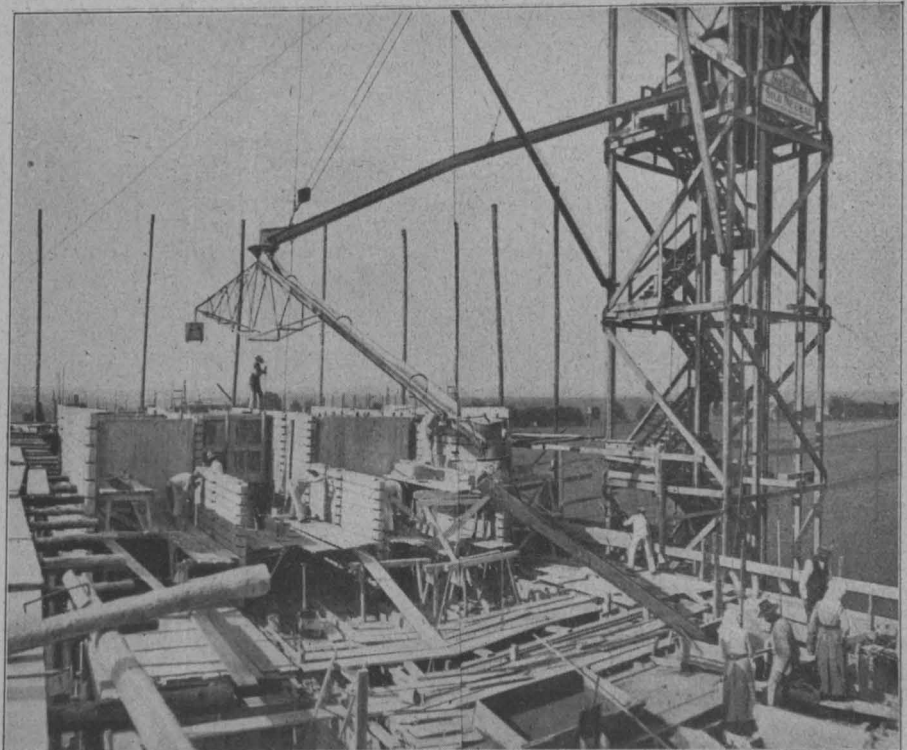


Abbildung 12. Betonieren der Wände nach dem Gußverfahren.

tionszeichnung (Abbild. 9 in No. 1) zeigt, wie die Wände hier zur Uebertragung der Lasten herangezogen wurden.

Ueber den Wänden werden die Luftschächte in liegenden Kanälen gesammelt, deren 5 vorhanden sind. Sie laufen im hinteren Teil des Dachgeschosses zusammen.

Die zum Einpressen in die Zellen bestimmte Luft wird in einem Raum des Kellers gekühlt und getrocknet und durch einen im Erdgeschoß stehenden Ventilator eingeführt. Soweit an der Außenseite des Gebäudes volle Wände liegen, wurden sie durch die bei früherer Gelegenheit beschriebene Schicht von porösen Lochsteinen geschützt.

Wo Wände aus Gitterträgern an der Außenseite liegen, war eine solche Schutzschicht nicht erforderlich, da die vielen Hohlräume an sich schon einen guten Wärmeschutz bilden. Es hat sich überhaupt als großer Vorteil dieser aus Gitterträgern aufgebauten Wände gezeigt, daß sie die Temperatur des im Winter eingelagerten Getreides außergewöhnlich lang niedrig halten.

Bei Ausgestaltung des Äußeren des Gebäudes war man bestrebt, bei aller Einfachheit eine gute Wirkung zu erzielen, was hauptsächlich durch geschickte Verteilung der Massen und einfache ruhige Linien erreicht wurde. Das weit herunter gezogene Dach, ferner der Treppenturm an der Nordseite geben dem Bild ein eigenartiges Gepräge. Die Fassade enthält kaum etwas, was nicht durch die Konstruktion bedingt gewesen wäre, nur an der Nordseite des Turmes ist als Zier das Mühldorfer Wappen — ein Mühlrad — angebracht (vergl. Abb. 3 in No. 1).

Mit dem Bau wurde im Herbst 1916 begonnen, im September 1917 war er fertig gestellt und konnte dann gleich zur Unterbringung der neuen Ernte benutzt werden. Er hat sich bestens bewährt und man ist namentlich mit der Ausführung der Zellen sehr zufrieden. Dem Direktor der Mühle, Hrn. Weinmayer, gebührt besonderer Dank dafür, daß er an der Durcharbeitung so lebhaften Anteil nahm und durch praktische Ratschläge die Ausführung mancher Neuerung unterstützte.

Der Mühldorfer Silo dürfte ein neuer Beweis dafür sein, daß sich der Eisenbeton zur Lagerung von Getreide sehr wohl eignet. Der neue Bau dürfte ferner ergeben, daß die Lagerung im Silo nach Rank-scher Bauart ebenso sicher ist, wie auf wagrechten Lagerböden, während die besonderen Vorzüge des Silos gegenüber dem Schüttboden doch in vollem Maß ausgenutzt werden können.

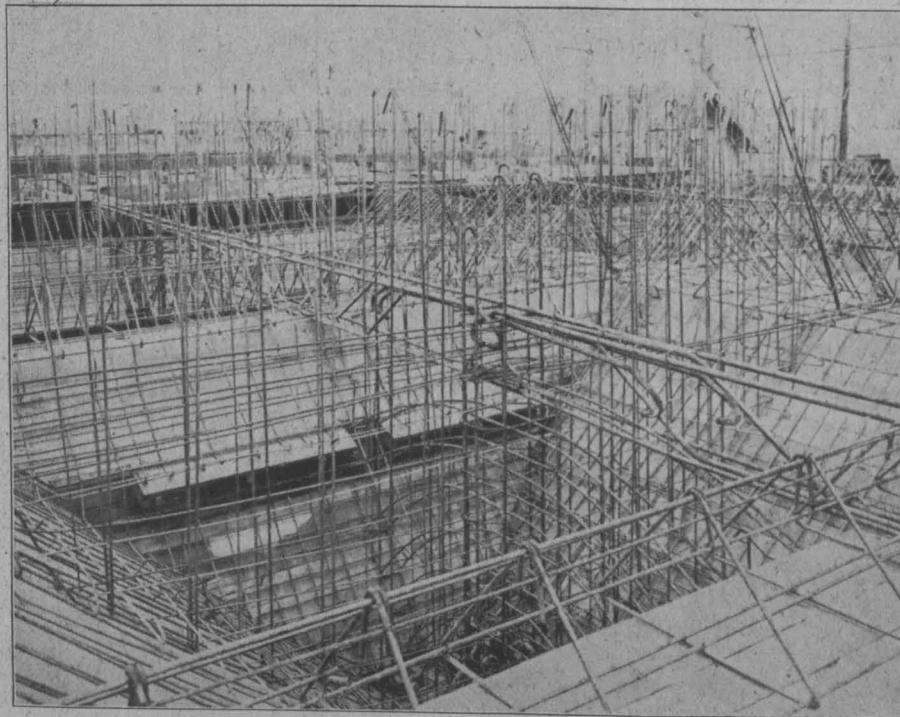


Abbildung 11. Bewehrung der Trichter- und der vollen Wände.

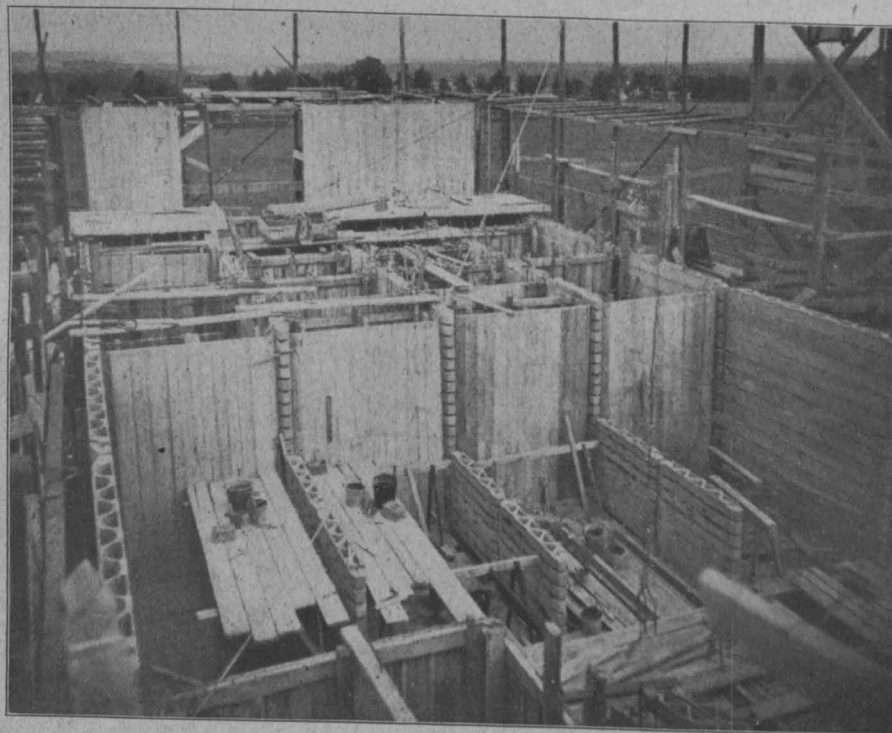


Abbildung 10. Aufbau der Silozellenwände mit Gitterträgern.

men, gehen dann in Schlotte über, die sich in einem Entlüftungsaufsatz vereinigen.

ren Vorzüge des Silos gegenüber dem Schüttboden doch in vollem Maß ausgenutzt werden können.

Aquädukt über den Güterbahnhof Untertürkheim.

Von Dr.-Ing. A. Jackson, Oberingenieur der Firma Karl Kübler, Unternehmung für Hoch-, Tief- und Eisenbetonbau in Stuttgart-Göppingen. (Schluß.)

Bei Aufnahme der Bauarbeiten galt es zuerst, die Fundamente der Pfeiler hoch zu treiben und alsdann die Gerüste für die Brücke anzulegen. Die Grabarbeit für diese Gründungen, die bis zu 10 m Tiefe ab Planumhöhe reichen, wurde im Schachtbetrieb vorgenommen und die einzelnen Fundamente,

die zwischen den Durchgangsgleisen liegen, wurden in den Zugpausen schichtenweise betoniert. Diese Ausführungsart war vor allem für die Pfeiler 2—4 (vergl. Abbildung 1, No. 2) maßgebend.

Als Baugrund in etwa 10 m Tiefe wurden durchgehende Kiesschichten, die wohl vom früheren Flußbett des Neckars herrühren, gefunden. Die Bodenpres-

Material hätte erfolgen können, verursachte beim Betonieren einen doppelt so großen Arbeitsaufwand. Der Beton selbst war im Mischungsverhältnis 1:4 gemischt und dünnflüssig wegen der engen Aufeinanderlagerung der Eisen hergestellt worden. Die Konsolen, die zur Auflagerung der Querbalken des Gehwegbelages dienen, wurden ebenfalls sofort mit eingeschalt und hergestellt.

Der Arbeitsfortschritt beim Betonieren erfolgte von Ortpfeiler Bahnstraße gegen Pfeiler 5. Nach Herstellung dieses Hauptteiles wurde der östliche Teil einschließlich dem Ortpfeiler an der Cannstatter-Straße hochgeführt und die Trägerkonstruktion betoniert. Das gesamte Bauwerk wurde nach der festgesetzten Abbindezeit von etwa 5—6 Wochen ausgeschalt und beim Ablassen des Gerüsts wurden die Durchbiegungen mittels Griot'schen Durchbiegungsapparaten nachgemessen. Die theoretisch berechneten Durchbiegungen infolge der Auflast aus dem Eigengewicht der Decke zeigten mit den Messungen eine gute Uebereinstimmung. An den Pfeilern wurden durch Aufbringen der großen Lasten Setzungen nicht wahrgenommen.

Nach dem Ausrüsten des gesamten Bauwerkes wurden die Leitungen in dem Kasten verlegt und nach Fertigstellung auf den größten zulässigen Druck geprüft. Auch bei dieser Belastungsprobe wurden die Kontrollapparate angeschlossen, die gute Ergebnisse zeigten. Die wagrechte Seitenkraft des Rohdruckes

Vermischtes.

Auszeichnungen an Fachleute des Betonbaues. Der Privatdozent für Eisenbetonbau für Hoch- und Tiefbau an der Techn. Hochschule zu Darmstadt Dr.-Ing. Kleinlogel, ein angesehener Fachmann und Schriftsteller auf dem genannten Gebiet, von dem wir in unseren Mitteilungen auch wiederholt Ausführungen veröffentlicht haben, hat den Charakter als Professor erhalten —

Die Clapeyron'sche Gleichung als Grundlage der Rahmenvberechnung. In No. 19, 20 und 22 der „Mitteilungen“, Jahrgang 1918, veröffentlicht Dipl.-Ing. Georg Ehlers eine Abhandlung unter dem Titel „Die Clapeyron'sche Gleichung als Grundlage der Rahmenvberechnung“. Ich bemerke hierzu Folgendes: Das vom Dipl.-Ing. Ehlers angegebene Verfahren habe ich bereits in weit allgemeinerer Form in den Zeitschriften „Der Eisenbau“ 1917, Heft 3 und „Zeitschrift für Betonbau“ 1916, Heft 12 veröffentlicht und dort auch die Anwendung desselben auf Systeme mit gekrümmten Stäben dargelegt. Der wesentliche Grundgedanke des Verfahrens erscheint aber bereits in meiner Abhandlung „Die Theorie der nachgiebigen Systeme“ in „Der Eisenbau“ 1916, Heft 7 und 8 niedergelegt. Die Methode des Viermomentensatzes habe ich inzwischen zu einer geschlossenen Theorie ausgebaut und auch auf Systeme mit beliebig geformten und im Querschnitt beliebig veränderlichen Stäben ausgedehnt und in dem im Verlag Julius Springer, Berlin im Frühjahr 1918 erschienenen Buch „Die Berechnung der statisch unbestimmten Systeme nach der Methode des Viermomentensatzes“ veröffentlicht. —

Dr.-Ing. F. Bleich.

Nachschrift der Redaktion. Herr Dipl.-Ing. H. Ehlers erklärt, daß er sich bezüglich obiger Ausführungen leider zunächst auf die Versicherung beschränken müsse, daß ihm die darin erwähnten Veröffentlichungen vollkommen unbekannt geblieben seien, daß er sich aber eine Aeußerung nach Nachprüfung vorbehalte.

Das von Hrn. Dr.-Ing. Bleich erwähnte Werk haben wir in No. 1 der „Mitteilungen“ jetzt eingehend besprochen. —

Dünne Betondächer auf Eisenkonstruktion. Ich hoffe, bald Gelegenheit zu finden, an anderer Stelle auf die Berechnung von Schwindspannungen bei Betondächern näher eingehen zu können. — Hr. Dr. Müller hat für die Zwecke seiner Berechnung die Behauptung aufgestellt, daß die vom Beton des Daches umschlossenen eisernen Pfetten wegen ihres Rostanstriches mit dem Beton keinen Verbund eingegangen wären! Aber selbst unter Zuhilfenahme einer derartigen Annahme ist die von Dr. Müller berechnete Schwindspannung immer noch größer, als das, was der Bimsbeton des Daches mitmachen konnte, ohne zu reißen. Und dabei darf man nicht vergessen, daß es ja nicht die Schwindspannungen allein waren, welche dort wirksam gewesen sind.

Die leider versäumte Notwendigkeit der Anordnung von Bewegungsfugen in der Dachfläche ist auch von Dr.

auf Höhe des Gehwegbelages verursachte an dem Ortpfeiler an der Bahnstraße eine seitliche Ausbiegung, die mittels der Apparate gemessen werden konnte.

Die Eindeckung des Rohrkastens und Bearbeitung der Abdeckung, Treppenstufen und sonstigen Ansichtsflächen bildeten den Beschluß der Arbeit.

Während der Bauperiode waren an der Brücke noch verschiedene interessante Wahrnehmungen gemacht worden. So vor allem zeigte sich, daß im ersten Sommer die Rollenlager der Eisenkonstruktion gut arbeiteten, während sich die Rollenlager der Eisenbetonkonstruktion nicht verschoben, oder daß wenigstens ihre Verschiebungen mit Kontrollapparaten nicht meßbar waren. Der Grund hierfür dürfte lediglich darin zu suchen sein, daß bei der vorhandenen Bestrahlungsfläche der Eisenkonstruktion geringe Massen zu erwärmen sind, bei der Eisenbetonkonstruktion dagegen größere Massen, die zur Erwärmung einen großen Arbeitsaufwand gebrauchen. Außerdem werden bei der Eisenbetonkonstruktion infolge der großen Eigengewichte die auf das Rollenlager anfallenden Lasten weit größere und erzeugen hierdurch einen größeren Reibungsdruck.

Bei der Eisenbetonkonstruktion dürfte es meines Erachtens daher wohl das Richtige sein, von solchen Rollenlagern bei Brückenkonstruktionen abzusehen und anstelle derselben die im Eisenbetonbau bekannten Wälzgelenke anzuordnen. —

Müller anerkannt und das ist für die Praxis zunächst die Hauptsache. Man könnte sonst andererseits an dem Sinne und an der Berechtigung unserer neuen Vorschriften, sowie an der ganzen fortschrittlichen Erkenntnis der letzten Jahre irre werden.

Prof. Dr.-Ing. Kleinlogel

Nachschrift der Redaktion. Wir haben Hrn. Prof. Dr. Kleinlogel als dem zuerst persönlich in die Debatte Gezogenen diese letzten Schlußworte auf seinen dringenden Wunsch noch gewährt. —

Literatur.

Der Eiskellerbau. Von J. Schlesinger, Kreiskommunalbaumeister. 3. vollst. neu bearbeitete Auflage von Geh. Brt. C. Wilcke. Kl. 8°, 91 S. Text mit 163 Textabb. Berlin 1918. Verlag Wilh. Ernst & Sohn. Pr. kart. 4,80 M. —

Das kleine, für den Praktiker bestimmte Werkchen wendet sich in erster Linie an den Baugewerksmeister und kleineren Unternehmer. Nach einigen kurzen Bemerkungen über Eis und Kältemischungen werden zunächst die allgemeinen Gesichtspunkte, die bei Lagerung des Eises, bei Anlage und Ausführung von Eiskellern zu beachten sind, vorangestellt und dann wird eingehend an der Hand von bewährten, ausgeführten Beispielen die Durchbildung im Einzelnen besprochen. Statische Nachweise, Angabe über Baustoffverbrauch und Kosten sind dabei vielfach hinzugefügt, sodaß damit ein wertvoller Anhalt für eine zweckmäßige und preiswerte Ausgestaltung einer Eiskelleranlage im gegebenen Fall gewonnen werden kann. Bei der konstruktiven Besprechung werden die früher sehr gebräuchlichen, aber kostspieligen und dabei nicht einmal zweckmäßigen in die Erde tief eingebauten Eiskeller nur kurz gestreift, darauf die Eismieten — mit schlechten Wärmeleitern überdeckte Eisstapel — die u. Umst. ihren Zweck gut erfüllen können und schließlich die eigentlichen Eiskeller behandelt. Holz kann für diese, namentlich für kleinere gewerbliche Betriebe, Anlagen auf Gütern und Gehöften, eine billige und doch zweckentsprechende Konstruktion bieten, Mauerwerk ist für größere Daueranlagen aber wohl vorzuziehen und in neuerer Zeit hat der Beton- und Eisenbetonbau auch auf diesem Gebiet seinen siegreichen Einzug gehalten. Der Verfasser erkennt die Vorzüge dieser Bauweise auch für den Eiskellerbau in vollem Maße an und gibt zahlreiche Beispiele für Ausführungen dieser Art. Mitteilungen über größere Ausführungen in Verbindung mit Lager- und Kühlräumen, Angaben über Kühlanlagen, Firmen die solche liefern, über einschlägige Literatur usw. beschließen das kleine Werkchen, das recht brauchbar erscheint. —

Fr. E.

Inhalt: Getreidesilo der Walzmühle Mühlhof. (Schluß.) — Aquädukt über den Güterbahnhof Untertürkheim. (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

N^o 4.

Ofenhalle aus Eisenbeton.

Von Dipl.-Ing. A. Lippacher, in Firma Heinrich Butzer, Tief- und Betonbau in Dortmund.
Hierzu die Abbildungen S. 24 und 25.

Der in den Kriegsjahren außerordentlich gesteigerte Bedarf an Rohstoffen aller Art, sowie an Erzeugnissen unserer Industrie, vor allem der chemischen, macht eine wesentliche Vergrößerung und Erweiterung unserer industriellen Anlagen notwendig. Dieser Tatsache verdankt auch eine Reihe von Bauwerken ihre Entstehung, die von der Firma „Heinrich Butzer, Tiefbau, Betonbau, Dortmund“ für die „Gesellschaft für Teerverwertung m. b. H., Duisburg-Meiderich“, Werk Rauxel i. W. ausgeführt wurden.

Die Besprechung der Gesamtanlage mit ihren mannigfachen und bemerkenswerten Einzelheiten sei einer späteren Veröffentlichung vorbehalten. Die vorliegende Abhandlung soll nur die Ofenhalle vor Augen führen, einen Bau, der wohl geeignet sein dürfte zu zeigen, daß die Eisenbetonbauweise auf dem Gebiet des Industrie-Baues und besonders auch auf dem des Hallenbaues volles Bürgerrecht erworben hat.

Die Ofenhalle dient zur Erzeugung von Elektroden und Anoden zur Gewinnung von Aluminium, Calciumcarbid, Kalkstickstoff, Ferrosilicium, Elektrostaht usw.

Abbildung 1, S. 25 zeigt die Gesamtansicht des Gebäudes. Die architektonische Ausbildung steht im Einklang mit den übrigen Bauwerken der Anlage und zeigt schlichte, aber doch günstig wirkende Formen. Betritt man das Innere (Abbildung 2), so wird der mächtige Eindruck noch verstärkt und zwar besonders durch den Umstand, daß man — infolge des Fehlens von Zwischen- oder Querwänden — zugleich beide durch reichliche Fenster hell erleuchtete Hallenräume frei übersehen kann.

Beachtenswert sind die äußeren Abmessungen der Doppelhalle, deren Gesamtanordnung aus dem Längs- und Querschnitt Abbild. 3 und 4, S. 24 hervorgeht. Sie ist 90 m lang, 50 m breit und 25 m hoch (von Fundament bis First). Die gemauerten Ofen ruhen auf Eisenbetonplatten, die ohne feste Verbindung mit dem Gebäude geblieben sind, wodurch unabhängiges, freies Setzen, sowohl der ersteren, als auch des letzteren ermöglicht ist. Bis in Höhe der Ofenoberkante sind ringsherum die Umfassungswände, sowie die Trennungswände aus Stampfbeton hergestellt. Bei den Außenwänden war auf die spätere Auffüllung des Geländes, sowie auf die Wirkung des Horizontalschubes der Hallenbinder Rücksicht zu nehmen. Der Baugrund ist sehr schlecht und darf nur gering beansprucht werden.

In Berücksichtigung der Temperaturänderungen ist das ganze Gebäude durch 2 Dehnungsfugen in 3 vollständig getrennte Teile von je rd. 30 m Länge geschieden. Mit Ausnahme der beiden letzten Felder am Ostende beträgt die

Binderentfernung 6 m. Die Dachlast wird durch Pfetten auf die Binder übertragen.

Die Form der Binder, deren Bewehrung Abbildung 5 zeigt, war bestimmt durch das Kranprofil, sowie durch die Dachneigung, die für sämtliche Gebäude der Anlage dieselbe bleiben sollte. Trotz dieser einschränkenden Bedingungen befriedigt die Binderform das ästhetische Gefühl, wie auch die statischen Erfordernisse. Die Rahmenbinder tragen oben noch kleine Oberlichtbinder, die als Zweigelenrahmen berechnet und ausgebildet sind.

Die beiden Längskrane dienen der Zufuhr der Elektroden und Anoden zu den Öfen, der Querkran zum Abtransport.

Der Hallenbinder besteht aus einem durchlaufenden Rahmenzug mit 3 Fußgelenken. Wegen vollständiger Symmetrie treten nur 2 statisch unbekannte Größen auf, nämlich der Horizontalschub X_1 und der senkrechte Auflagerdruck X_2 der Außenstützen.

Die Ermittlung dieser Unbekannten erfolgte hier mit Hilfe des Satzes vom Minimum der Deformationsarbeit und zwar allgemein für gleichmäßig verteilte Last. Die rein algebraischen Zwischenrechnungen seien wegen Platzmangels weggelassen.

A. Lotrechte Lasten. (Abbildung 6.)

$$n = \operatorname{tg} \alpha; c = \operatorname{sec} \alpha; \frac{J_R}{J_{St}} = 1.$$

Stab I. $M = -X_1 \cdot y$; a) $\frac{dM}{dX_1} = -y$; b) $\frac{dM}{dX_2} = 0.$

Stab II. $M = -X_1(h + nx) - \frac{gx^2}{2} + X_2 \cdot x$;
a) $\frac{dM}{dX_1} = -(h + nx)$; b) $\frac{dM}{dX_2} = x.$

Stab III. $M = -X_1(h + nx) + X_2(l - x) - g \cdot \frac{(l-x)^2}{2}$;
a) $\frac{dM}{dX_1} = -(h + nx)$;
b) $\frac{dM}{dX_2} = l - x.$

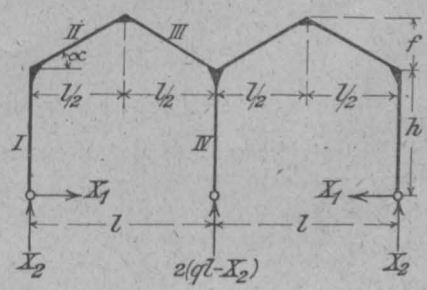


Abbildung 6.

zweckmäßig, Bauwerksteile aus Beton durch Aufbringen neuer Betonmassen biegungsicher zu verstärken.

Wenn nun auch das Vorhandensein von Fugen in einem mit Unterbrechung hergestellten Beton öfter festgestellt wurde, so sollte diese Beobachtung dennoch nicht verallgemeinert werden. Denn die Ursache dieser Fugenbildung

obachten, der Zementbrei ist garnicht oder zu dünn aufgetragen worden. Die Unterlassung einer oder mehrerer dieser Maßnahmen wird sich bei Fugenbildung stets nachweisen lassen.

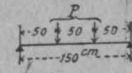
Es bleibt jedoch trotzdem auch bei Vermeidung von Fugenbildung die Frage zu klären, ob ein nachträglich

Tabelle A (Druckzone zuerst hergestellt).

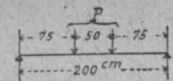
| Ausbildung des Querschnittes | Mischungsverhältnis: | Ausbildung der Fuge: | Alter des Betons der Druckzone beim Aufbringen der Zugzone: | Alter der Versuchskörper bei der Belastungsprobe: | Bruchbelastung P: kg. | Biegedruckfestigkeit des Betons σ_b : kg/qcm | Beschaffenheit der Baustoffe | | |
|------------------------------|-------------------------------|---|---|---|-----------------------|---|------------------------------|---------------------------------|--------------------------------------|
| | | | | | | | Zement | Kies | Betonfeuchtigkeit |
| | 1 R. T. Zement + 8 R. T. Kies | ohne Fuge | in einem Stück betoniert | 28 Tage | 1668 | 70 | Normenfestigkeit | Oderkies 30% Kiesel über 2,5 mm | erdfeucht 7% des trockenen Gemisches |
| | | | | | 2028 | 85 | | | |
| | | Die aufgeraute Fläche der Druckzone wurde mit Zementbrei eingeschlämmt. | 7 Tage | 28 + 7 = 35 Tage | 1728 | 72 | " | " | " |
| | | | | | 1640 | 69 | " | " | " |
| | | 2cm breite und tiefe Nuten; mit Zement eingeschlämmt. | 7 Tage | " | 1761 | 74 | " | " | " |
| | | | | | 1968 | 82 | " | " | " |
| | 1 R. T. Zement + 5 R. T. Kies | wie unter Nr. 3 und 4 | 8 Tage | 28 + 8 = 36 Tage | 4060 | 170 | " | " | 9% des trockenen Gemisches 7% |
| | | | | | 2340 | 98 | " | " | |
| | | wie unter Nr. 5 und 6 mit Nuten. | 8 Tage | 28 + 8 = 36 Tage | 1480 | 62 | " | " | 7% |
| | | | | | 1966 | 84 | " | " | 7% |

Tabelle B.

| | | | | | | | |
|--|-------------------------------|--|---------|-------------------|------|-----|---|
| | 1 R. T. Zement + 5 R. T. Kies | Die aufgeraute Fläche der Druckzone wurde mit Zementbrei eingeschlämmt. (wie unter Nr. 3 und 4). | 30 Tage | 30 + 28 = 58 Tage | 3782 | 152 | Zement und Kies s. Tabelle A Betonfeuchtigkeit 9% |
| | | | | | 3819 | 144 | " |
| | | wie unter Nr. 3 und 4 | 60 Tage | 60 + 28 = 88 Tage | 3851 | 143 | " |
| | | | | | 3811 | 147 | " |
| | Druckzone 1 + 10 Kies | | | | 420 | 112 | |
| | Zugzone 1 + 4 Kies | | 7 Tage | 7 + 28 = 35 Tage | 420 | 112 | |
| | Druckzone 1 + 12 Kies | | 7 Tage | 7 + 28 = 35 Tage | 420 | 107 | |
| | Zugzone 1 + 4 Kies | | | | 460 | 117 | |



Anordnung der Belastung bei dem Versuchsbalken der Tabelle A und B, Versuch 11-14.



Anordnung der Belastung bei dem Versuchsbalken der Tabelle B, Versuch 15-18, und C.

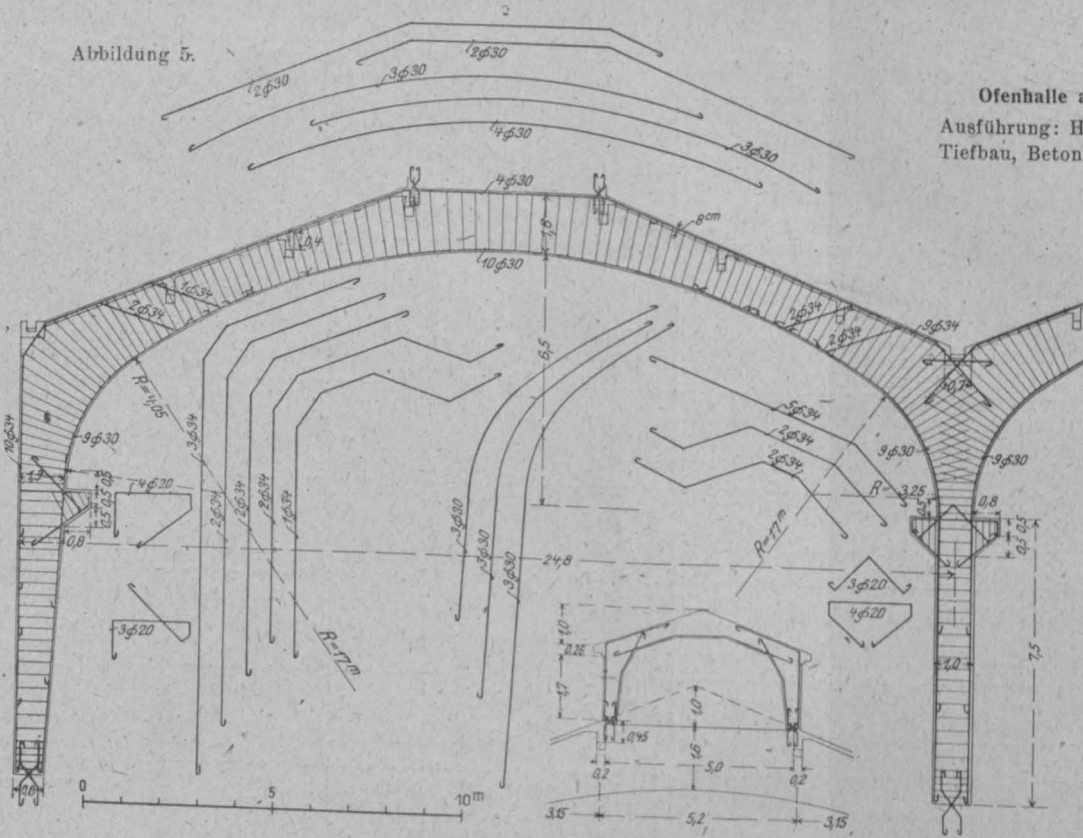
Tabelle C (Zugzone zuerst hergestellt).

| Ausbildung des Querschnittes: | Mischungsverhältnis: | Ausbildung der Fuge: | Alter des Betons der Zugzone beim Aufbringen der Druckzone: | Alter der Versuchskörper bei der Belastungsprobe: | Bruchbelastung: kg | Biegedruckfestigkeit des Betons $\sigma_b =$ kg/qcm | Beschaffenheit der Baustoffe: |
|-------------------------------|--|---|---|---|---------------------|---|--|
| | Zugzone 1 + 4 | Die fast glatte Fläche der Zugzone wurde mit Zementbrei eingeschlämmt | 356 Tage | 356 + 28 = 384 Tage | 3244 | 268 | s. Tabelle A. |
| | Druckzone 1 + 4 | | | 2844 | 254 | | |
| | 1 : 4 | ohne Fuge | in einem Stück betoniert | 28 Tage | 574 | 164 | " |
| | Zugzone 1 + 4 | Die glattgestrichene Fläche der erhärteten Zugzone wurde mit Zementbrei eingeschlämmt | 8 Tage | 8 + 76 = 84 Tage | 634 | 176 | " |
| | Druckzone 1 + 4 | | | 217 Tage | 217 + 77 = 294 Tage | 2132 | |
| | Zugzone aus Hohldeckensteinen n = 25 gesetzt | Die glattgestrichene Fläche der erhärteten Zugzone wurde mit Zementbrei eingeschlämmt | | | 2236 | 83 | s. Tabelle A. Sandmörtel 1 : 3 mit 14% Feuchtigkeitsgeh. |

wird, sofern es sich um einen im Trockenen hergestellten Beton handelt, stets auf eine Nachlässigkeit oder Unterlassung bei der Herstellung zurückgeführt werden können. Entweder der erhärtete Beton ist nicht lange und kräftig genug angehäßt oder nicht aufgeraut und mit Stahlbesen gereinigt worden, oder aber, und dies ist als die wichtigste Vorsichtsmaßregel gegen spätere Fugenbildung zu be-

aufgebrachter Beton in Verbindung mit dem bereits erhärteten Beton Biegunsspannungen aufzunehmen vermag, oder mit anderen Worten, ob eine auf diese Weise nachträglich verstärkte Eisenbetonkonstruktion annähernd die gleiche Sicherheit hinsichtlich der Tragfähigkeit bietet wie ein in einem Stück hergestellter Bauwerksteil aus Beton. Die in den Tabellen A-C aufgeführten Versuche an Bal-

Abbildung 5.



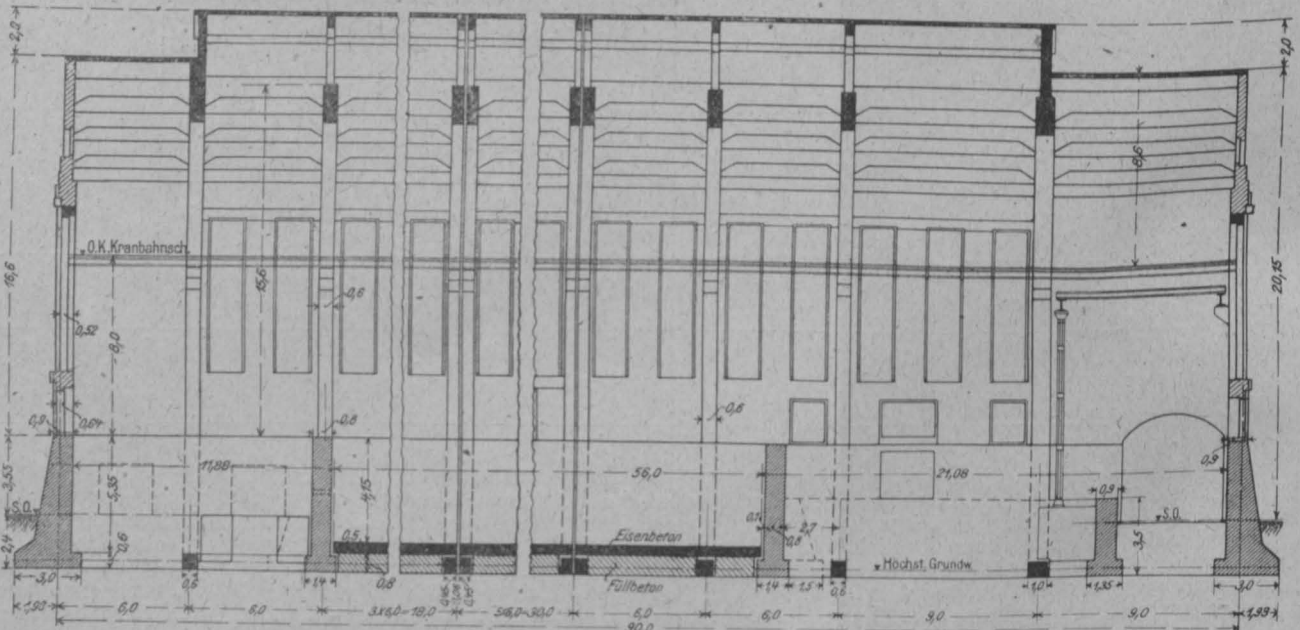
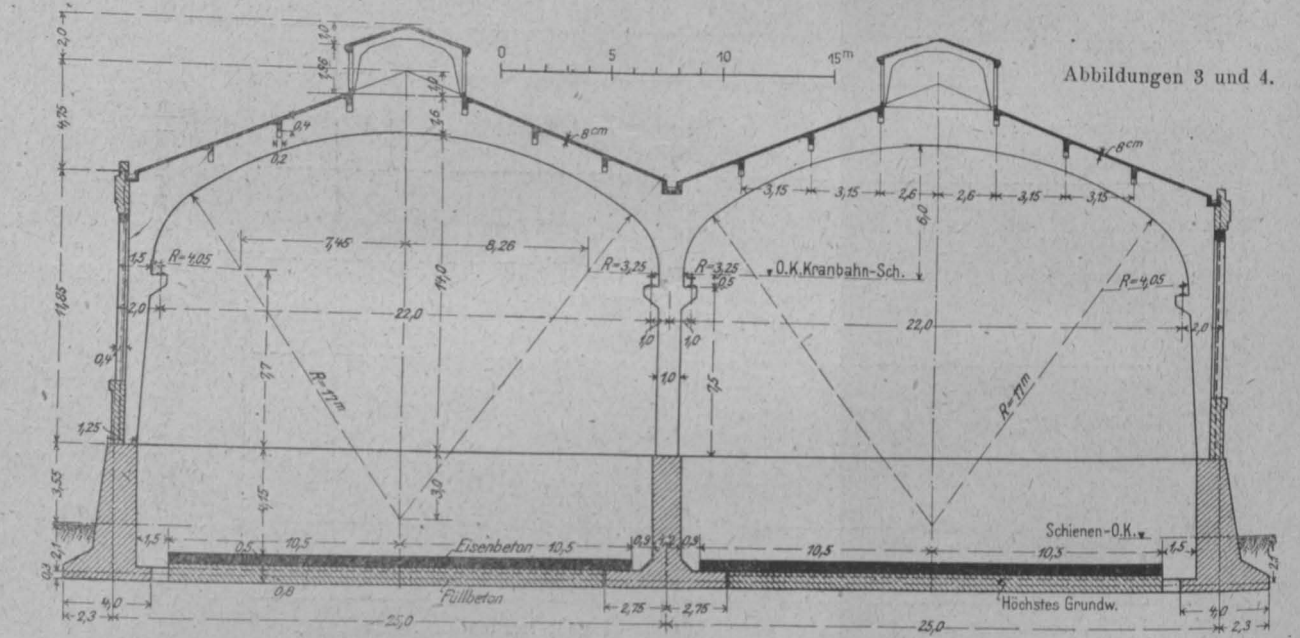
Ofenhalle aus Eisenbeton.
Ausführung: Heinrich Butzer,
Tiefbau, Betonbau in Dortmund.

Abbildung 5.
Bewehrungsplan
der Hallenbinder.

Abbildung 3
(Mitte).
Querschnitt durch
die Ofenhalle.

Abbildung 4
(unten).
Längsschnitt
durch die Ofen-
halle.

Abbildungen 3 und 4.



ken aus Eisenbeton sind aus Anlaß des Baues der Erweiterungstrecken der Berliner Untergrundbahn nach dem Westen durchgeführt worden. Die Linienführung der neuen Strecken ergab die Notwendigkeit an den bereits vorhandenen Stammtunnel die Bauwerksteile des neuen Tunnels anzufügen.

Die Einzelheiten der Ergebnisse gehen aus den Tabellen hervor. Bei den Versuchskörpern der Tabellen A und B wurden auf den bereits erhärteten Beton der Druck-

ken zwecks besserer Sichtbarmachung der Fugen und des Bruches mit Kalkmilch gestrichen. Wie aus den Abbildungen ersichtlich ist, wurden die Fugen teils in normaler Stampfoberfläche, teils mit Nuten ausgebildet. Die Oberflächen des erhärteten Teiles der Balken wurden bei allen Versuchen vor dem Aufbringen des Zementbreies einige Minuten mit Wasser angeätzt. Der in Abbildung 3 dargestellte Balken besteht in der Zugzone aus Eisenbeton, wäh-

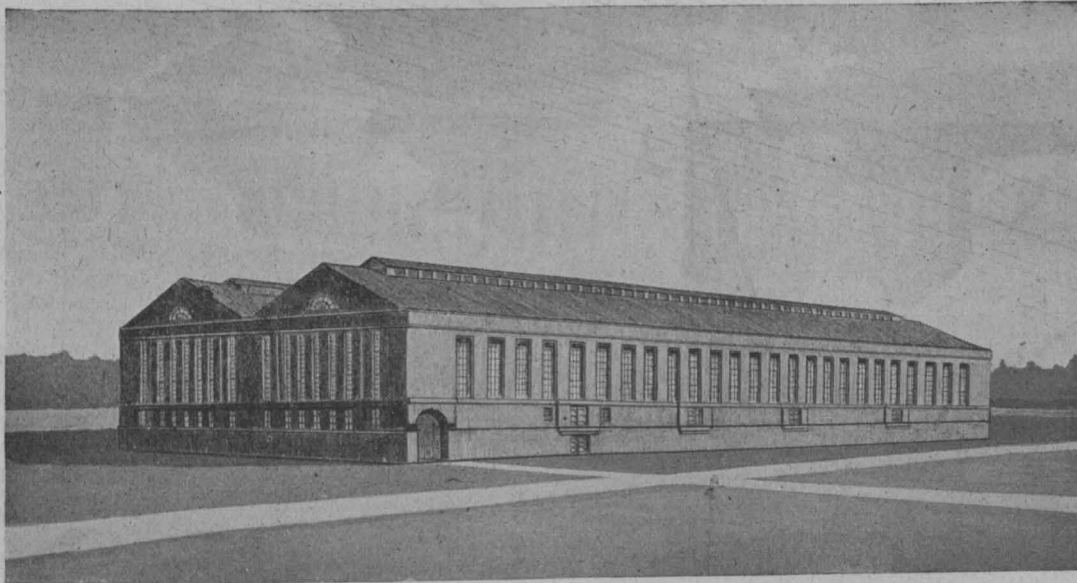


Abbildung 1. Außere Gesamtansicht des Hallenbaues.



Abbildung 2. Blick in die Halle.

Offenhalle aus Eisenbeton auf Werk Rauxel i. W., der Gesellschaft für Teerverwertung G. m. b. H. in Duisburg-Meiderich.

zone der Beton und die Eiseneinlagen der Zugzone aufgebracht. Bei den Versuchsbalken der Tabelle C ging die Herstellung in umgekehrter Reihenfolge vor sich; bei diesen wurde zuerst der Beton für die Zugzone einschließlich der Eisenbewehrung hergestellt und nach dessen Erhärtung der Druckquerschnitt des Balkens aufbetoniert.

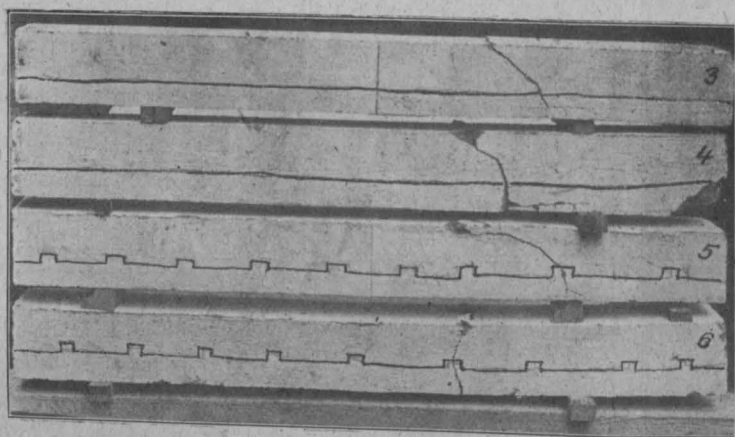
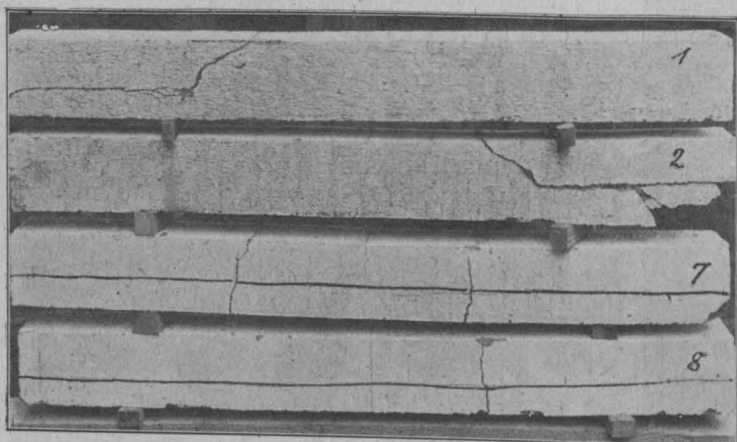
Die in den Abbildungen 1 und 2, S. 26 hergestellten Balken sind in den Abmessungen von ungefähr 17 cm Breite, 16,5 cm Höhe und 1,7 m Länge zwischen C-Eisenformen eingestampft. Nach dem Ausschalen wurden die Versuchsbal-

rend die Druckzone mit Hohldeckensteinen in Zementmörtel aufgemauert ist.

Die Eisenbewehrung bestand bei sämtlichen Versuchsbalken nur in einer Längsbewehrung ohne jede Verwendung von Querbügeln, damit die Schubkräfte unmittelbar auf die Fuge des Balkens zur Wirkung kommen mußten. Dadurch verminderte sich allerdings die Tragfähigkeit der Balken und somit auch die Biegedruckspannung des Betons. Bei der Anordnung und dem Zweck der Versuche kam es jedoch nicht auf die Höhe der Bruchbelastung, son-

dem lediglich auf die Art des Bruches der Versuchsbalken an. Zur Belastung diente ein aus I-Eisen gefertigter Hebel-

arm (siehe Abbildung 3), der an dem einen Ende eine Wiegeschale trug und an dem anderen Ende drehbar an einem Zapfen verankert war. Der Hebel drückte mittels Kugelgelenk auf einen eisernen Bock, der die Last in Form von zwei in 50 cm Abstand wirkenden Einzellasten auf den Balken übertrug. An beiden Enden war der Balken während der Belastung auf zwei Rollen aus Rund-eisen gelagert.



Abbildungen 1 und 2. Bruchbilder der Versuchsbalken.

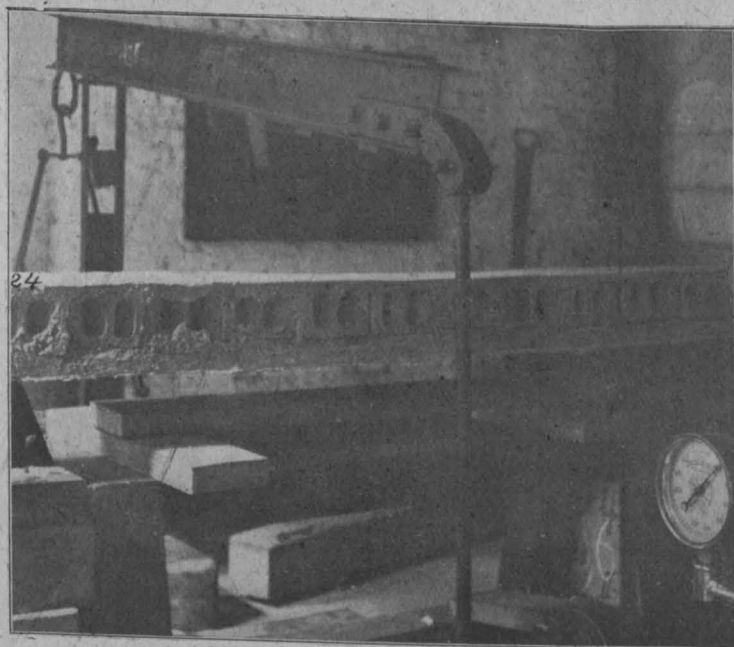


Abbildung 3. Versuchsanordnung.

Hinsichtlich der Ausbildung und Behandlung der Fugen wäre noch zu bemerken, daß der Feuchtigkeitsgehalt des Zementbreies ein gutes Auseinanderfließen desselben noch zuließ. Die Stärke des aufgetragenen Breies kann mit 5 mm im Augenblick des Anstriches angenommen werden. Die in Tabelle A unter No. 1-6 aufgeführten Versuchsbalken sind in einer für Eisenbeton ungewöhnlich mageren Betonmischung und mit schwacher Eisenbewehrung hergestellt worden, denn die Versuche sollten sich den tatsächlichen Verhältnissen möglichst nähern. Es handelt sich beim vorliegenden Tunnelbau nicht um eine reine Eisenbetonkonstruktion, sondern die vorhandene Tunnelsohle aus Stampfbeton sollte mit der Sohle des neuen Tunnels so verbunden werden, daß eine Verschiebung der einzelnen Querschnitte infolge ungleicher Senkungen des Baugrundes an der Anschlußstelle vermieden wird.

Die Versuchsergebnisse der Tabelle A zeigen mit Ausnahme des Probekalkens No. 7 eine verhältnismäßig geringe Biegedruckfestigkeit, welche auf die Verwendung eines erdfeuchten Betons zurückzuführen ist; denn bei der Herstellung der für den Tunnelbau erforderlichen Betonmengen mußte damit gerechnet werden, daß der aufbereitete Betonmörtel nicht immer den für Eisenbetonmörtel üblichen Feuchtigkeitsgehalt aufweist.

Dagegen zeigen die mit plastischem Beton hergestellten Versuchsbalken der Tabelle B höhere und gleichmäßigere Biegedruckfestigkeiten. Beim Vergleich der Festigkeiten der mit Hohldeckensteinen in der Druckzone hergestellten Versuchsbalken ist der in Abbildg. 3 ersichtliche Querschnitt der Hohlsteine zu berücksichtigen.

Das Ergebnis der Versuche kann kurz dahin zusammen gefaßt werden, daß bei sorgfältiger Behandlung der zwischen dem erhärteten und dem frischen Beton entstehenden Fuge eines auf diese Weise nachträglich verstärkten Betonkörpers mit der gleichen Kraftübertragung gerechnet werden kann wie mit einem in einem Stück, ohne Unterbrechung hergestellten Betonkörper. Man wird jedoch zwecks Erhöhung der Sicherheit und mit Rücksicht auf Ungenauigkeiten bei der Ausführung die spezifische Beanspruchung bei verstärkten Betonkonstruktionen geringer annehmen, als es die im Eisenbetonbau übliche Spannung zuläßt. Aus den Versuchsergebnissen geht ferner noch hervor, daß es gleichgültig ist, ob der Druckquerschnitt eines Betonkörpers durch Aufbringen eines bewehrten Zugquerschnittes oder umgekehrt verstärkt wird.

Der Bruch der Probekalken aus Eisenbeton erfolgte in keinem Fall in der Fuge, sondern die Risse traten entweder infolge der Querkraft auf, da eine Bügelbewehrung nicht vorgesehen werden konnte, oder infolge Ueberwindung der Biegedruckspannung des Betons im oberen Teil der Druckzone. Ein aus Hohldeckensteinen hergestellter Probekalken zerbrach nach Ueberwindung der Schubkräfte in der Fuge zwischen dem Mörtel und den Hohlsteinen. — (Schluß folgt.)

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



uf der im November vorigen Jahres in den Ausstellungshallen am Zoologischen Garten in Berlin eröffneten „Deutschen Ausstellung Sparsame Baustoffe“, die ursprünglich nur für 2 Monate gedacht, bei dem großen allseitigen Interesse, das sie gefunden hat, noch heute eröffnet ist, wird auch der Betonbau in mannigfachen Ausführungsformen für den Wohnungsbau, hier insbesondere den Kleinwohnungsbau, zur Anschauung gebracht.

Versuche, dem Betonbau ein weiteres Anwendungsgebiet auch im Wohnungsbau, zur Herstellung ganzer Wohn-

häuser, zu verschaffen, gehen weit zurück. Wenn sie zunächst gescheitert sind, weil sich derartige Bauten als kalt, unwohnlich erwiesen, so hat es seinen Grund darin, daß man anfangs lediglich auf Standfestigkeit, Feuersicherheit und Wetterbeständigkeit Bedacht nahm, die wichtigen Fragen der Wärmehaltung, der Abhaltung von Feuchtigkeit usw. aber vernachlässigte, überhaupt auf die besonderen Eigenschaften des Betons keine genügende Rücksicht nahm. Diesen Fragen ist übrigens auch bei anderen Bauweisen erst in neuerer Zeit größere Aufmerksamkeit geschenkt worden und es sind aus diesen Untersuchungen auch in erfolgreicher Weise Nutzenanwendungen für den Betonbau ab-

geleitet worden. Wie weit man darin fortgeschritten ist, läßt die Ausstellung erkennen. Dem leitenden Gesichtspunkt dieser Ausstellung, das Bauen in der Uebergangszeit zu erleichtern durch Verwendung leicht beschaffbarer, geringen Kohlenverbrauch bedingender und Transportmittel und -Kosten ersparender Baustoffe, selbstverständlich bei voller Aufrechterhaltung der Standsicherheit, des Wärmeschutzes und der Dauerhaftigkeit, kommt der Betonbau in vielen der vorgeführten Bauweisen ganz besonders entgegen. An diesem Gesichtspunkt wird unter dem Druck der schwierigen Verhältnisse in Deutschland aber auf lange hinaus festgehalten werden müssen.

Wir haben in No. 4 und 5 der „Deutschen Bauzeitung“ 1919 bereits einen kurzen Ueberblick über die Gesamtheit der Ausstellung gegeben und die verschiedenen Wege gezeigt, die eingeschlagen worden sind, um Bauten zu schaffen, die obigen Ansprüchen genügen. Unsere Besprechung an dieser Stelle soll sich ausschließlich auf die wichtigeren vorgeführten Anwendungsformen des Betons beschränken. Es ist dabei zu unterscheiden zwischen mit Betonplatten verkleidetem Fachwerkbau, wobei das tragende Gerüst aus Holz, Eisen oder Eisenbeton bestehen kann, dem Bau mit Betonhohlsteinen und dem eigentlichen Stampf- oder Eisenbetonbau.

Der eigentliche Eisenbetonbau scheidet für den Wohnungsbau, vor allem den Kleinwohnungsbau schon der hohen Schalungskosten wegen aus, was auf der Ausstellung davon vorgeführt wird, fällt aus dem Rahmen zunächst heraus. Der Vollständigkeit halber sei aber hier darauf hingewiesen. So stellt v. Emperger in der österr. Abteilung Probekörper, Versuchsergebnisse seines umschnürten „Gußeisenbetons“ aus mit Modellen von Säulen, Decken und Brücken. Er zeigt u. A. das Modell der Hindenburg-Brücke in Breslau (Vergl. „Mitteilungen“ Jhrg. 1916, S. 148), eines interessanten weit gespannten Fußgängersteiges über die Spree bei Treptow bei Berlin, die Neutor-Brücke in Halle an der Saale usw. Ueber das Wesen dieser Bauweise und ihre Vorteile, haben wir s. Zt. (Mitteilungen Jhrg. 1916, S. 33 ff.) näher berichtet. Sie gestattet eine weitgehende Querschnitts- und damit Eigengewichts-Herabsetzung, so daß sich Brücken von Spannweiten und Pfeilverhältnissen ausführen lassen, die sonst im Eisenbeton mindestens wirtschaftlich nicht mehr zweckmäßig wären. Insofern wenigstens lassen sich die Ausführungen unter den Begriff „Sparsame Bauweise“ einordnen.

Des weiteren führen Dr. Bauer und Dr. Mautner ebenfalls in der österr. Abteilung ein neues, zum Patent angemeldetes Verfahren zur Herstellung und Einschalung von Eisenbeton-Pilzdecken vor, die aus Amerika überkommen, mit Rücksicht auf ihre Wirtschaftlichkeit, ihre Einfachheit und gutes Aussehen, verbunden mit Ersparnis an Konstruktionshöhe — infolge Fortfall der Unterzüge — auch in Deutschland im letzten Jahrzehnt an Verbreitung gewonnen haben und in theoretischer Beziehung hier fortgebildet worden sind. Ist die Einschalung bei diesen Decken an sich schon eine wesentlich einfachere, weniger Holz erfordernde, so bleiben bei der bisherigen Ausführungsweise doch immer noch die den Raum verbauenden Stützen erforderlich. Das neue Verfahren beseitigt nun auch diesen Nachteil, indem es sich gußeiserner Säulenkerne für die bleibenden Stützen bedient, an deren Kopf gußeiserne Konsolen befestigt sind, welche bogenförmige leichte Träger stützen, die über der Decke gelagert sind und ein Anhängen der Schalung gestatten. Die Säulen werden noch mit Umschnürung versehen, so daß sie nach Betonierung dem vorerwähnten v. Emperger'schen System entsprechen. Als besonderen Vorteil der neuen Ausführungsweise werden angeführt: Freihalten des Raumes unterhalb der Decke, Holzersparnis durch Wegfall der ganzen Abstützung und Wegfall jeden Holzverschnittes, Zeitersparnis durch die Möglichkeit gleichzeitiger Herstellung mehrerer Decken übereinander, sichere Ausführung der Decken durch Gewährleistung eines äußerst steifen Säulenkopfes, leichte Herstellung der Säulen und geringe Abmessung derselben. Die Kosten der Anschaffung der Tragkonstruktion, die eine erhebliche Lebensdauer besitzt, werden von den Erfindern bei rd. 50 M. Eisengrundpreis für 100 kg und nur 10 maliger Verwendung auf 30—40 Pfg. für 1 qm Grundfläche angegeben, während die Abstützung der Decken mit 0,80—1,60 M./qm bewertet wird.

Zu den Eisenbeton-Ausführungen ist auch diejenige der Baugesellschaft Eckelt in Berlin, zu rechnen, nach welcher die Hauswandungen dreifach geteilt werden. Die beiden sehr schwachen äußeren, durch Luftraum getrennten sind in Eisenbeton, die innere, ebenfalls durch Luftschicht abgetrennte, ist als Rabitzwand gedacht. Die Balkenlagen der Decken sind als einfache rechteckige Eisen-

betonbalken ausgebildet, darüber liegen Eisenbeton-Tragplatten, während noch eine Unterdecke in Rabitz vorgeesehen ist. Die Konstruktion erscheint weder in statischer Beziehung, noch hinsichtlich des Wärmeschutzes und der Abhaltung von Feuchtigkeit ganz einwandfrei. Die Eisenbetonwände sollen mit einem Ziehgerät, d. h. mit eisernen, an Hebezeugen aufgehängten Schalungsplatten, hergestellt werden. Auch dieses Verfahren erscheint nicht ganz einwandfrei durchgebildet.

Auch der reine Stampfbeton dürfte im Kleinwohnungsbau nur ein geringes Anwendungsgebiet finden. Beispiele für seine Anwendung finden sich auf der Ausstellung auch nur vereinzelt vor. Eine einfache Sparschalung für Guß- und Stampfbeton-Mauerwerk zeigt das „Altbau-System“ der Allg. Oesterr. Bauges. in Wien (österr. Abteilung). Anstelle der üblichen Holzschalung werden in bestimmten Normaltypen fabrikmäßig erzeugte Schalungselemente aus dünnem Eisenblech, nach außen bewehrt mit kleinen Winkeleisen, verwendet. Die Blechtafeln haben z. B. bei 0,5 · 1 m Größe nur rd. 15 kg Gewicht. Sie werden auf und aneinander gesetzt, durch außen umgelegte, leicht lösbare Klammern (ohne Bolzenverbindung) zusammengehalten, während dünne Blechstreifen, die im Beton verbleiben, den Abstand der beiden Schalwände einhalten. Es werden gleichzeitig 2 Schichten aufgesetzt, nach 24 Stunden werden die Schalungen der unteren Schichten entfernt, die oberste bleibt, um als Stütze für die beiden nächsten zu dienen. So wird allmählich die ganze Mauerhöhe hochgeführt. Das Einlegen von Eisen in die Wände ist bei dieser Ausführungsweise auch möglich. Die Blechtafeln werden vor Einbringen des Betons innen mit Lehm bestrichen, um ein Anhaften zu verhindern. Die Durchbildung dieser Schalung erscheint einfach und zweckmäßig. Die Erfinder berechnen sich gegenüber dem umständlichen Verfahren der Holzeinschalung erhebliche Ersparnisse bei Beschleunigung der Bauausführung.

Auch hinsichtlich der Vereinfachung und Beschleunigung der Verteilung und Einbringung des Betons auf der Baustelle zeigt die Ausstellung einige Neuerungen. Es sei hier hingewiesen auf die Patentzeichnungen für ein „Mechanisches Zentral- und Fernbetonierungsverfahren durch Druckluft, Dampf- und sonstige gespannte Gase“ von W. Gniska in Berlin-Halensee. Aus der Betonmischmaschine fällt der Beton in ein Gefäß, das dann geschlossen und unter Druck gesetzt wird. Durch Steigleitungen soll der Beton darauf den verschiedenen Verwendungsstellen zugeführt werden. Der zu verwendende Beton muß natürlich ein flüssiger sein. Ob das Verfahren gegenüber dem jetzt üblichen Verteilungsverfahren mittels Schwerkraft Vorteile bietet, wird erst die praktische Ausführung und längere Anwendung lehren können.

In diesem Zusammenhang sei hier auch die maschinelle Herstellung von Fassadenputz nach dem Ornacit-Verfahren der „Ornacit-Fassadenputz Patentverwertungsges. m. b. H. in Berlin-Lankwitz“, erwähnt.

Was die verwendeten Baustoffe betrifft, so kommt für einzelne, stärker belastete Bauteile natürlich nur ein druckfester Kiesbeton in Betracht, im Uebrigen wird vorwiegend mit Leichtbeton aus Schlacken oder Bimssand gearbeitet, der außerdem den Vorzug besitzt, durch seine luftgefüllten Poren einen ausgezeichneten Wärmeschutz zu bilden. Zur weiteren Isolierung ist dann durchweg noch eine ruhende Luftschicht eingelegt, entweder zwischen Doppelwänden, vielfach noch mehrfach unterteilt in lotrechter und wagrechter Richtung, oder eingeschlossen in Hohlsteinen und Hohlbalken. Bei einzelnen Bauausführungen sind dann noch weitere Isolierungen mit bekannten Wärmeschutzmitteln hinzugefügt. Ein neuartiges Erzeugnis wird von den Torfoleum-Werken Ed. Dyckerhoff, Poppenhagen bei Neustadt a. Rbge. vorgeführt, zur Isolierung von Wänden, Decken, Fußböden, das gleichzeitig wasserabweisend imprägniert ist. Die Firma gibt an, daß gegenüber einer Wärmedurchlaßzahl von 1,46 für eine 1 St. starke Ziegelwand eine solche Wand mit 4 cm starker Isolierschicht aus Torfoleumplatten diese Zahl auf 0,66 sinke. Es wird daraus ein Kostenersparnis von 55% für die Heizung abgeleitet.

Interessante Mitteilungen, die einen Vergleich der Wertigkeit verschiedener Bauweisen hinsichtlich des Wärmeschutzes gestatten, macht auf der Ausstellung in übersichtlicher Darstellung das Laboratorium für technische Physik der Techn. Hochschule zu München. Das unter Leitung von Prof. Dr. Knoblauch stehende Laboratorium stellt eine Reihe von Bauweisen neuerer Art in Vergleich mit der alten Ziegelbauweise. So ist die Wärmedurchgangszahl für eine 1 St. starke Ziegelmauer innen glatt, außen rau verputzt mit 0,96 bei 1 1/2 Stein mit 0,71 ermittelt. Für Kalksandstein betragen die bezüg-

lichen Zahlen 1,46 bzw. 1,15. Eine Kiesbetonwand 25 cm stark, mit 10 cm Vorsatzbeton, außen rau gestockt, innen glatt verputzt, entspricht mit der Zahl 0,75 fast einer 1½ Stein starken Ziegelmauer. Dieselbe Zahl gilt für die Verbindung einer 15 cm starken Kiesbeton- und 20 cm starken Kohenschlackebetonmauer. Daß man sehr dünne Wände, wie sie bei den Sparbauweisen vielfach angewendet sind mit Zuhilfenahme besonderer Isoliermittel, auch hinsichtlich der Wärmedurchlässigkeit günstig ausgestalten kann, zeigt folgendes Beispiel. Untersucht wurde eine 6 cm starke Kiesbetonwand, alle 60 cm verstärkt durch 20 cm starke, 15 cm breite Rippen. Der Zwischenraum ist mit 3 cm starken Gipsdielen geschlossen. Die Wärmedurchlaßzahl von 1,32 wird auf 0,58 herabgesetzt durch Aufbringung einer 4 cm starken Isolierschicht aus besten Wärmeschutzmitteln auf der Rückseite der Kiesbetonwand. Diese Wand stellt sich also in Bezug auf Wärmedichte wesentlich günstiger als ein 1½ Stein starke Ziegelwand.

Ein eigenartiges Baumaterial wird in der österreich. Abteilung vom technischen Militär-Kommando in Wien in Proben und Belastungstafeln gezeigt. Es sind das Schilfrohrbetonplatten nach v. Klein, d. h. Betonplatten,

*) Verlag Boysen & Maasch in Hamburg.

Vermischtes.

Die Clapeyron'sche Gleichung als Grundlage der Rahmnberechnung. Hierzu erhalten wir nunmehr vom Verfasser des betr. Aufsatzes noch folgende Zuschrift:

„Mit meinem in No. 19, 20 und 22, Jahrg. 1918 veröffentlichten Aufsatz glaubte ich allerdings, die Grundlagen eines neuen Verfahrens gebracht zu haben, da er als Ergebnis eigener Untersuchungen, ohne Kenntnis der Veröffentlichungen des Herrn Dr.-Ing. Bleich, entstanden war. Wenn nun, wie ich mich inzwischen überzeugt habe, die erwähnten Veröffentlichungen auch bereits die gleichen Gedanken behandelt haben, so dürfte es doch nicht ohne Nutzen gewesen sein, erneut auf das Verfahren hingewiesen zu haben, das in der Praxis jedenfalls noch so gut wie unbekannt ist, obwohl es die höchste Beachtung verdiente. Möge mein Aufsatz in diesem Sinne gewirkt haben.“ —

Dipl.-Ing. Georg Ehlers.

Neue Vorschriften für Eisenbeton-Treppenstufen der Stadtgemeinde Wien sind Ende v. J. als Ersatz für die seit 1906 geltenden Bestimmungen erschienen. Soweit diese Bestimmungen nicht auf österreichische, bei uns nicht zutreffende Verhältnisse zugeschnitten sind, verdienen sie allgemeineres Interesse. Es sind danach Stufen mit beiderseitigem und einseitigem Auflager, letztere aber nur für Verkehrslasten von nicht mehr als 400 kg/qm zugelassen. Die freie Länge darf 2 bzw. 1,5 m nicht überschreiten. Die Zulassung erfolgt auf Grund von Bruchbelastungen mit Einzelstufen. Das Mischungsverhältnis darf 470 kg Portlandzement auf 1 cbm Sand und Steine nicht unterschreiten. Die Stufen sind an der Zugseite, möglichst entfernt von der neutralen Achse (1—3 cm unter Betonoberfläche) mit wenigstens 4 Rundstäben von mindestens 10 mm Durchm. zu bewehren, die in höchstens 20 cm Abstand von mindestens 3 mm dicken Querstäben zu kreuzen sind. Die Kreuzungsstellen sind mit Draht zu verbinden. Die möglichst gleichmäßig zu verteilenden Längseisen dürfen nicht mehr als 10 cm Abstand haben und müssen an den einzumauern den Kopfenden erkennbar sein. Bei freiliegenden Stufen sind die Längseisen schleifenförmig einzulegen oder am Auflagerende hakenförmig umzubiegen und mit Splint zu versehen. Vom freiem Kopfende dürfen die Längseisen nicht mehr als 6 cm abstehen. Freitragende Stufen von mehr als 1,30 m freier Länge müssen am Auflager außerdem noch eine mindestens 10 mm starke, 65 cm lange Beilage-Eisen erhalten. Querschnitt und Eiseneinlagen der Stufen sind so zu wählen, daß für 400 kg/qm Belastung eine mindestens 5fache Sicherheit der Einzelstufe gewährt ist. Die freitragenden Stufen sollen vorn einen Falz von mindestens 2 cm, hinten eine Schräge von mindestens 5 cm erhalten und sind auf 25 cm Länge gut mit Portlandzementmörtel einzumauern. Die Stufen dürfen nicht früher als 6 Wochen nach Herstellung zur Baustelle geliefert werden. Bei der Abnahme bleiben Bruchproben einzelner Stufen vorbehalten. —

Literatur.

Thermosbau. Die neue, leichte, wärmehaltende Betonbauweise ohne Schalung. Von Arch. Paul A. R. Frank, Baustoff-Sachverständiger. Hamburg 1918. Boysen & Maasch. 8°. 26 S. Text, 1 Tabelle und 1 Abb.-Tafel. Pr. 1,35 M. —

die statt mit Eisen mit Schilfstengeln bewehrt sind. Es sollen damit Decken bis zu 6 m Spannung ausführbar sein. Versuche von R. Wuczkowski mit diesen Platten geben über ihre Festigkeit Aufschluß. Es sind Bruchversuche angestellt mit Platten von 1,85 m Stützweite. Bei 6 cm Stärke und einer einfachen Reihe von Schilfstengeln in der Zugzone ergab sich i. M. eine Bruchlast von 733 kg gegenüber einer Bruchlast von 956 kg einer mit 0,99 % Eisen bewehrten Platte. Bei 10 cm starker Platte mit zwei Reihen Schilfstengeln ergab sich eine Bruchlast von 1763 kg gegenüber 2087 kg einer mit 0,89 % Eisen bewehrten Platte. Ob sich aus diesem Gedanken praktische Anwendungsmöglichkeiten entwickeln lassen, bleibt abzuwarten.

Es sei hier übrigens auch verwiesen auf die interessante Zusammenstellung in der kleinen Schrift „Thermosbau“ von Paul A. R. Frank, der zusammen mit Ing. H. Pohlmann die auch auf der Ausstellung angeführte, noch zu besprechende Thermos-Bauweise ausgebildet hat. Sie gibt für eine Reihe verschiedener Ausführungsweisen einen Vergleich der Gewichte, der Wärmeleitkoeffizienten und des Verbrauches von Heizmaterial. Die Angaben stützen sich z. T. auf eigene Versuche, z. T. auf solche des schon genannten Münchener Laboratoriums. — (Schluß folgt.)

Die kleine Schrift gilt der Empfehlung einer vom Verfasser in Gemeinschaft mit Ing. H. Pohlmann ausgebildeten Bauweise für den Wohnungsbau, bei der die wichtige Frage der Wärmehaltung in den Vordergrund gestellt wurde, gegenüber der vielfach zu stark betonten Ersparung an Baukosten, der dann oft infolge zu dünner und nicht ausreichend isolierter Wände ein gesteigerter Kohlenverbrauch zur Beheizung gegenüber steht, der die Anfangersparnis mit der Zeit in ihr Gegenteil umkehrt — ganz abgesehen von den gesundheitlichen Schäden, die die Bewohner erleiden können. Die Bauweise selbst, auf die wir an anderer Stelle noch näher eingehen, überträgt einen bei der Isolierung von Kühlräumen auf überseeischen Dampfern mit bestem Erfolg verwendeten Gedanken auf den Wohnungsbau. Die Raumschließung wird durch fabrikmäßig erzeugte zellenartige Körper mit weitgehender Unterteilung des inneren Luftraumes, hergestellt aus einem besonderen Leichtbeton, gebildet. Das Traggerüst gibt ein Eisenbetonfachwerk ab, das ohne besondere Schalung zwischen den Zellkörpern beim Aufbau eingestampft werden kann.

Was die Schrift über die Darstellung dieser besonderen, bezüglich der Frage der Wärmehaltung jedenfalls weitgehenden Ansprüchen entgegen kommenden Bauweise hinaus besonders interessant macht, sind die allgemeinen Gesichtspunkte, die in ihr für einen zweckentsprechenden Wohnungsbau in sparsamer Bauweise gegeben werden. Es werden Vergleiche gegeben über den Wert der verschiedenen Baustoffe in wärmetechnischer Beziehung. Der normale Kiesbeton steht in dieser Beziehung ungünstig da, durch isolierende Zuschläge — einerseits Ersatz des Kieses durch leichten Bimsbeton, granuliertes Hochofenschlacken usw. andererseits Auflockerung des Mörtels durch besondere Zusätze (hier wird „Sterchamol“, ein Kieselgurprodukt, empfohlen) — kann aber der Beton, den seine sonstigen vorzüglichen Eigenschaften im übrigen besonders befähigen, auch in wärmetechnischer Beziehung einen ausgezeichneten Baustoff für den Wohnungsbau abgeben, wobei natürlich die geringere Tragfähigkeit des Leichtbetons durch ein Gerüst aus festem Normalbeton erhöht werden muß. Die Schrift verbreitet sich ferner über den Wert der Luftschicht als Wärmeschutzmittel, der um so höher ist, je mehr sich der Zustand der Luftschicht dem vollkommen ruhenden nähert. Eine weitgehende Unterteilung in wagrechter und lotrechter Richtung ist dazu nötig und hier kommt der Verfasser schließlich zum Zellenbau. Die Zwischenteilung der Lufträume kann dabei der Baukosten und Gewichte wegen nicht aus festen Stoffen erfolgen, es genügen dazu aber auch Holz und imprägnierte Pappen. Letztere sind beim Thermosbau verwendet.

Die Frage der Wärmehaltung verschiedener Baustoffe und Bauweisen ist durch zahlreiche Versuche, deren Ergebnisse tabellarisch zusammengestellt sind, zahlenmäßig belegt. Es wird dabei auch die Frage der Gewichte, die ja namentlich heute für die Transportkosten eine bedeutende Rolle spielen, eingehend behandelt. So bietet die Schrift über den Rahmen ihres engeren Zweckes hinaus mancherlei Anregung. — Fr. E.

Inhalt: Ofenhalle aus Eisenbeton. — Verstärkung von Beton- und Eisenbetonkonstruktionen. — Der Betonbau auf der Ausstellung „Sparsame Baustoffe“ in Berlin. — 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.

№ 5.

Getreidesilo der bayerischen Zentraldarlehnskasse in Friedberg.

Entwurf und Ausführung der Beton- u. Eisenbetonarbeiten Gebr. Rank in München. Fördereinrichtungen Hugo Greffenius vorm. Simon Bühler & Baumann, Mühlenbauanstalt u. Masch.-Fabrik in Frankfurt a. M. Von Dipl.-Ing. G. Escher in München. Hierzu die Abbildungen S. 32 und 33.



Die bayer. Zentraldarlehnskasse in München besaß schon vor dem Krieg mehrere Lagerhäuser zur Unterbringung landwirtschaftlicher Erzeugnisse, meistens einfache 2—3 Stockwerk hohe Gebäude, in denen sämtliche Güter auf wagrechten Böden gelagert wurden. Mit Eintritt der durch den Krieg verursachten Verhältnisse machte sich jedoch das Bedürfnis geltend, die Räume zu vergrößern, namentlich zur Unterbringung von Getreide bessere Möglichkeiten zu schaffen. Man baute an mehrere bestehende Lagerhäuser Getreidesilos an, und schuf auch einige ganz neue Anlagen, bestehend aus Speicher und Silo.

Eine solche entstand im Jahr 1916 in Friedberg bei Augsburg; die Abbildungen 1 und 2 zeigen ihre äußere Erscheinung. Sie ist nicht groß, dürfte aber doch das Interesse der Fachgenossen beanspruchen, zunächst schon, weil das Äußere von guter Wirkung ist. Nicht kunstvoll durchgearbeitete Einzelheiten fallen dem Beschauer auf, sondern die Gruppierung der Massen gibt ein belebtes Bild. Die Teilung des Ganzen läßt sich von Außen auf den ersten Blick erkennen, links ein Lagerhaus mit mehreren wagrechten Böden, sodann ein Silo und ein Anbau zur Unterbringung von Verwaltungsräumen und einer Wohnung für den Lagerverwalter. Der Silo an sich vielleicht plump und nüchtern, kommt inmitten der ganzen Baugruppe zu guter Wirkung und gibt auch dem ganzen Stadtbild einen eigenartigen Zug. Das Städtchen Friedberg

liegt auf einem Höhenrücken der gegen Westen und Süden steil gegen die Ebene abfällt. Mehrere aus dem Mittelalter stammende Türme und steile Dächer geben ein anmutiges Bild. Das neue Lagerhaus bildet nun von Westen gesehen nach rechts den Abschluß, wobei man den Silo fast für einen altertümlichen Stadtturm halten könnte.

Die Abbildungen 3a—g, S. 32 zeigen die Gesamtanordnung des Baues, während die Abbildungen 4a und b, Seite 33 zwei Ansichten wieder geben.

Der Bodenspeicher ist vorgesehen zur Unterbringung von Getreide teils lose, teils in Säcken, ferner für Feldfrüchte anderer Art, Sämereien und auch für Kunstdünger. Die Decke über Keller besteht aus Eisenbeton, während man im übrigen mit Rücksicht auf geringe Kosten eine einfache Holzkonstruktion wählte. Der Silo faßt etwa 900 t in 14 Zellen, deren Höhe durchweg

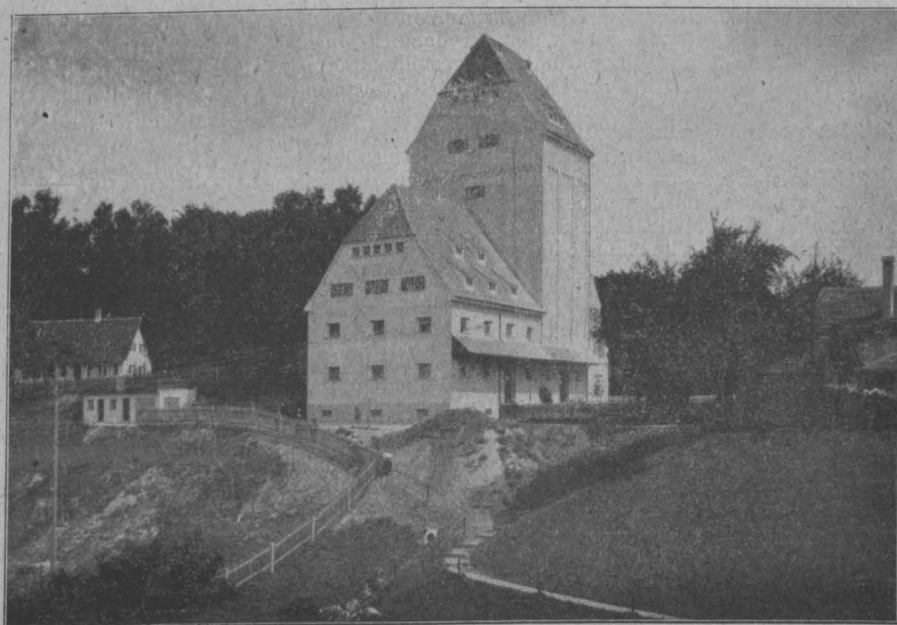


Abbildung 1. Erscheinung der Speicher-Anlage im Landschaftsbild.

16^m ist. Die Größe des Querschnittes schwankt zwischen 2,7/2,7 und 2,7/1,6^m. Die Zellen nehmen den ganzen Grundriß ein, mit Ausnahme eines Schachtes für die Treppe und den Elevator auf der Seite gegen den Speicher. Man legte Wert darauf, eine möglichst große Anzahl, wenn auch an sich kleiner Zellen, zu haben, weil das ankommende Getreide sich aus sehr verschiedenen Sorten zusammensetzt, die man möglichst getrennt lagern will.

Das Getreide kommt teils in Fuhrwerken, teils in Eisenbahnwagen an, wird entladen, und in die Einschüttbehälter in den Rampen geworfen. Es geht durch ein Vorsieb, wo grobe Beimengen zurückgehalten werden, sodann über kurze Hilfsbecherwerke in die Hauptbecherwerke, durch diese bis zum Dachraum, sodann durch einen Verteiler mit 2 Drehrohren auf die Fallrohre, durch diese in die Zellen. Eine Reinigungsmaschine im Dachgeschoß nimmt die übliche Reinigung vor der Einlagerung vor. Wenn eine solche nötig ist, geht das Getreide vom Hauptbecherwerk zunächst auf die Reinigungsmaschine und dann durch ein weiteres Hilfsbecherwerk auf den Verteiler. Gleichzeitig läßt sich das Getreide durch ein Fallrohr nach dem Bodenspeicher führen, wo es durch ein Drehrohr und verschiedene Fallrohre auf den Boden des Speichers verteilt werden kann.

Die Auslagerung aus den Zellen geschieht durch die Auslaufstutzen, Bauart Denny, welche einer Entmischung der Frucht beim Auslauf vorbeugen. Sie sind nach oben geschlossen, und zeigen nur nach der Seite Öffnungen, sodaß die in der Mitte der Zelle liegenden schweren Körner nur mit den außenliegenden leichteren zusammen ablaufen können. Wenn ein Umbechern

von einer Zelle in die andere nötig ist, werden Rohre an die Zellenausläufe gehängt, welche das Getreide in die Zulauftrichter zu den Hauptbecherwerken zurücklaufen lassen.

Auch der Bodenspeicher ist mit einem Becherwerk ausgerüstet, welches zum Umlagern dient, oder die Frucht wieder dem Becherwerk zuführen kann.

Die stündliche Leistung der Fördereinrichtung beträgt etwa 20 000 kg.

Besonders hervorgehoben werden soll hier, daß der Silo nach Bauart Gebr. Rank ausgeführt wurde, d. h., die Zellenwände wurden aus vorher betonierten Gitterträgern aufgebaut, wodurch Schächte für den Abzug der Luft entstehen. Diese werden sodann oben in liegende Kanäle zusammengefaßt, führen die Luft in Dunstschlote im Dachraum zusammen, durch welche sie über Dach ins Freie geführt werden. Die neue Bauart hat sich bei diesem Silo sehr gut bewährt. Man hat die Erfahrung gemacht, daß Getreide, das mit einem Feuchtigkeitsgehalt von 18–20% eingeliefert wurde, ohne weitere Behandlung in die Beton-silos eingelagert wurde, wo die Trocknung dann einen überraschend schnellen Verlauf genommen hat. Es hat sich also gezeigt, daß der Eisenbeton nicht wie vielfach befürchtet wird, zur Lagerung von Getreide sich nicht eignet, sondern dazu sehr wohl brauchbar ist, und daß die neue Rank'sche Bauart gerade zur Lagerung frischen Getreides ein sehr wertvolles Hilfsmittel an die Hand gibt. (Vergl. auch No. 3, S. 17 ff.)

Mit dem Bau wurde im Juli 1916 begonnen, er kam im Herbst desselben Jahres noch unter Dach und wurde noch im Winter in Benutzung genommen. —

Faustformeln zur Berechnung der größten Zusatzmomente in statisch unbestimmten Bogenträgern.

Von Dr.-Ing. Gilbrin in Oberkassel (Siegkr.).

Unter diesem Titel veröffentlichte der Verfasser an dieser Stelle*) einige handliche Formeln zur Ermittlung der infolge der bekannten Störungsursachen (Schwinderscheinungen, Wärmeänderung, Ausweichen der Widerlager, Verkürzung der Bogenachse infolge der Normalspannungen) im Scheitel oder Kämpfer eines Bogenträgers auftretenden Zusatzmomente. Es wurde darauf hingewiesen, daß diese für den Kreisbogen von unveränderlichem Querschnitt abgeleiteten Gleichungen bei der statischen Berechnung von Vorentwürfen auch für abweichende Bogenformen mit veränderlichem Trägheitsmoment sich nützlich verwerten lassen.

Immerhin ist es erwünscht, für Bogenträger, deren Querschnitts-Trägheitsmomente gegen den Kämpfer hin stärker zunehmen, ebenfalls ein Mittel zur Hand zu haben, welches schon beim Beginn des Entwerfens, etwa nach dem erstmaligen Auftragen der Stützlinie gestattet, rasch die Größe der Zusatzmomente zu bestimmen. In Folgendem werden daher als Ergänzung zu den für den Kreisbogen-träger gleich bleibenden Querschnittes aufgestellten Formeln solche wiedergegeben, welche für den symmetrischen, nach der Stützlinie für Eigengewicht einschl. ruhende Last geformten Bogenträger rechteckigen Querschnittes, ohne und mit Scheiteltgelenk, gelten: Die Stützlinie falle also mit der Bogenachse zusammen, wobei gleichzeitig im „normalen Zustand“ in jedem Bogenquerschnitt die gleiche Normalspannung auftrete. Die Höhe des Bogenquerschnittes von gleichbleibender Breite nimmt dann nach dem Kämpfer

hin zu wie $\frac{h_s}{\cos \varphi}$ und das Trägheitsmoment wie $\frac{J_s}{\cos^3 \varphi}$, wenn h_s die Höhe und J_s das Trägheitsmoment des Scheiteltgelenkes und φ den Neigungswinkel der in irgend einem Punkt an die Bogenachse gelegten Tangente bedeutet. Dann gelten unter Beibehaltung der früheren Bezeichnungen und wenn $\frac{c}{f} = \frac{tg \alpha \cdot l}{2f} = m$ gesetzt wird, folgende Näherungsformeln: (Dabei ist l = Spannweite, f = Pfeil, α = Winkel der Kämpfertangente mit der Wagrechten und c die von dieser Tangente auf der Mittelsenkrechten über der Kämpferwagrechten abgeschnittene Höhe).

*) Mitteilungen über Zement, Beton- und Eisenbetonbau Jahrgang 1917, No. 14, S. 109.

**) nach Winkler.

1. Eingespannter Bogen ohne Scheiteltgelenk.

$$\text{Scheitelmoment } \Delta M_s = 1,12 \left(\frac{l}{f} + 2 \right) \sqrt{m^3} \cdot \frac{\Delta l E J_s}{l^2} \dots I)$$

$$\text{Kämpfermoment } \Delta M_k = -0,88 \left(\frac{l}{f} + 6 \right) \sqrt{m^3} \cdot \frac{\Delta l E J_s}{l^2} \dots II)$$

2. Eingespannter Bogen mit Scheiteltgelenk.

$$\text{Kämpfermoment } \Delta M_k = - \left[1,44 \left(\frac{l}{f} + 7,5 \right) \sqrt{m^3} - 15 \right] \cdot \frac{\Delta l E J_s}{l^2} \dots III)$$

Der Wert m , der lediglich von der Bogenform abhängt, bewegt sich in der Regel zwischen 2 und 2,5. Für diese Fälle gelten die Formeln für alle Pfeilverhältnisse, ohne daß der begangene Fehler über etwa 10% hinausgeht; sie sind also für ihren Zweck, bei Vorberechnungen von Bogenträgern und Gewölben zu dienen, genau genug, insbesondere wenn man bedenkt, welche Schwankungen in den Annahmen über die Größe der Störungsursachen noch möglich sind. Es ist daher zulässig, die Formeln I bis III auch für Bogenträger und Gewölbe anzuwenden, deren Trägheitsmomente J vom Scheitel gegen den Kämpfer nicht genau

mit dem Werte $\frac{J_s}{\cos^3 \varphi}$ wachsen.

Für einen parabelförmigen Bogenträger vom Pfeilverhältnis $f/l = 1/4$, dessen Querschnitts-Trägheitsmoment im Scheitel gleich J_s ist und gegen den Kämpfer hin so zunimmt, daß es dort den Wert $\frac{J_s}{\cos^3 \alpha}$ erreicht, wird nach Gleichung I und II.

$$\Delta M_s = 1,12 \left(\frac{4}{1} + 2 \right) \sqrt{2^3} \cdot \frac{\Delta l E J_s}{l^2} = 19,0 \cdot \frac{\Delta l E J_s}{l^2} = 19,0 \cdot K$$

$$\Delta M_k = -0,88 \left(\frac{4}{1} + 6 \right) \sqrt{2^3} \cdot \frac{\Delta l E J_s}{l^2} = -49,8 \cdot \frac{\Delta l E J_s}{l^2} = -49,8 \cdot K$$

Bei Anwendung der Näherungsformeln 1 und 2 des früheren Aufsatzes würde man erhalten:

$$\Delta M_s = 4,0 \left(\frac{4}{1} - 1 \right) \cdot \frac{J_m}{J_s} \cdot K; \quad J_m = \frac{J_s}{2} \left(1 + \frac{1}{\cos^3 \alpha} \right)$$

Aus der Gleichung der Bogenachse $y = x^2 \cdot \frac{4f}{l^2}$ berechnet

sich $\operatorname{tg} \alpha = \frac{d_s}{x} = 1$ und $\cos^2 \alpha = \frac{1}{1+1} = \frac{1}{2}$

sodass $\cos^2 \alpha = \frac{1}{2\sqrt{2}}$ und $J_m = \frac{J_s}{2} (1 + 2\sqrt{2})$

Also $\mathcal{M}_s = 4,0(4-1) \cdot \frac{1}{2} (1 + 2\sqrt{2}) \cdot K = 23,0 \cdot K$

$\mathcal{M}_k = -7,95(4-1) \cdot \frac{1}{2} (1 + 2\sqrt{2}) \cdot K = -45,5 \cdot K$

Die bekannten Näherungsformeln für flache Parabelbogen liefern folgende Werte für Scheitel- und Kämpfermoment:

$$\mathcal{M}_s = \frac{15l}{4f} \cdot \frac{E J_s \Delta l}{l^2} = 15,0 \cdot K$$

$$\mathcal{M}_k = -\frac{15l}{2f} \cdot \frac{E J_s \Delta l}{l^2} = -30,0 \cdot K$$

Zum Vergleich der Ergebnisse der drei angeführten Näherungsformeln auch für andere Pfeilverhältnisse des parabelförmigen Bogenträgers werden sie hier in einer Tafel zusammengestellt wiedergegeben:

Scheitelmomente $\mathcal{M}_s = \gamma \cdot \frac{\Delta l E J_s}{l^2}$

| $f/l =$ | $1/10$ | $1/9$ | $1/8$ | $1/7$ | $1/6$ | $1/5$ | $1/4$ | $1/3$ |
|---------------|--------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| nach Gl. I. | 38,0 | 34,9 | 31,7 | 28,5 | 25,3 | 22,2 | 19,0 | 15,8 |
| " " 1) | 40,5 | 36,8 | 33,6 | 30,2 | 27,2 | 24,8 | 22,9 | 22,4 |
| Parabelformel | 37,5 | 33,8 | 30,0 | 26,2 | 22,5 | 18,7 | 15,0 | 11,2 |

Kämpfermomente $\mathcal{M}_k = -\mu \cdot \frac{\Delta l E J_s}{l^2}$

| $f/l =$ | $1/10$ | $1/9$ | $1/8$ | $1/7$ | $1/6$ | $1/5$ | $1/4$ | $1/3$ |
|---------------|--------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| nach Gl. II. | 79,7 | 74,7 | 69,7 | 64,7 | 59,8 | 54,8 | 49,8 | 44,8 |
| " " 2.) | 80,5 | 73,2 | 66,8 | 60,0 | 54,1 | 49,4 | 45,5 | 44,5 |
| Parabelformel | 75,0 | 67,6 | 60,0 | 52,4 | 45,0 | 37,4 | 30,0 | 22,4 |

Die Gleichungen I und II liefern im vorliegenden Fall, wo die Zunahme des Trägheitsmomentes nach dem Gesetz

$J = \frac{J_s}{\cos^2 \varphi}$ erfolgt, die genauesten Werte. Die Gleichungen

1 und 2 stimmen bei den kleinen Pfeilverhältnissen bis $f/l = 1/6$ noch verhältnismäßig gut überein. Die Näherungsformel des flachen parabelförmigen Bogenträgers kommt tatsächlich nur für Pfeilverhältnisse von $1/8$ abwärts in Betracht, da insbesondere die Kämpfermomente schlecht übereinstimmen. —

Verstärkung von Beton- und Eisenbetonkonstruktionen. Von Ing. G. Mahir in Berlin-Wilmersdorf. (Schluß.)

Die Wiederherstellung beziehungsweise Verstärkung von Bauwerksteilen aus Eisenbeton unter Verwendung des gleichen Baustoffes ist nach dem von Professor Siegmund Müller in der Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins im März 1914 geschilderten Verfahren wiederholt ausgeführt und durch eine über mehrere Jahre sich erstreckende Beobachtung als zuverlässig erprobt worden.

Die in dem genannten Vortrag niedergelegten Erfahrungen lassen sich hinsichtlich der Verstärkung von Deckenplatten in folgende Gesichtspunkte zusammenfassen (siehe Bericht über die XVII. Haupt-Versammlung des Deutschen Beton-Vereins, Auszug in den „Mitteilungen“ Jahrg. 1914 No. 14, 19, 20):

1. Die Mindeststärke der aufzubringenden Betonschicht soll nicht weniger als 4 cm betragen; über den Unterzügen und Deckenplatten ist sie auf 7 cm zu erhöhen.

2. Die Deckenplatte muß mindestens 24 Stunden dauernd vorgehäßt werden; die Oberfläche ist durch nebeneinanderliegende Rillen aufzurauen und mit Stahlbürsten auf das sorgfältigste zu reinigen.

3. In die obere Auftragschicht wird ein Netz dünner Eisen in etwa 20–30 cm Abstand verlegt. Diese Einlagen sollen ein ungleichmäßiges Schwinden und Abplatzen in ganzen Stücken verhindern.

4. Das Eisennetz ist durch Bügel mit der Zugbewehrung der Deckenplatte zu verbinden. In Abständen von 80 bis 90 cm werden durch die Deckenplatte etwa 6–8 cm starke Löcher gestemmt, um ein oder zwei Eisen der unteren Bewehrung mit dem oberen Netz verknüpfen zu können.

Zwecks Verstärkung von Eisenbetonbalken sind folgende Konstruktionen mit Erfolg angewendet:

a) Mechanische Rißverankerung mit Schraubenbügeln. Hierbei werden ein oder mehrere Ankerbügel quer über den Riß hinweg entweder lotrecht oder schräg hinweg gelegt und in der Deckenplatte mittels eines in diese eingelassenen Ankers verschraubt. Dieser Wiederherstellungsform haftet der Nachteil an, daß ein auf diese Weise wiederhergestellter Balken in seiner Tragfähigkeit einem unverletzten Betonträger nicht gleichwertig ist, denn die Unterbrechung des Betons an der Rißstelle wird durch die Verankerung nicht ersetzt, sodaß der Beton des Steges in der Zugzone von der Kraftübertragung ausgeschlossen bleibt und die Bewehrung allein die Kräfte aufzunehmen hat.

b) Rißübertragung mit steifem Gitterwerk. Dieses Gitterwerk ist aus Winkeleisen mit Zugdiagonalen und Druckvertikalen konstruiert und bildet ein selbständiges Eisenträgerwerk, welches zu beiden Seiten des zu überbrückenden Risses 1,5–2 m in den unverletzten Steg des Betonträgers hineinragt, und dessen Beton umfaßt.

c) Bewehrte Rißnaht mit Querbügeln. Diese Rißüberbrückung kann in gewöhnlicher Rundeisenbewehrung ausgeführt werden und gestaltet sich nach den Mitteilungen des Vortragenden wesentlich billiger als die Verwendung eines steifen Gitterwerkes, welches einen erheblichen Eisenaufwand und viel Stemmarbeiten erfordert. Der Grundgedanke der bewehrten Rißnaht besteht darin, daß der im Eisenbetonträger entstandene Scherriß durch eng aneinander gelegte Eiseneinlagen gewissermaßen zusammen genäht wird. An den alten Steg, der soweit wie mög-

lich abzustemmen ist, werden neue Betonwände angestampft; mitten in diese Wände kommen die dem Riß entgegenwirkenden Eiseneinlagen zu liegen. Ueber die Rißstelle hinweg entsteht ein neues, gegen Schubkräfte reichlich bewehrtes Balkenstück, das allmählich in den alten Balken ausläuft.

d) Trogumschnürung. Diese beruht im wesentlichen darin, daß der Trägersteg mit einem neuen Betontrög umhüllt wird. Nach den Erfahrungen des Vortragenden ist diese Verstärkungsform sowohl technisch wie wirtschaftlich den übrigen Methoden überlegen. Der Trog erhält eine fortlaufende schräge Rundeisenumschnürung. Diese innerhalb der neuen Trogwände gelegene Bewehrung umfaßt den zu verstärkenden Trägersteg und wird in zwei neben dem Steg parallel laufenden Lochreihen durch die obere Betonplatte spiralförmig durchgebunden. Der Betonsteg stellt einen Betonträger in L-Form vor. Die untere Platte dient als Verbindungsglied zwischen den Bewehrungseisen des zu verstärkenden Balkens und den neuen Trogstegen. Im Troginneren geben die großen Wandflächen eine gute Verbindung zwischen altem Balkensteg und Verstärkungstrog.

Die fortlaufende Umschnürung dient zunächst zur Aufnahme der Schubkräfte in den neuen Trogstegen; sie wirkt wie die üblichen Schubaufbiegungen, jedoch in drei- bis vierfach verstärktem Maß, da die Schlingen wesentlich enger den Steg umfassen. Ferner bewirkt die enge Umschnürung eine fortlaufende Bügelverbindung zwischen den neuen Trogstegen und der alten Gurtplatte und zwar derart, daß der Trog mit der Platte zu einem einheitlichen Querschnitt verwächst. Die scharf angespannte Eisenumschnürung verhindert ein Abplatzen des neuen Betons durch Schwinden, was außerdem noch durch ein in den Trog gelegtes Maschengewebe ebenfalls verhindert werden soll.

Als wesentlicher Vorzug der Trogumschnürung, bezüglich deren Ausführung auf die angezogene Quelle verwiesen sei, wird ihre Anpassungsfähigkeit angeführt. Man kann die Umschnürung enger oder weiter, die Wände stärker oder schwächer machen, sie beliebig lang oder kurz ausführen, und die Rekonstruktion leicht den aufzunehmenden Kräften anpassen.

e) Zahnvergitterung im Steg. Für Rißschäden in einem sehr breiten und schweren Steg wird die Anwendung der Trogumschnürung nicht ausreichend sein, da die Trogwände zu schmal im Verhältnis zur Stegbreite werden. Statt der L-Form des Troges der Verstärkungsrippe ist die T-Form gewählt und der Steg der Vergitterung durch die Mitte der Balken hindurch geführt worden. Die Verstärkungsrippe wird in regelmäßigen Abständen durch den Steg des Balkens in den Betondruckgurt eingeführt, der untere Verstärkungsflansch greift zahnförmig in den oberen Gurt ein. In den Zähnen wird eine Bewehrung strahlenförmig nach oben geführt; unten wird sie mit der Zugbewehrung fortlaufend verbunden, oben in einer Längsrinne von Zahn zu Zahn verspannt. Auch hier wird der Steg mit Beton und Eisenumschnürung umhüllt. Der Betonbrei wird von oben in den Ausbruch für die Zähne eingegossen.

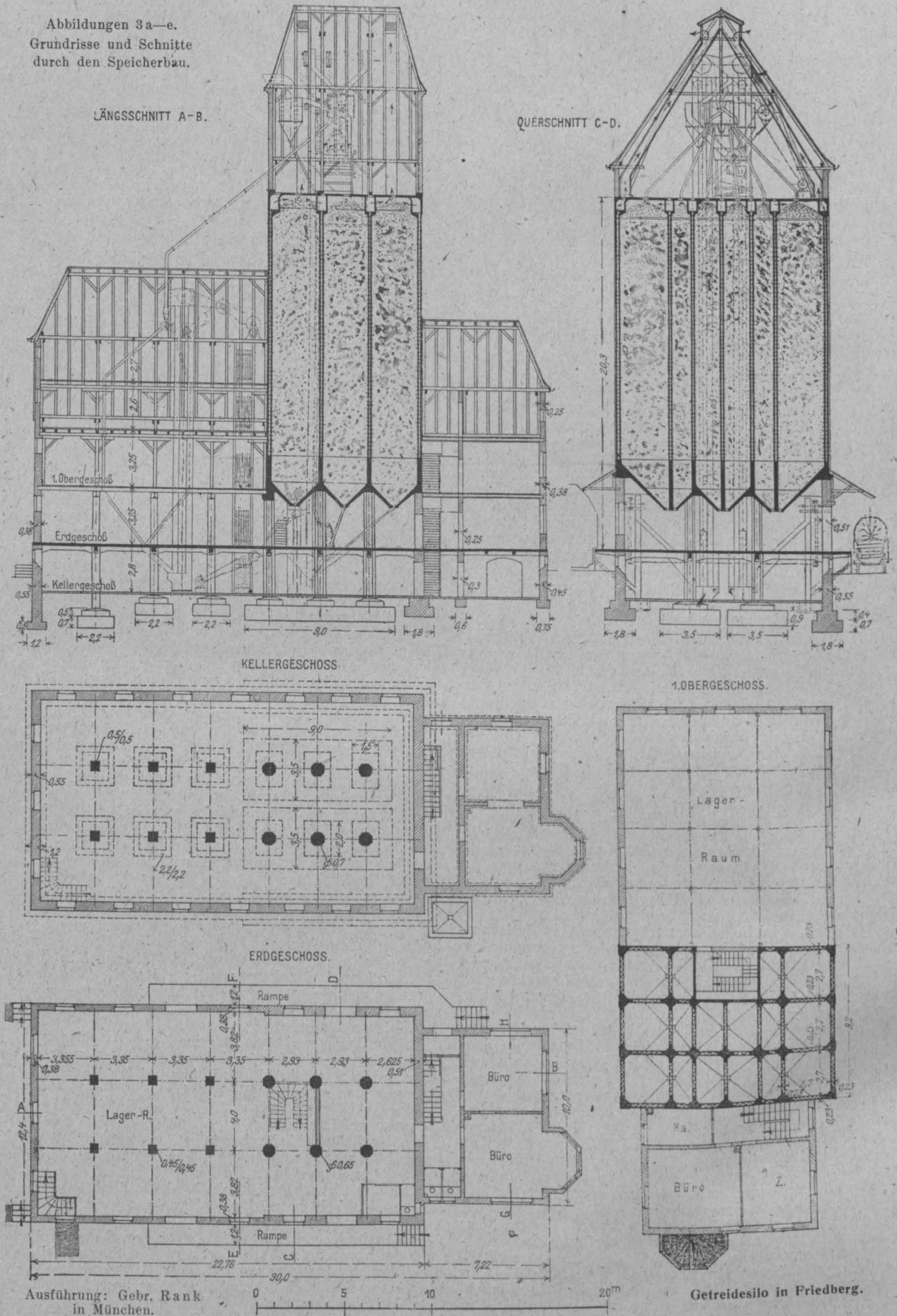
Die bisher angeführten Wiederherstellungen von Eisenbetonkonstruktionen nach den oben geschilderten Verfahren haben sich durchaus bewährt. Sie zeigen, daß nicht nur Eisenbetonbauwerke wieder hergestellt und verstärkt werden können, sondern daß auch Veränderungen und Umbau-

ten solcher Bauwerke innerhalb der wirtschaftlichen Grenzen nach diesem Verfahren ausführbar sind.

Im wesentlichen kommt es bei der Wirksamkeit der

gegangenen Erfahrungen erreicht werden kann, sodaß mit dieser Verbundwirkung ebenso gerechnet werden darf wie mit einem ohne Unterbrechung hergestellten Eisenbeton, das

Abbildungen 3a—e.
Grundrisse und Schnitte
durch den Speicherbau.



Verstärkungen auf die Haftfestigkeit der neuen Betonschicht an dem alten Beton an; daß diese bei sorgfältiger Ausführung unter Beobachtung der aus der Praxis hervor

ergeben die vorstehenden Versuche und mehr noch als diese die in dem erwähnten Vortrage angeführten Wiederherstellungsarbeiten an beschädigten Eisenbetonträgern. —

Bezüglich der Baustoffe, die vorgeführt werden, ist noch ein Hinweis auf den „Holzbeton“ nachzutragen, bei welchem anstelle des Eisens zur Aufnahme der Zugspannungen Holz in Form von Latten eingelegt ist. Mit dieser Frage haben sich verschiedene Fach-

leute, u. A. auch v. Emperger, beschäftigt. Der Eisenbeton-Ausschuß des österreich. Ingenieur- und Architekten-Vereins stellt die Ergebnisse von mit dem Kontrollbalken-Apparat ausgeführten Versuchen aus. Als Beispiel der praktischen Anwendung werden auch Betonstufen mit Holzeinlagen vorgeführt.

Was die Form betrifft, in welcher die Baustoffe verwendet sind, so kommen Platten, Dielen, Balken und Hohlquader, sowie Formsteine verschiedener Art in Frage.

Im Folgenden seien einige der angewandten Konstruktionen unter Beifügung von Konstruktionszeichnungen mitgeteilt:

Unter denjenigen Ausführungen, bei welchem der Beton in Platten lediglich zur Raumumschließung verwendet wird, also eines tragfähigen Gerüsts bedarf, ist vor allem die Schnellbauweise „Schmetz“ zu nennen, die das Gerüst aus Eisen, aber nicht aus teureren Profilen, sondern aus Stützen und Trägern herstellt, die aus nur 1,5 mm starken Eisenblechen mit Holzeinlagen, also mit geringem Eisenverbrauch bei durch die eigenartige Form — einer Fortbildung der bekannten Versalträger — gesicherter Tragfähigkeit, hergestellt werden. Dieselben Formen können in verschiedenartiger Zusammenstellung für Stützen und Deckenträger verwendet werden. Bei letzteren werden Hölzer eingelegt, um Unterdecken und Fußboden-Beleg in einfacher Weise befestigen zu können. Die Hohlstützen werden, wie Abb. 1 zeigt, auf

einer, auf dem Fundament ruhenden Schwelle beliebiger Art aufgestellt und mit oberem Rahmen verbunden, auf dem bei eingeschossigen Bauten der Dachstuhl ruht. Bei mehrgeschossigen Bauten wird zwischen die Stützen der aufeinander folgenden Geschosse, die in Normmängen von 2,25—2,85 m (abgestuft um je 15 cm) vorrätig gehalten werden, eine Schwelle eingeschoben. Der Horizontalschnitt Abbildung 2 zeigt, wie Tür- und Fensterrahmen in einfacher Weise einzusetzen sind. Abbildungen 3 und 4 lassen die Deckenausbildung mit Versalträgern bei Ausbildung mit Holz- oder Betonplatten-Einschub erkennen. Die in die Blechbalken eingelegten, mit ihnen verschraubten Hölzer lassen eine einfache Befestigung der Unterdecken und des Fußbodenbelages zu. Die Träger werden für die Kleinhäuser in 3 Profilen von 16, 20 und 25 cm Höhe hergestellt. Es lassen sich damit für Balkenabstände von 60—100 cm alle vorkommenden Lichtweiten bis zu 6,5 m zweckmäßig überdecken. Für Balken unmittelbar neben Wänden werden Halbträger geliefert.

Den Alleinvertrieb hat die A. G. Steffens & Noelle, Berlin, während die Herstellung der Träger und Stützen von der „Deutschen Versalträger-Industrie G. m. b. H.“ in Finnentrop in Westfalen, besorgt wird. In die Hohlstützen werden Betonplatten innen und außen trocken eingeschoben, die einen allseitig abgeschlossenen Luftraum von 10 cm Stärke zwischen sich lassen. Die Außenplatten können auf der Rückseite in beliebiger, bekannter Weise noch isoliert werden. Feuchter Mörtel kommt nur durch den Fugen-Verstrich der Platten in den Bau, dieser ist also sofort nach Fertigstellung bezugsfähig. Bezüglich der großen Schnelligkeit der Ausführung wird als Beispiel die Herstellung eines Arbeiter-Doppelhauses auf der Breslauer Messe 1918 angeführt, das vom ersten

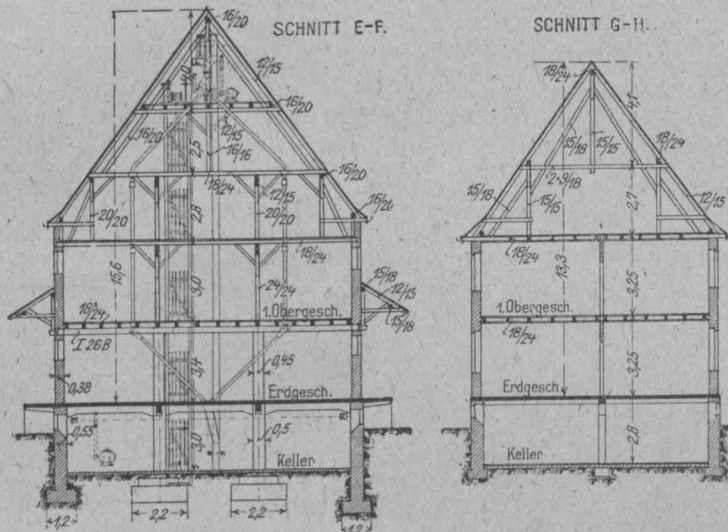


Abbildung 3 f und g. Querschnitt durch Schüttspeicher und Kontorbau.

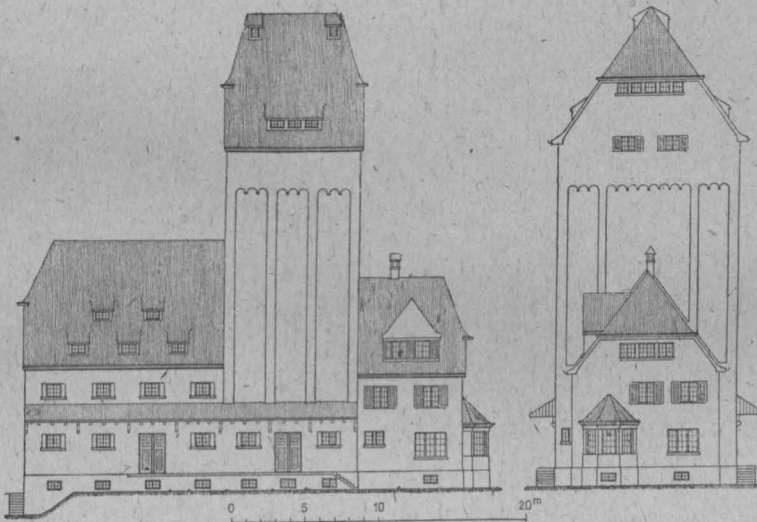


Abbildung 4 a und b. Ansichten der gesamten Speicher-Anlage.

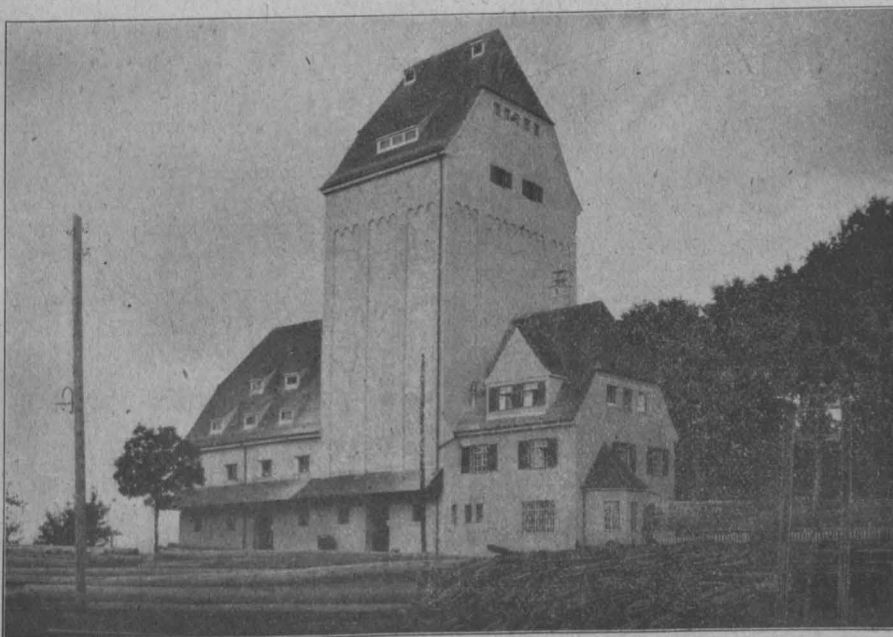


Abbildung 2. Ansicht des Speichers von der Bahnseite. Getreidesilo in Friedberg. Bauentwurf und Ausführung Gebr. Rank in München.

Spatenstich bis zum letzten Dachziegel einschließlich äußerem Putz, innerer Wandbekleidung, Aufstellung der Kochmaschinen und aller Nebenarbeiten in drei Tagen fertig gestellt wurde.

Die Ausführung ist also eine sehr schnelle, dabei eine sehr einfache, da alle Teile, die beim Bau zur Verwendung kommen normalisiert und typisiert sind. Im Gewicht soll sich eine 1 Stein starke Ziegelwand auf das 1 1/2 fache, eine 1 1/2 Stein starke Ziegelwand auf das 2 fache des Gewichtes einer Wand nach dieser Bauweise belaufen, das bedeutet eine Ersparnis von Gründungs- und Transportkosten. Der stündliche Wärmeverlust soll sich im Vergleich zu einer 1 Stein starken Ziegelwand i. M. nur auf 80 %, zu einer 1 1/2 Stein starken auf 91 % stellen. Jedenfalls sind bei den Ausführungen, welche die Firma Krupp mit Arbeiterwohnhäusern nach dieser Bauweise gemacht hat, durchaus günstige Erfahrungen gesammelt worden. Bezüglich der Kosten stellen sich dabei die Bauten etwa gleich denen für Holzbauten mit doppelter Verschalung, oder 1 Stein starken Massivbauten. Bauten nach dieser Art führt für Westdeutsch-

schweden, Fensterriegel, Sohlbänke werden dann eingelegt und nach vorherigem Zementmörtelanwurf an die Zapfen der Pfosten mittels Drahtheften verbunden, die durch beiderseitige Oesen gezogen werden. Dann erfolgt die Drahtverspannung und die übrige schon erwähnte Arbeit. Die Kosten sollen sich niedriger stellen als Holzbauten mit zweiseitiger Schalung, während die Vorteile der Massivbauweise, wie bei anderen derartigen Ausbildungen im wesentlichen erhalten bleiben.

Aus fabrikmäßig hergestellten eisenbewehrten Betondielen stellt die „Deutsche Kleinwohnungsbau-Gesellschaft m. b. H., Bamberg“ nach System „Kilp“ das tragende Gerüst her. Wir haben die Bauweise in den „Mitteilungen“, Jahrg. 1918, S. 97 ff. bereits näher in ihrer Anwendung auf den Kleinwohnungsbau besprochen. Hier sei der Vollständigkeit halber auf die Ausbildung in ihren Einzelheiten noch einmal hingewiesen. Die mit mehreren halbkreisförmigen Nuten und Wulsten versehenen, zunächst etwas kompliziert in ihrer Formgebung erscheinenden Dielen werden für die Pfosten zu Bündeln mit in Ze-

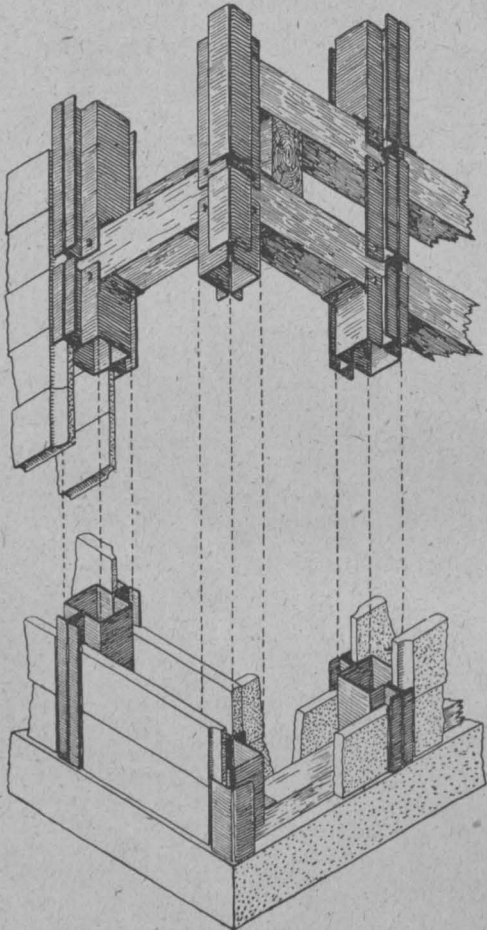


Abbildung 1. Eckausbildung eines Hauses. Schnellbauweise „Schmetz“ mit eisernen Versal-Hohlstützen und -Deckenträgern und Betonplatten zur Wandbildung.

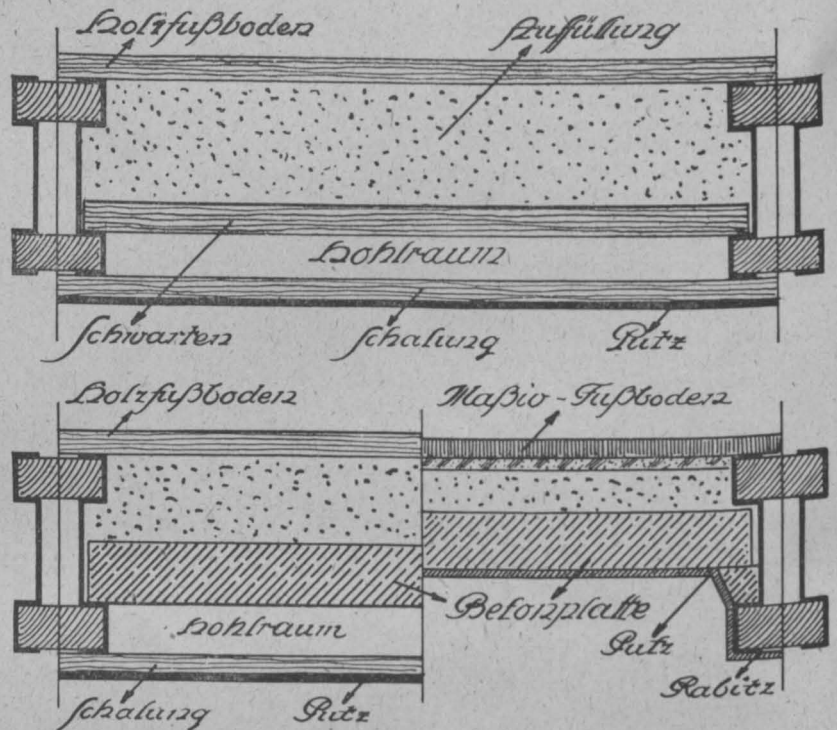


Abb. 3 und 4. Ausbildung der Decken mit Holz- bzw. Betonplatten-Einschub.

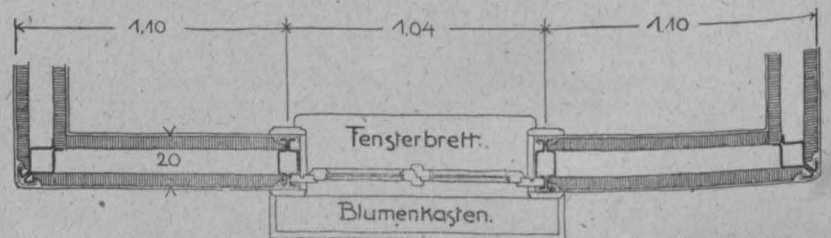


Abbildung 2. Horizontalschnitt durch eine Außenmauer.

land die Fa. Schmetz & Co., G. m. b. H. in Essen-Altessen, für Ostdeutschland die „Industriebau-A.-G.“ Kattowitz in Ob.-Schl. aus.

Statt der Eisenstützen und -Rähme bedient sich die „Zefer“-Bauweise der „Zefer“-Bauweise G. m. b. H., Berheine & Co. in Berlin-Steglitz fabrikmäßig erzeugter Eisenbeton-Hohlpfosten mit angestampften Zapfenansätzen, sodaß mit diesen Elementen unter Hinzuziehung von Drahtverspannungen zur Abstrebung ein festes Traggerüst hergestellt werden kann, das dann mit Rabitz-, Bakula- oder Streckmetall-Netz überspannt und durch Bewurf mit Zementmörtel beiderseitig geschlossen wird. Es ist natürlich auch eine Verkleidung mit fertigen Bims- oder Schlackenbetonplatten oder anderen Baustoffen möglich. Statt der durchgehenden Fundamente will die Bauweise nur einzelne kurze Grundpfähle mit oberem Zapfenansatz in der ausgehobenen Baugrube in Magerbeton versetzen, auf welche dann die Pfosten aufgestellt werden. Eine eingelegte Ringscheibe aus Asphaltpappe soll eine Isolierung herstellen, dann wird der Fuß der Pfosten durch ihre Hohlräume hindurch mit Zementmörtel vergossen. Die Rähme, Sockel-

ment eingelassenen Schraubenbolzen verbunden, in einfacher Form auch zu Rähmen, Deckenbalken, Unterzügen usw. verwendet. Diese Nuten und Wulste gestatten aber eine besonders sichere Verbindung der Einzelteile und die Einschubdecken usw. Zwischen den Doppelwänden bleibt ein 10 cm breiter Luftraum. Bezüglich der Preise usw. verweisen wir auf den früheren Aufsatz.

Aus leichten, fertigen Eisenbetonrahmen, die zugleich die Wandstützen, Deckenträger und Dachaufbau bilden, setzt die „Universal-Baugesellschaft m. b. H.“ in Wien das Traggerüst zusammen, das dann mit freitragenden Betonplatten geschlossen wird. Die Bauweise gestattet eine sehr rasche Fertigstellung des ganzen Baues.

Aus fertigen Vollbeton-Quadern von rechteckiger Grundform, jedoch mit einigen Ansätzen und Rillen führt das Bausystem Walland, das vom österr. Kriegsministerium, Abteilung 24, ausgestellt wird, die tragenden Pfosten seiner Bauten aus. Es werden 3 Typen von 15/15, 18/18, 22/22 cm Querschnittsabmessung hergestellt, die zu 2 Stück hintereinander gestellt kräftige Pfeiler ergeben, an die sich dann

beiderseits die aus 2 Plattenwänden hergestellten Doppelwände anschließen. In die Rillen der Pfeiler sind zur Aufnahme einseitiger Belastungen und Windbeanspruchung Rundeisen eingelegt, die durch Bügel in den Fugen zusammengehalten werden.

Die „Sparbau-Gesellschaft m. b. H.“ in Charlottenburg stellt die stützenden Betonpfosten erst an Ort und Stelle her. Die kräftigen Pfeiler werden aus einem Mantel von fertigen Platten gebildet, in deren äußere Falze zur

Wandbildung fertige dünne Wandplatten bis zu 4 hintereinander eingeschoben werden, sodaß 3 Luftschichten hintereinander entstehen. Der Kern der Pfeiler wird mit Beton gefüllt, in den Eiseneinlagen einbetoniert werden können. Durch Einschubung kleiner Quertafeln in den Mantel kann der massive Pfeilerquerschnitt auf das erforderliche Maß eingeschränkt werden. Ob mit dieser Ausführungsweise, die zwar eine gute Wärmehaltung verspricht, auch ein sparsames Bauen möglich ist, erscheint jedoch zweifelhaft. — (Schluß folgt.)

Ueber die Eigenschaften von bei Frost hergestelltem Zementmörtel und den Einfluß von Kochsalz-Zusätzen zum Anmachwasser. Von Dr. P. Herrmann.

Angeregt durch einen Artikel im Tiefbau 1908, S. 5 „Ueber Frostsicherung des Mörtels durch Salzzusatz“ wurden im Technischen Untersuchungsamt der Stadt Charlottenburg eine Reihe von Versuchen ausgeführt, die sich mit demselben Gegenstand befaßten; sie sind schon i. J. 1915 abgeschlossen, die Ergebnisse aber noch nicht veröffentlicht worden. Da sie sich über eine Beobachtungszeit von 1 Jahr erstrecken und zahlenmäßige Angaben über den Einfluß von Kochsalzzusätzen zum Anmachwasser auf die Druckfestigkeit des Zementmörtels bringen, werden diese Mitteilungen für manchen Fachmann willkommen sein.

Die Zugabe von Kochsalz zum Anmachwasser hat bekanntlich den Zweck, dieses bei Frostwetter vor dem Gefrieren zu bewahren, sodaß weiter gemauert werden kann, ohne befürchten zu müssen, Eiskristalle in den Mörtel zu bringen, die durch späteres Schmelzen schädliche Hohlräume hinterlassen würden.

Die Gefrierpunkts-Erniedrigung des Wassers steigt mit der im Anmachwasser aufgelösten Salzmenge, sodaß man durch wachsenden Kochsalzzusatz die Gefriertemperatur bis zum Maximum von -21° herabzudrücken vermag. In der Praxis wird man bei derartig starkem Frost natürlich nicht bauen, es kommen im Allgemeinen nur geringere Frostgrade in Frage, etwa bis zu -6° oder -8° , am häufigsten wird es sich um gelinden Frost von -2 bis -3° handeln. Zu den nachstehend mitgeteilten Versuchen wurde aus diesem Grunde eine schwache 2prozentige und eine stärkere 8prozentige Kochsalzlösung als Anmachwasser gewählt, jene für Kältegrade bis zu -2° , diese für solche bis zu -10° .

Zunächst wurde der Einfluß vom Kochsalz im Anmachwasser auf die Abbindevorgänge ermittelt; 300 g Zement wurden mit 32,2 % Wasser angemacht.

| Das Anmachwasser enthielt: | 0% Kochsalz | 2% Kochsalz | 8% Kochsalz |
|----------------------------|-----------------------|-----------------------|----------------------|
| Wärmeerhöhung . . . | 1,2° | 1,6° | 2,2° |
| Erhärtungsanfang . . | 7 $\frac{3}{4}$ Std. | 7 Std. | 6 $\frac{1}{4}$ Std. |
| Abbindedauer | 12 $\frac{1}{2}$ Std. | 11 $\frac{1}{4}$ Std. | 11 Std. |

Luftwärme: 17,41°C., Wasserwärme 16,97°C., Luftfeuchtigkeit 53,4.

Der Kochsalzzusatz beschleunigt also die Abbindevorgänge etwas, dementsprechend vergrößert sich auch die Wärmeerhöhung ein wenig. Die Ursache liegt in der chemischen Umsetzung zwischen dem Kochsalz und dem Kalhydrat des Zementes, wodurch freies Aetznatron und Chlor-

calcium gebildet werden, zwei Stoffe, die in der hier vorliegenden Konzentration beschleunigend auf den Abbindevorgang wirken.

1. Versuch. Es wurden bei Zimmertemperatur von $17-20^{\circ}$ je 20 Körper für Zug- und Druckversuche in Mischung von 1 Gewichtsteil Zement: 2 Gewichtsteilen Normsand mit 8,5 % eines Anmachwassers hergestellt, welches 0 %, 2 % und 8 % Kochsalz enthielt. Die Hälfte der Körper, also 10 Druck- und Zugkörper wurden bei Zimmertemperatur von $17-20^{\circ}$ 4 Wochen an der Luft gelagert und nach dieser Zeit auf Zug- und Druckfestigkeit geprüft, die andere Hälfte wurde nach der Herstellung der Kälte ausgesetzt. Am ersten Tage betrug diese -10° , dann dauernd 14 Tage lang -15 bis 16° . Nach 21 Tagen wurden diese Körper noch 7 Tage bei Zimmertemperatur gelagert und dann ebenfalls auf Zug- und Druckfestigkeit geprüft. Ausblühungen waren nicht zu bemerken, auch kein Treiben, was in der üblichen Weise an Kuchen festgestellt wurde. Dem Aussehen nach waren die Körper ohne Kochsalz in der Kälte festgefroren, die mit 2 % Kochsalz waren feucht und die mit 8 % vollkommen feucht.

2. Versuch. Es wurden nur Druckkörper angefertigt in Mischung von 1 Gewichtsteil Zement: 3 Gewichtsteilen Normsand, wiederum mit 0 %, 2 % und 8 % kochsalzhaltigem Anmachwasser; während bei Versuch 1 die Einzelbestandteile des Mörtels beim Anmachen und Mischen sämtlich Zimmerwärme hatten, wurden bei diesem Versuch die Verhältnisse auf der Winterbaustelle nachgeahmt. Nachdem der Zement, der Sand und das Anmachwasser im Freien eine Temperatur von -6° angenommen hatten, wurden sie bei dieser Temperatur im Freien gemischt und dann normgemäß im Zimmer eingeschlagen und sofort wieder der Kälte ausgesetzt, zunächst 3-4 Tage in der Form gelassen, schließlich in der Kälte ausgeformt und dauernd in der Kälte belassen. Die Lufttemperatur schwankte in dieser Zeit (Januar 1912) zwischen -15 und $+4^{\circ}$, in den ersten 14 Tagen war sie ständig unter 0° .

Alle Körper wurden vor der Druckprobe 24 Stunden lang bei Zimmertemperatur von 20° gelagert. Der Versuch mit kochsalzfreiem Wasser konnte natürlich im Freien nicht ausgeführt werden, er wurde bei Zimmertemperatur vorgenommen, auch lagerten diese Körper bei Zimmertemperatur und dienten zum Vergleich. Das 2prozentige kochsalzhaltige Anmachwasser war gelatinös und enthielt schon Eisstücke, trotzdem wurde der Mörtel damit angemacht gleich dem Vorgehen des Maurers in solchen Fällen.

Ergebnisse des Versuches 1.

| ohne Kochsalz im Anmachwasser | | mit 2% Kochsalz im Anmachwasser | | mit 8% Kochsalz im Anmachwasser | |
|---|--------------------------|---------------------------------|--------------------------|---------------------------------|--------------------------|
| Zug kg/cm ² | Druck kg/cm ² | Zug kg/cm ² | Druck kg/cm ² | Zug kg/cm ² | Druck kg/cm ² |
| Nach 28 Tagen Luftlagerung bei 20 : | | | | | |
| 41,7 | 425 | 40,7 | 505 | 48,9 | 491 |
| 38,2 | 417 | 43,2 | 503 | 50,6 | 476 |
| 41,7 | 435 | 41,7 | 491 | 46,2 | 497 |
| 37,6 | 422 | 40,9 | 465 | 49,3 | 505 |
| 34,2 | 425 | 39,9 | 474 | 45,2 | 486 |
| 41,2 | 403 | 39,9 | 485 | 50,0 | 467 |
| 41,7 | 416 | 45,1 | 456 | 44,6 | 443 |
| 41,6 | 426 | 45,1 | 415 | 48,2 | 486 |
| 41,7 | 418 | 46,6 | 435 | 51,8 | 532 |
| 39,8 | 424 | 43,9 | 352 | 48,8 | 487 |
| Mittel: 39,9 | 421 | 42,7 | 458 | 48,4 | 487 |
| Nach 21 Tagen Lagerung im Frost und 7 Tagen Lagerung bei 20° an der Luft: | | | | | |
| 33,2 | 172 | 40,9 | 240 | 49,6 | 330 |
| 31,3 | 196 | 39,6 | 218 | 43,0 | 340 |
| 33,5 | 192 | 35,0 | 248 | 46,7 | 330 |
| 36,6 | 186 | 38,0 | 240 | 51,1 | 338 |
| 36,6 | 198 | 37,6 | 238 | 52,9 | 344 |
| 30,6 | 186 | 35,8 | 234 | 48,8 | 340 |
| 32,3 | 218 | 36,3 | 228 | 50,9 | 338 |
| 34,5 | 190 | 35,0 | 244 | 45,7 | 352 |
| 33,6 | 206 | 38,8 | 236 | 53,0 | 340 |
| 34,3 | 182 | 37,1 | 244 | 53,0 | 330 |
| Mittel: 33,7 | 193 | 37,4 | 237 | 49,5 | 338 |

Ergebnisse des Versuches 2.

| Druckfestigkeit nach 7 Tagen Luftlagerung in kg/cm ² | | | Druckfestigkeit nach 28 Tagen Luftlagerung in kg/cm ² | | |
|---|-----------------------|-----------------------|--|-----------------------|-----------------------|
| 0% Kochsalz ohne Frost | 2% Kochsalz mit Frost | 8% Kochsalz mit Frost | 0% Kochsalz ohne Frost | 2% Kochsalz mit Frost | 8% Kochsalz mit Frost |
| 220 | 100 | 140 | 290 | 140 | 200 |
| 220 | 80 | 140 | 280 | 140 | 210 |
| 230 | 80 | 140 | 290 | 130 | 210 |
| 230 | 70 | 130 | 300 | 150 | 220 |
| 230 | 90 | 130 | 300 | 120 | 210 |
| Mittel: 226 | 84 | 136 | 292 | 136 | 210 |

Dieser Versuch zeigt die günstige Wirkung des Kochsalzes in 8 prozentiger Konzentration. Die Festigkeiten der mit solchem Anmachwasser hergestellten Zementmörtelkörper sind durchaus befriedigend, besonders mit Rücksicht darauf, daß diese Körper bei Frost angemacht, gemischt, abgebunden und erhärtet sind.

3. Versuch. Dieser letzte Versuch sollte erweisen, ob die mit Hilfe von Kochsalz in starkem Frost hergestellten und gelagerten Körper im Lauf der Zeit die gleiche hohe Festigkeit erreichen wie die bei Zimmertemperatur hergestellten und gelagerten. Am Tage der Versuchsausführung, 21. Januar 1914, herrschte eine Temperatur von -8° . Der Zement, der Sand und das 8 prozentige kochsalzhaltige Anmachwasser waren vor dem Verarbeiten 2 Stunden lang dem Frost im Freien ausgesetzt gewesen. Das Wasser ohne Salz begann nach einer Stunde zu gefrieren, das mit 2% Kochsalz nach 1½ Stunden, das mit 8% Kochsalz blieb flüssig. Die Mischung für die Körper ohne und mit 2% Salz wurde wie die mit 8% Salz ebenfalls im Freien bei Frost vorgenommen, solange das Anmachwasser nicht gefroren war. Die Körper kamen sofort nach dem Einschlagen wieder ins Freie (-8°). Die Temperatur blieb 6 Tage dauernd unter Null und erreichte mit -11° ihr Minimum; das Maximum betrug -1° , sodann trat Tauwetter ein und vom 27. Januar 1914 lagerten die Körper wie die im Zimmer hergestellten bei etwa 20° ein Jahr lang an der Luft. Die Mischung zwischen Zement und Normsand betrug durchweg 1:3 nach Gewichtsteilen. Die Menge des Anmachwassers 8,5%. Die am 21. Januar 1915 vollzogene Prüfung ergab:

bereitung bei Frost dafür, daß das Anmachwasser durch genügenden Kochsalzzusatz (8%) flüssig bleibt und keine Eiskristalle entstehen, so verschwindet nach längerer Lagerung die durch den die Erhärtung verzögernden Frost verursachte geringere Druckfestigkeit gänzlich und es zeigt sich sogar die bei allen Versuchen beobachtete Erhöhung der Druckfestigkeit als Folge des Kochsalzzusatzes.

Auf Grund dieser Versuche hat die städtische Tiefbauverwaltung von Charlottenburg für die bauausführenden Organe folgende Vorschrift zur Befolgung erlassen, falls es nötig sein sollte, bei Frostwetter Zementmauerwerk herzustellen:

„Der Zusatz von Salz zum Mörtel ermöglicht es, Ziegelmauerwerk und Beton bei Frostwetter bis -10° herzustellen, aber von diesem Mittel ist nur in Notfällen und mit besonderer Genehmigung Gebrauch zu machen und auch nur bis zu einer Temperatur bis zu -10° C. Außerdem kann die Verwendung von Salz zum Mörtel und Beton nur dort zugelassen werden, wo das fertige Mauerwerk nicht freie saubere Ansichtsflächen zeigen soll, da der hohe Kochsalzgehalt Ausscheidungen an der Luft erzeugt, die zwar nicht schädlich für den Bestand sind, aber doch ungeschön wirken.

Der Mörtelsand muß frei von gefrorenen Klumpen sein. Bildet er mit Eis durchsetzte Klumpen, so muß er aufgetaut werden, darauf wird er mit dem Zement im vorgeschriebenen Mischungsverhältnis gut durchgemischt. Dann wird das 8% Salz enthaltende Anmachwasser dem trockenen Mörtel zugesetzt. Ist die Temperatur des Zementes unter 0° , so muß er vorher auf die Temperatur über 0° gebracht werden.

Ergebnisse des Versuches 3. Jahreslagerung.

| 0% Kochsalz im Anmachwasser | | 2% Kochsalz im Anmachwasser | | 8% Kochsalz im Anmachwasser | |
|--------------------------------|------------------------|-----------------------------|------------------------|-----------------------------|------------------------|
| ohne Frost bei 20° | mit Frost | ohne Frost bei 20° | mit Frost | ohne Frost bei 20° | mit Frost |
| 374 | 330 | 485 | 417 | 460 | 507 |
| 421 | 339 | 493 | 431 | 480 | 536 |
| 462 | 368 | 456 | 427 | 470 | 499 |
| 439 | 368 | 456 | 425 | 485 | 515 |
| 446 | 372 | 480 | 446 | 470 | 489 |
| Mittel: 428 kg/cm ² | 355 kg/cm ² | 474 kg/cm ² | 429 kg/cm ² | 473 kg/cm ² | 509 kg/cm ² |

Die Ergebnisse dieses Versuches zeigen übereinstimmend mit den beiden anderen wieder die Erhöhung der Druckfestigkeit durch Kochsalzzusatz zum Anmachwasser. Die Erscheinung wird vornehmlich darauf begründet sein, daß ein Teil der Hohlräume des Mörtels mit Salzkristallen ausgefüllt, der Körper also dichter wird.

Als besonders interessant ergibt sich aus diesem letzten Versuch aber Folgendes: Sorgt man während der Mörtel-

Die Ziegelsteine brauchen, wenn sie zwar durchgefroren, aber frei von äußerlich anhaftendem Eis sind, nicht aufgetaut zu werden. Haben sie dagegen Eiskrusten, so müssen sie aufgetaut werden. Das fertige Mauerwerk braucht nicht weiter vor Frost geschützt zu werden, wenn dieser -10° C. nicht übersteigt. Bei der Herstellung von Beton ist der Kies ebenso wie der Mörtelsand und der Schotter ebenso wie die Ziegelsteine zu behandeln“.

Vermischtes.

Die Clapeyron'sche Gleichung als Grundlage der Rahmenberechnung. Zu dieser Frage erhalten wir noch die folgende Zuschrift:

„Zu den Ausführungen in No. 19, 20 und 22 des Jahrganges 1918 sowie No. 4 der Mitteilungen dieses Jahrganges möchte ich nur kurz erwähnen, daß dieses, übrigens sehr naheliegende Verfahren bereits von Haeseler in seinem Brückenbau, Eiserne Brücken, verwendet worden ist und daher in seinen Grundgedanken keineswegs als neu betrachtet werden kann.“ — Ohlsson-Berlin.

Literatur.

Eisenbeton-Ausschuß des österr. Ing.- u. Arch.-Vereins. Heft 7. Ueber Balken mit Bewehrung aus hochwertigem Eisen. Leipzig und Wien 1918. Verlag Franz Deuticke.

Zu unserer Besprechung in No. 2 der „Mitteilungen“ tragen wir noch den Preis nach, der für Deutschland 3 M. beträgt. —

Neuerscheinungen. (Besprechung bleibt vorbehalten.)

Die Grundzüge des Eisenbetonbaues. Von M. Foerster, Geh. Hofrat, ordentl. Prof. a. d. Techn. Hochschule Dresden. 8., 348 S. Text mit 164 Textabbildungen. Berlin 1919. Verlag Julius Springer. Pr. geb. 18 M. —

Nebenspannungen von Eisenbeton-Bogenbrücken mit besonderer Berücksichtigung der Berechnung bei räumlichem Kraftangriff mittels Einflußlinien. Von Dr.-Ing. Alfred Hawranek, o. ö. Prof. d. deutsch. Techn. Hochschule in Brünn. 8., 134 S. mit 86 Textabbildungen. Berlin 1919. Verlag Wilh. Ernst & Sohn. Pr. geh. 12 M. —

Der Eisenbetonbau. Ein Leitfaden für Schule und Praxis von C. Kersten, Ob.-Ing. und Ob.-Lehrer a. D. Teil II. Anwendungen im Hoch- und Tiefbau mit Anhang: Erläuterungen zu den neuen Betonbestimmungen vom Jahre 1916. Kl. 8. mit 268 S. Text und 573 Textabbildungen. 9. unveränderte Auflage. Berlin 1918. Verlag Wilh. Ernst & Sohn. Preis steif geh. 8,20 M. —

Nachdem die 8. Auflage in den Rechnungs- und Ausführungsbeispielen durch eine eingehende Besprechung der neuen Bestimmungen vom Jahre 1916 ersetzt worden ist, hat die 9. Auflage Veränderungen nicht erfahren. —

Inhalt: Getreidesilo der bayerischen Zentraldarlehnskasse in Friedberg. — Faustformeln zur Berechnung der größten Zusatzmomente in statisch unbestimmten Bogenträgern. — Verstärkung von Beton- und Eisenbetonkonstruktionen. (Schluß.) — Der Betonbau auf der Ausstellung „Sparsame Baustoffe“ in Berlin. (Fortsetzung.) — Ueber die Eigenschaften von bei Frost hergestelltem Zementmörtel und den Einfluß von Kochsalz-Zusätzen zum Anmachwasser. — Vermischtes. — Literatur. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H. in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselein 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 6.

Silobauten in Eisenbeton.

Ausgeführt von Heinrich Butzer, Tiefbau-Betonbau, Dortmund-Kattowitz.



silobauten, d. h. Vorratsbehälter für Massengüter, welche einen selbsttätigen Abfluß des Füllgutes aus geeignet angebrachten Ausläufen ermöglichen, sind heute fast in allen Teilen unserer Industrie erforderlich. Ueberall wo Getreide, Malz, Zement, Trass, Tonerde, Erze, besonders Koks und Kohle gewonnen oder verar-

beitet werden, findet man auch die zugehörigen Silos und zwar neuerdings der großen Anpassungsfähigkeit und Beständigkeit wegen aus Eisenbeton.

Die Möglichkeit, diesen Baustoff in jede den besonderen Umständen angepaßte Form bringen zu können, seine große, im Laufe der Zeit zunehmende Festigkeit,

die fast kostenlose Unterhaltung und schließlich die kurzen Baufristen haben ihm auch dieses Gebiet rasch erschlossen. Besonders durch seine außerordentliche Anpassungsfähigkeit

läßt sich der Eisenbeton für die Zwecke des Behälterbaues durch einen anderen Baustoff überhaupt nicht ersetzen.

Hierzu kommt noch, daß „Vollmassivbauten“, wie ich den Beton nennen will, ihrer fast unbegrenzten Lebensdauer wegen außerordentlich gute Kapitalanlagen bilden, was besonders in der jetzigen Zeit der hohen Löhne stark ins Gewicht fällt, wo man ängstlich darauf bedacht sein muß, nur allerbeste Baustoffe mit großer Beständigkeit zu verarbeiten, um die Amortisationen trotz der

hohen Baukosten niedrig zu halten; schließlich bieten Eisenbetonbauten gegenüber anderen Bauweisen einen größeren Schutz gegen Feuersgefahr und rechtfertigen daher bei wertvollen Lagergütern wie Getreide, Malz, Korkmehl usw. niedrige Feuerversicherungsprämien.

Nachstehend sind eine Anzahl ausgeführter Bauwerke in Ansichten und Schnitten erläutert. Diese Ausführungen lassen erkennen, daß es möglich ist, statisch richtige und zweckmäßige, mit architektonisch einwandfreien, in ihrer Erscheinung befriedigenden Verhältnissen in zwanglose Uebereinstimmung zu bringen. Die Zeiten, in denen Industriebauten ihrer angeblichen Häßlichkeit wegen ängstlich versteckt oder mit einer Scheinarchitektur umgeben wurden, sind vorüber. Zielbewußt und sicher sind uns auf neuen Wegen Architekten wie Peter Behrens, Berlin; Erlwein, Dresden; Gebr. Rank, München;

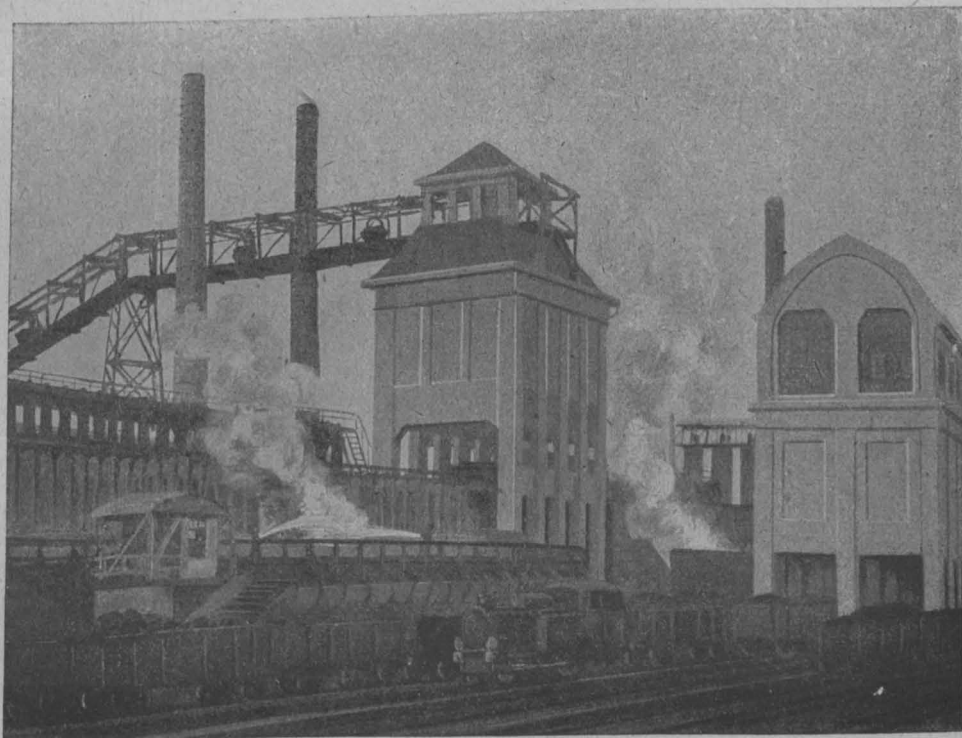


Abbildung 6. Teilstück einer Kohlenzeche in Westfalen. (Vergl. Abb. 1.)

Taut und Hoffmann, Berlin; Poelzig, Breslau; Hildebrand und Günthel, Bremen; vorangegangen.

Nachstehend seien einige neuere Ausführungen aus Rheinland, Westfalen und Oberschlesien näher erläutert: Abbildung 1 gibt ein Schaubild der Gesamtanlage einer Kohlenzeche des westf. Industriegebietes,

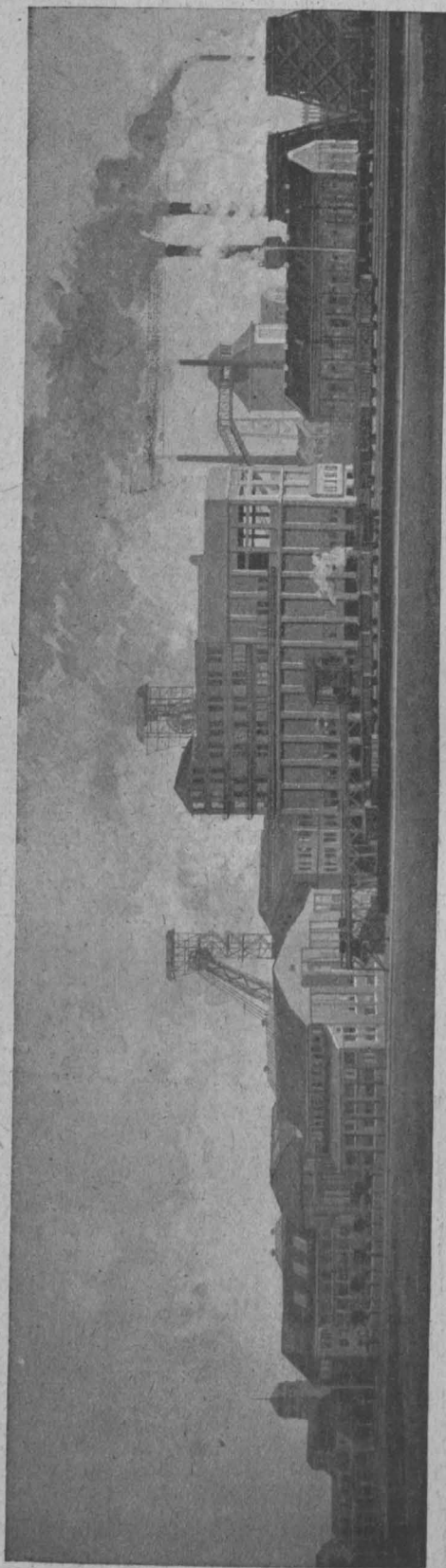


Abbildung 1.
Gesamtübersicht
einer Kohlenzeche

Büro- und Kaugengebäude
für eine Belegschaft von 4 000 Mann

Kohlenwäsche

Kohlenturm, Zentralmaschinenhaus
2 000 t Inh. Koksseparation

in Westfalen.
Baulichkeiten
in Eisenbeton.

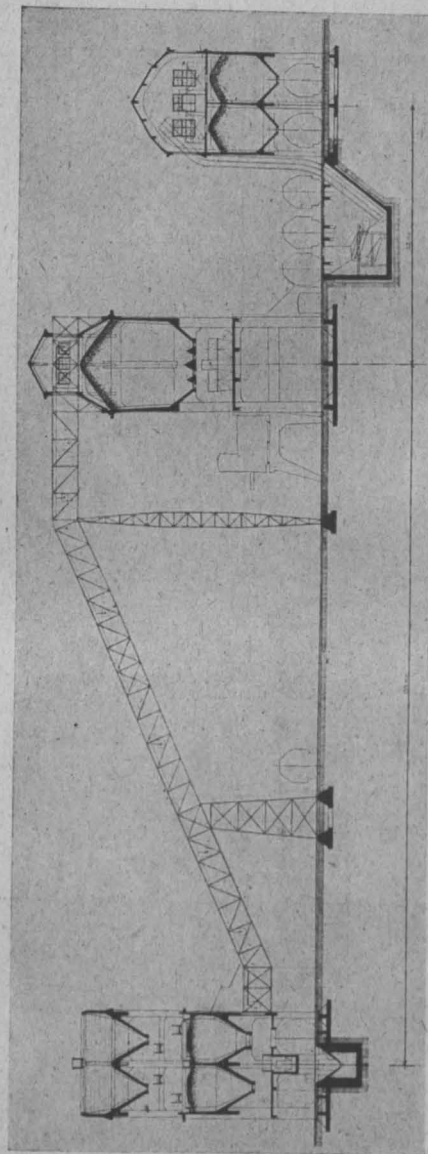


Abbildung 3. Querschnitt durch Wäsche, Kohlenturm und Koksseparation.

bedingte wiederum die Anordnung der Kohlenwäsche in der langgestreckten Form.

Abbildung 2 zeigt einen Längsschnitt durch die Wäsche, während in Abbildung 3 ein Querschnitt durch dieses Bauwerk, den Kohlenturm und die Koksseparation gegeben wird. Der Unterbau der Wäsche ist bis zur Höhe + 17 m über SO. vollkommen in Beton hergestellt. Es sind darin die Behälter für Roh-, Nuß- und Feinkohle, Berge, Schlamm und Staub angeordnet. Rechts oberhalb der Ordinate + 17 m liegen die Klär-, Lösch- und Trinkwasser-Behälter, während der linke Gebäudeteil die maschinelle Einrichtung wie die Setzmaschinen usw. enthält. Des schlechten Baugrundes wegen liegt das ganze Gebäude auf einer durchgehenden Eisenbeton-Rippenplatte, welche das Gesamtgewicht

von rd. 22000 t mit einem spezifischen Bodendruck von 1,65 kg/cm² auf den tragfähigen Baugrund überträgt. Die Behälter in der Wäsche fassen zusammen 7500 t Kohle und 1500 cbm Wasser. Das Bauwerk ist 75 m lang, 13 m breit und an seiner höchsten Stelle 30 m hoch. Die Bewehrung der Klärbehälterspitzen ist in Abbildung 4 dargestellt. Etwa 80 m von der Wäsche entfernt befindet sich der Koks-Kohlenturm für 2000 t Nutzinhalt, ebenfalls ganz aus Eisenbeton. Er ist in üblicher Weise gegliedert und steht ebenfalls auf einer durchgehenden Fundamentplatte; in Abbildung 5 sieht man ihn halbfertig in Schalung.

Die charakteristische Einschalungsweise derartiger Bauwerke, die darin besteht, daß ohne äußere Gerüste, nur von innen in der Weise weiterschalt wird, daß die fertig betonierten Bauwerksteile als Stützpunkte für den weiteren Aufbau dienen, geht aus dieser Abbildung ebenfalls gut hervor. Die daneben befindliche Separation mit Becherwerksgrube bietet in baulicher Hinsicht gegenüber den beiden anderen Bauten nichts besonders Erwäh-

nenswertes. Abbildung 6 gibt nochmals ein Schaubild der beiden letzten Gebäude. In konstruktiver Hinsicht bestehen sämtliche Bauwerke aus einem System von Stützen, Bindern bzw. Aussteifungsrippen mit zwischen diese gespannten Deckenplatten oder Wänden und den für alle Behälterbauten so charakteristischen hängenden Trichterböden. Ihre Berechnung bietet der Einheitlichkeit des Baustoffes und der hiermit zusammenhängenden Kontinuität aller einzelnen Bauteile wegen mancherlei Schwierigkeiten. Dem Geschick und besonders dem Gefühl des Entwerfenden muß es von Fall zu Fall überlassen bleiben, die Bedingungen für die statische Berechnung so zu wählen, daß sie der Wirklichkeit möglichst nahe kommen, d. h. überflüssige Zusammenhänge des zu berechnenden Bauteiles mit den Nachbaranteilen zu lösen oder durch Verbindungen mit

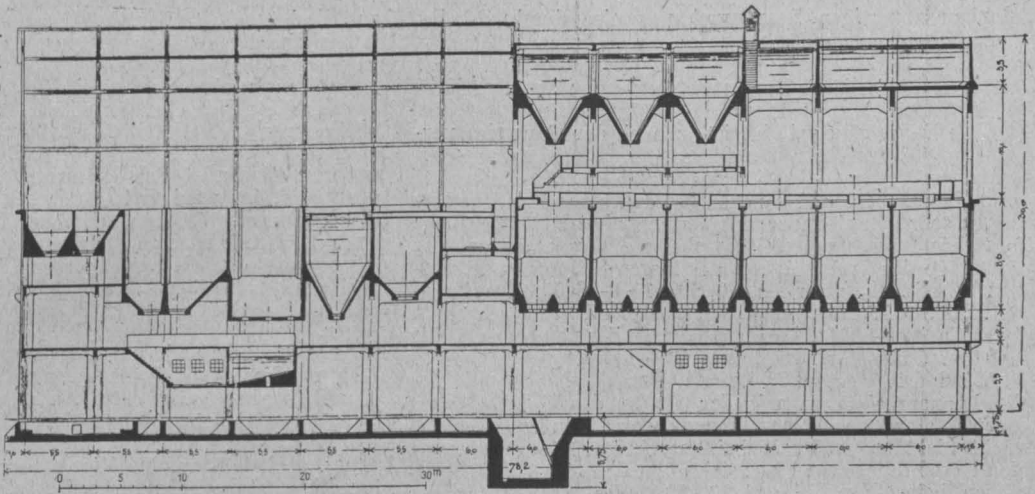
auf welcher die Wäsche, der Kohlenturm und die Koksseparation mit den zugehörigen Nebenanlagen in Eisenbeton errichtet sind. Die Hauptschwierigkeit bei der Ausführung der vorstehenden Bauten lag in der Wahl der zweckmäßigsten Gründung. Durch die Grundriß-Anordnung der beiden Schächte war die Entwicklung der Bahnanlage für die Kohlenverladung gegeben. Diese

einfachen Bedingungen, wie Gelenke, zu ersetzen. Stets wurde angestrebt, möglichst klare statische Verhältnisse zu schaffen.
(Fortsetzung folgt.)

Abbildung 3 (oben).
Längsschnitt durch die
Kohlenwäsche.

Abbildung 4 (unten).
Bewehrung der Klär-
behälterspitzen.

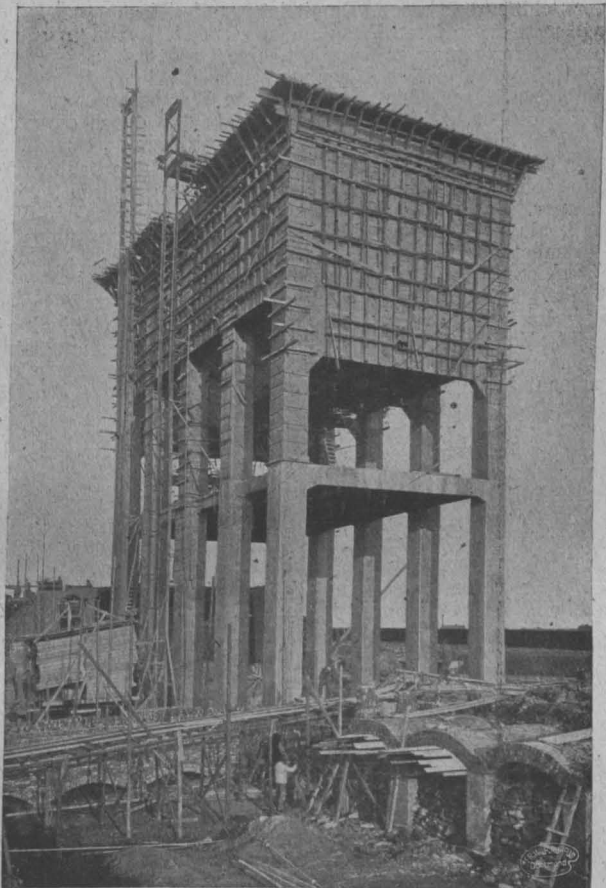
Abbildung 5 (Mitte).
Kokskohlen-Vorratsturm
im Bau.



Die technischen und wirtschaftlichen Grundlagen der Verwendung von Eisenbeton als Schiffbaumaterial.

Während des Krieges hat der Eisenbeton-Schiffbau und vor allem im letzten Jahr einen erstaunlichen Aufschwung erfahren. Frachtraumangel, Mangel an Facharbeitern und wohl auch die Schwierigkeit und Kostspieligkeit der Beschaffung des Materiales für den Bau von Eisenschiffen sind, die Ursachen dafür. In derselben Zeit ist auch eine reiche Literatur, namentlich über die konstruktive Seite des Eisenbeton-Schiffbaues, meist hervorgehend aus dem Kreise der Eisenbeton-Fachleute, entstanden. Von besonderem Interesse dürfte für diese Fachleute nun aber auch die Meinung eines Schiffbauers sein, wie sie von Dr.-Ing. Carl Commentz in einem eingehenden Aufsatz unter obigem Titel in der „Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure“ 1919 No. 10/11 zum Ausdruck kommt. (Derselbe Verfasser hat auch auf der letzten Hauptversammlung der „Schiffbautechnischen Gesellschaft“ über dieses Thema gesprochen.) Ein Hinweis und ein Auszug sei nachstehend gegeben.

Verfasser verbringt sich zunächst über den Eisenbeton, seine Eigenschaften und seine bisherige Verwendung, also über eine Frage, die hier nicht erörtert zu werden braucht, und geht dann zu den Festigkeitsbeanspruchungen des Eisenbetons im Schiffbau über, bespricht die bestehenden Vorschriften der Klassifikations-Gesellschaften in ihren Hauptgesichtspunkten und gibt dabei den vom Germanischen Lloyd in Verbindung mit einem Ausschuß des „Deutschen Beton-Vereins“ aufgestellten Vorschriften, die eine gewisse Freiheit lassen, vor den starren, mehr mechanisch anzuwendenden Vorschriften der Gesellschaft Norsk Veritas den Vorzug. Er steht jedoch auf dem Standpunkt, daß diese Vorschriften, die sich den beim Landbau üblichen Rechnungsgrundsätzen anschließen, wobei jedoch stets nachzuweisen ist, daß die auftretenden Betonzugspannungen ein bestimmtes Maß (24 kg/cm² in den deutschen Vorschriften) nicht überschreiten, nur dann die nötige Sicherheit und Wasserdichtigkeit gewährleisten, wenn sich die zulässigen Beanspruchungen genau den tatsächlichen Eigenschaften des verwendeten Betons anpassen. „Die Rechnungsgrundlage für die Errechnung der gesamten Längsfestigkeit im Schiffbau muß die tatsächliche elastische Formänderung sein, und es müssen hierin sowohl Zug- als Druckelastizitätswerte ihrem wahren Betrage nach eingesetzt und verrechnet werden.“ Er fordert für den Schiffbau vorläufig einen hohen Grad von Sicherheit, mindestens 6–7fach für die Betondruckfestigkeit, 4¹/₂ fach für die verschiedenen Eisenbeanspruchungen, während er die Betonzugspannungen fast bis an die Grenze der Betonzugfestigkeit zulassen will, sofern durch Versuche nachgewiesen ist, daß hierbei der Zusammenhang des Materiales in keiner Weise leidet. Der für den



Betonbau neuartigen Beanspruchungsweise durch ständig wechselnden Zug und Druck ist dabei durch zweckentsprechende konstruktive Ausbildung Rechnung zu tragen. Bezüglich der örtlichen Beanspruchung durch Stoß hat Verfasser bei den Betonschiffen keine Bedenken.

Das Eigengewicht ist je nach der Bauweise verschieden (Gabellini'sche Bauweise, Herstellung zwischen 2 Schalungen, Bauweise Alfons mit nur innerer Schalung sind die 3 Haupttypen) und weichen bei den bisherigen Ausführungen sehr von einander ab. Verfasser hat Mittelwerte für Seeschiffe zusammengestellt, wobei die Vergleiche auf der Grundlage der Tragfähigkeit des leeren Schiffskörpers aufgestellt sind, und zwar für 300, 500, 1000—6000 t Tragfähigkeit. Die Gewichte bewegen sich hierbei für Flußeisenschiffe zwischen 160—2000 t, für Eisenbetonschiffe zwischen 340 bis 2880 t, sind also für letztere um 212—144 % schwerer. Flußschiffe sind im Allgem. in Beton 2—3 mal schwerer. Da hier die Beanspruchungen mit der Größe des Schiffskörpers nicht so stark wechseln, wird auch der Einfluß auf das Gewicht nicht so groß wie bei Seeschiffen. Der Verbrauch von Bewehrungseisen stellt sich unter den gleichen Verhältnissen beim Seeschiff auf 30—53 % des Eisenverbrauchs beim Eisenschiff. Der Bedarf an Bewehrungseisen steigt mit der Schiffsgröße rasch. Damit ist für die Eisenbetonschiffe, will man sie in ihren Wandungen nicht stärker machen, als die Beanspruchung es erfordert, eine Größtgrenze gegeben, weil sich die großen Eisenmengen schließlich nicht mehr einbetten lassen. Die wirtschaftliche Wettbewerbsfähigkeit der Eisenbetonschiffe hängt davon ab, daß durch die technische Entwicklung ihr Gewicht herabgemindert wird.

Das größere Eigengewicht der Betonschiffe bedingt für die gleiche Tragfähigkeit einen wesentlich größeren Schiffskörper. Das ist ein Nachteil, aber auch insofern ein Vorteil, als nach Abzug des nicht ausnutzbaren Raumes im Eisenbetonschiff ein höherer Laderaum verbleibt. Auch die Schwimmfähigkeit eines beschädigten teilweise unter Wasser sinkenden Schiffes bleibt eine höhere für Betonschiffe.

Bezüglich der Erzielung von Wasserdichtigkeit gibt Verfasser der Verwendung entsprechender Betonmischungen, ohne besondere Zusätze den Vorzug, empfiehlt aber unbedingt einen äußeren und inneren Anstrich, um die feinsten Haarrisse geschlossen zu halten. Auch bezüglich der Abhaltung etwaiger Einwirkung des Seewassers auf den Beton findet er hierin eine erhöhte Sicherheit. Bezüglich der Rostgefahr des Eisens hat er bei entsprechender Betonmischung und genügender Deckung keine Besorgnis, dem Bau von Oeltankschiffen in Beton, wie er namentlich von den Amerikanern bereits in größerem Umfang ausgeübt worden ist, steht Verfasser noch ablehnend gegenüber.

Er untersucht dann die Gesichtspunkte für die Möglichkeit technischer Fortschritte im Eisenbeton-Schiffbau, die einerseits auf Verringerung des Gewichtes, andererseits auf die Erzielung geeigneter Tragfähigkeits- und Elastizitäts-Eigenschaften abzielen. Beides steht in gewissem Gegensatz, deshalb ist Leichtbeton nur mit Vorsicht und nur für Teile anzuwenden, die geringen Beanspruchungen ausgesetzt sind. Für verfehlt hält er den Gedanken Pollock's, durch Anwendung von Qualitätseisen hoher Festigkeit Querschnittsvermindern zu erzielen. Das erscheint aber verfehlt, da die Eisenbeanspruchungen im richtigen Verhältnis zur Elastizität und Festigkeit des Betons stehen müssen. Eine Beeinflussung dieser Eigenschaften durch Traßzusatz erscheint dem Verfasser als ein vielleicht gangbarer Weg zu geringeren Abmessungen, also Gewichtsersparnis zu kommen.

Die Bauausführung an Eisenbetonschiffen ist einfacher und hinsichtlich der Hilfsmittel billiger als beim Eisenbau, dafür muß aber die Kontrolle eine schärfere sein. Mehr noch als bei der Anwendung für Landbauten spielt die Sachkenntnis und Zuverlässigkeit der ausführenden Firma eine Rolle. In Bezug auf die Kürze der Bauzeit ist der Eisenbeton-Schiffbau dem Eisenbau namentlich dann überlegen, wenn eine Reihe von Schiffen nach demselben Typ herzustellen sind. Das fertige Schiff muß aber mindestens noch 1 Monat erhärten, ehe man es zu Wasser lassen darf. Der Germanische Lloyd hat auch für den Bau sehr eingehende Vorschriften erlassen.

In der Reparaturfrage findet Verfasser kein grundsätzliches Bedenken, hält einwandfreie Ausbesserung, bei der der richtige Zusammenhang der alten und neuen Betonteile die schwierigste Aufgabe ist, als für weniger einfach als beim Eisenbau.

Bezüglich der Baukosten schwanken die Preisangaben für Schiffsrümpfe, denen Verfasser eine gewisse Gültigkeit zugesteht, zwischen 70 und 100 % derjenigen von Eisenschiffen. Er hält bei Seeschiffen 80 % als eine bei ausreichender Erfahrung jedenfalls mit Sicherheit erreichbare Zahl, während bei Flußschiffen — abgesehen vom Reihenschiff — zunächst von wesentlichen Ersparnissen keine Rede sein könne, doch hält er 15—20 % für erreich-

bar. Er bezweifelt aber, daß diese nicht zu große Ersparnis genügt, um die Eisenbetonschiffe unter Berücksichtigung ihres größeren Gewichtes wettbewerbsfähig zu machen, da nötige Maschinenstärke und erreichbare Geschwindigkeit hier ein gewichtiges Wort mitsprechen.

In Bezug auf Schiffswiderstand ist das Eisenbetonschiff jedenfalls im Nachteil, der Kraftbedarf ein größerer. Zwar ist der Reibungswiderstand beim Eisenbetonschiff, das weniger leicht bewächst, erheblich geringer als beim Eisenschiff, dafür aber der Formwiderstand wegen der erheblich größeren Verdrängung bedeutend größer, daher auch der Gesamtwiderstand, wenigstens für Seeschiffe mit hoher Geschwindigkeit. Bei den langsamer fahrenden Flußschiffen ist der Gesamtwiderstand dagegen geringer.

Die Unterhaltungskosten und das Bedürfnis nach regelmäßigen Ausbesserungen schätzt der Verfasser allerdings auch geringer ein, als bei Eisenschiffen, warnt jedoch vor Ueberschätzung der dabei zu erzielenden Ersparnisse. Das gleiche gilt von der Begrenzung der Lebensdauer, doch hält er eine Verringerung der Abschreibungen für Eisenbetonschiffe für zulässig. Bezüglich der Versicherungskosten hält Verfasser es für berechtigt, sie ebenso hoch anzusetzen wie bei Stahlschiffen, trotzdem der Wert der Eisenbetonschiffe etwas kleiner ist.

Den Beschluß der sehr beachtenswerten Ausführungen bilden Betrachtungen über Wirtschaftlichkeit und Verwendungsgebiet von Eisenbetonschiffen unter eingehender Abwägung aller vorher erörterten Vorteile und Nachteile und aller Gesichtspunkte, die auf die Frage von Einfluß sind. Es sind dabei bestimmte Voraussetzungen gemacht, die eine gleichmäßige Abschätzung beider Bauweisen ermöglichen. Die Untersuchung ist für 1000 und 3000 t-Frachtdampfer und verschiedene Geschwindigkeiten und Weglängen der Reise durchgeführt. Das Ergebnis ist, daß für die untersuchten Geschwindigkeiten, Größen und Fahrten das Eisenbetonschiff unwirtschaftlicher ist als bei Eisenschiffen, der Unterschied ist aber kleiner bei den größeren Schiffen, er ist weniger groß bei den langsam fahrenden Schiffen und auf langer Fahrt wächst die Wirtschaftlichkeit der Eisenbetonschiffe. Das Eisenbetonschiff muß daher seinen Wirkungskreis suchen auf Fahrten, wo viel Raum erforderlich ist, wo die Geschwindigkeit keine Rolle spielt und wo die Hafengebühren gering sind. Das Eisenbetonschiff liegt nach dem Verfasser in seinen ganzen technisch-wirtschaftlichen Grundlagen dem Holzschiff viel näher als dem Eisenschiff, in der Flußschiffahrt eröffnen sich ihm danach, da in vielen Gegenden der Holzbau hier noch vorherrschend ist, günstige Aussichten.

Wo aber die Grenze zwischen dem Eisenbeton- und dem Flußeisen-Schiff zu suchen ist, das kann erst die weitere Entwicklung des in seiner neuen praktischen Verwendung ja noch sehr jungen Eisenbeton-Schiffbaues zeigen. — Fr. E.

Literatur.

Der Eisenbetonbau. Von C. Kersten, Ob.-Ing., eh. kgl. Oberlehrer. III. Teil. Rechnungsbeispiele. kl. 8°, 125 S. mit 125 Textabb. Berlin 1919, Verlag Wilh. Ernst & Sohn. Preis steif geh. 5,40 M. —

Verfasser hat seinem zweiteiligen „Leitfaden für Schule und Praxis“ noch einen 3. Teil hinzugefügt, der sich ausschließlich mit durchgerechneten Beispielen befaßt und damit eine zweckmäßige Ergänzung bildet. Die gut ausgewählten Beispiele, die häufig vorkommende Konstruktionen behandeln, sind vorwiegend dem Hochbau entnommen: Deckenausbildungen verschiedener Art, Balkonplatten, Theatergänge, Plattengründungen, Keller mit starkem Wasserauftrieb, Treppen verschiedener Art, Dächer. Aber auch einige Beispiele des Ingenieurgebietes, wie Wasserbehälter, Stützmauern, Gewölbe, Brückenpfeiler und Widerlager usw. sind hinzugefügt. Die Beispiele sind nicht immer bis zur zahlenmäßigen Feststellung der Spannungen durchgeführt, begnügen sich vielfach mit der Festlegung der statischen Verhältnisse. Die Beispiele sind sämtlich praktischen Ausführungen entnommen. Der Anfänger wird in ihnen eine gute Anleitung finden, wie die betr. Aufgaben anzupacken und in einfacher Weise statisch zu lösen sind. —

Neuerscheinungen. (Besprechung bleibt vorbehalten.)

Entwerfen von Eisenbeton. Tafeln und Formeln zum Entwerfen der häufig vorkommenden Bauteile des Eisenbetons im Hochbau. Von Prof. Martin Preuß, Breslau. Mit Abb. und Beispielen. II. Auflage. A. Fol. 14 S. Verlag der Ostdeutschen Bau-Zeitung (Paul Steinke) Breslau 1. Preis steif geh. 6 M. —

Inhalt: Silobauten in Eisenbeton. — Die technischen und wirtschaftlichen Grundlagen der Verwendung von Eisenbeton als Schiffbaumaterial. — Literatur. —

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