

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

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

17. Jahrgang 1920.

NO 1.

Obst- und Gemüse-Großmarkthalle der Stadt Berlin.

Von Karl Bernhard.



Bekanntlich beabsichtigt die Stadt Berlin an der Beußelstraße zwischen den Gleisen der Berlin-Hamburger Eisenbahn sowie Ringbahn und dem Landwehrkanal eine Obst- und Gemüse-Großmarkthalle zu errichten. Hierfür sind die Einzelentwürfe fertig. Die konstruktive Durchbildung und statische Berechnung sind dem Verfasser von der Stadt Berlin übertragen.

Im Wesentlichen handelt es sich dabei, wie aus dem Lageplan Abbild. 1 und dem Teil-Grundriß Abbild. 2, S. 5, hervorgeht, um die Errichtung zweier Hallen in gleicher Bauart, zwischen welchen das Verwaltungsgebäude liegt. Die langgestreckte Bauanlage liegt zwischen einer unterkellerten Uferstraße und den Eisenbahngleisen, welche sowohl zum Erdgeschoß wie zum Kellergeschoß führen. Die Gebäude sind in ihren Grundrißmaßen durch die entwerfenden Architekten, Baurat Fr. Körte und Prof. Dr.-Ing. H. Jansen, beide in Berlin, festgelegt und haben eine Länge von je etwa 350 m bei 80 m Breite.

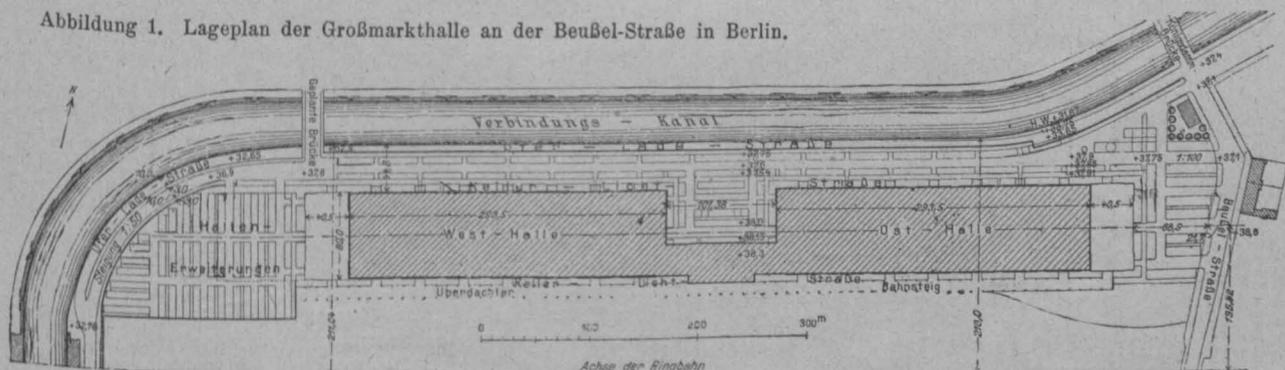
Der gestaltende Baugedanke der Halle ist aus dem Wettbewerbs-Entwurf des Verfassers (siehe „Deutsche Bauzeitung“ 1915 S. 229 ff.) übernommen, von dem wir des Vergleiches wegen, Plan und Schnitte in Abb. 3a—e, S. 2, noch einmal beifügen. Er besteht darin, zugbandfreie, weitgespannte Bogenbinder in den großen Hallen gegen die an beiden Seiten sich anschließenden zwei-

geschossigen Stockwerkbauten aus Eisenbeton zu stemmen. In dem Wettbewerbs-Entwurf war dies in einer einheitlichen Halle der Längsrichtung nach durchgeführt. In dem zur Ausführung bestimmten Entwurf der Architekten sind 8 quergestellte, hochragende Hallenschiffe angeordnet, zwischen welchen sich die Stockwerkbauten befinden. (Vergl. den Querschnitt durch ein solches System Abbildung 4, S. 5.) Die äußersten Querschiffe sollen vorerst nicht zur Ausführung kommen. Die Gesamterscheinung der ganzen Anlage ist aus dem Schaubild, Abbildung 5, S. 4, zu ersehen.

Die Spannweite der großen Querschiffe beträgt 30,5 m, die der Galeriebauten 10 m. Bei diesen Spannweiten bedarf es keiner besonderen Begründung, daß die zu festen Rahmen verbundene Galeriekonstruktion, bestehend also aus den durch Keller-, Erd- und Obergeschoß gehenden Stützen mit den drei übereinander liegenden Unterzügen, als Widerlager der Bogenbinder am wirtschaftlichsten aus Eisenbeton gebildet werden. Das ist um so mehr erforderlich, als sie im Zusammenhang mit den massiven Decken ein monolithisches Baugebilde ergeben. In dieser Gestaltung und im Hinblick auf die nicht ganz alltäglichen Spannweiten sind sie wirtschaftlicher als jede andere Bauart.

Nicht so zweifellos ist die Frage, ob die 30,5 m weiten Bogenbinder der Querschiffe aus Eisen oder Eisenbeton zu bilden sind. Durch die von den Architekten getroffene Wahl von Biberschwänzen für die Dacheindeckung ergeben sich steile Dachflächen, die in einem hohen First zusammenstoßen. Um die Binder aus bau-

Abbildung 1. Lageplan der Großmarkthalle an der Beußel-Straße in Berlin.



mit geraden und gekrümmten Leibungen, für die Bauart in Eisen und für die Bauart in Eisenbeton. Die Einflüsse der verschiedenen Bauarten auf die Gestaltung der als Widerlager dienenden Stockwerkrahmen und deren Fundamente sind untersucht und die Kosten für ein Binderfeld nach den Vorkriegspreisen wie folgt ermittelt:

Beton 1:4 mit Löhnen . . .	30 M./m ³
Eiseneinlagen	200 M./t
Schalung	4 M./m ²
Unkosten	15 0/0
Eisenkonstruktion	350 M./t

Mit Rücksicht auf die Einheitlichkeit des Baustoffes, die geringen Unterhaltungskosten und bessere Vermeidung von Staubablagerung, sowie auf die Annahme einer längeren Lebensdauer im geschlossenen Raum ist schließlich Eisenbeton gewählt worden, obwohl Verfasser auf die erheblichen Ausführungsschwierigkeiten und die erhöhte Verantwortlichkeit für die Arbeiten auf dem Bauplatz bei der Ausführung der Hallenbinder in Eisenbeton aufmerksam gemacht hat.

Der aus wirtschaftlichen, geschmacklichen und baulichen Gründen entstandene Gedanke des Ingenieurs, die Binder und damit auch die äußeren Dachflächen steil im Scheitel zusammenstoßen zu lassen, also der hohen Querhalle eine spitzbogenartige Gestalt zu geben, entbehrt nicht des architektonischen Reizes und ist deshalb von den Architekten gut geheißen und auch der Gestaltung der Stirnflächen zugrunde gelegt.

Die zur Ausführung vorgeschlagene Bauart stellt sich demzufolge als ein großer Eisenbetonbau dar, für den die Anordnung von Trennungsfugen von Wichtigkeit ist. Hierdurch wird jede einzelne Querhalle nebst Stockwerkbau in drei Baugruppen zerlegt. Dies gestattet zugleich die unumgänglich notwendige Aufteilung für die Bauausführung. Abb. 6, S. 5, zeigt das Kellergeschoß der Hallen im Zusammenhang mit der anstoßenden Unterkellerung an den Längsseiten. Hierin ist die Anordnung der Dehnungsfugen besonders kenntlich gemacht.

Die Eindeckung der Querhalle erfolgt, wie bereits bemerkt, durch Biberchwänze, die über Strecklatten verlegt sind. Das Lattenwerk soll auf eisernen, mit der Dachhaut gleichlaufenden gebogenen Sparren, zwischen welche Bimsbetonplatten eingespannt sind, ruhen. Durch diese Anordnung wird eine bestmögliche Isolierung der Dachhaut angestrebt. Es wird aber auch dem Umstand Rechnung getragen, daß ein freies Spiel der Bewegungen und Dehnungen der Dachhaut möglich ist. Der unmittelbaren monolithischen Verbindung einer Eisenbeton-Dachhaut mit Eisenbeton-Pfetten und Bindern ist grundsätzlich aus dem Wege gegangen, weil solche Gestaltung in der vorliegenden Ausdehnung zu wilden Rissen mit der Zeit Anlaß gibt. Die eisernen Sparren sind mit der oberen Leibung gleichlaufend nach Kreisbogen gekrümmt. Abbildung 7 zeigt die genaue Darstellung der Bimsbetonplatten, die auf Anfängern in den I-Sparren ruhen. Diese Steine aus Bimsbeton stützen sich auf die unteren Flansche der Sparren und sind über den oberen Flanschen mittels Rundeisen gehalten. Nach Verlegung der Bimsbetonplatten soll der Raum zwischen den Anfängersteinen und den Platten in der Nachbarschaft der Träger ausbetoniert werden.

Die untere Leibung der Binder setzt am Kämpfer mit einem senkrecht emporsteigenden Korbbogen an und geht in eine Kettenlinie über, um einen stetigen Verlauf bis zum Scheitelstoß zu erzielen. Die Bindergestalt verjüngt sich nach dem Scheitel zu, wo ein Gelenk gebildet ist, ebenso auch nach dem Kämpfergelenk zu.

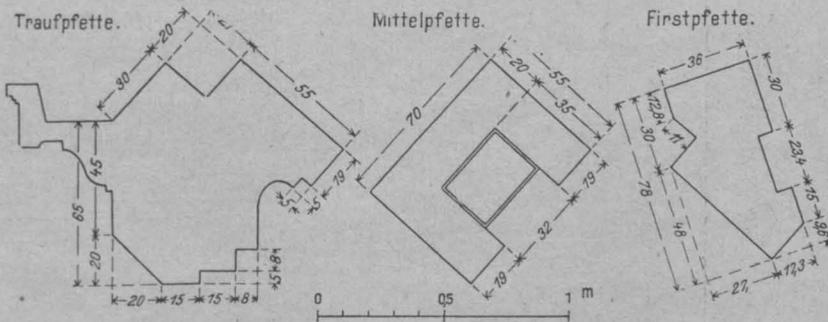


Abbildung 9 (oben). Pfetten-Querschnitte.

Abbildung 7 (rechts) Ausbildung der Dachhaut mit Bims-Betonplatten.

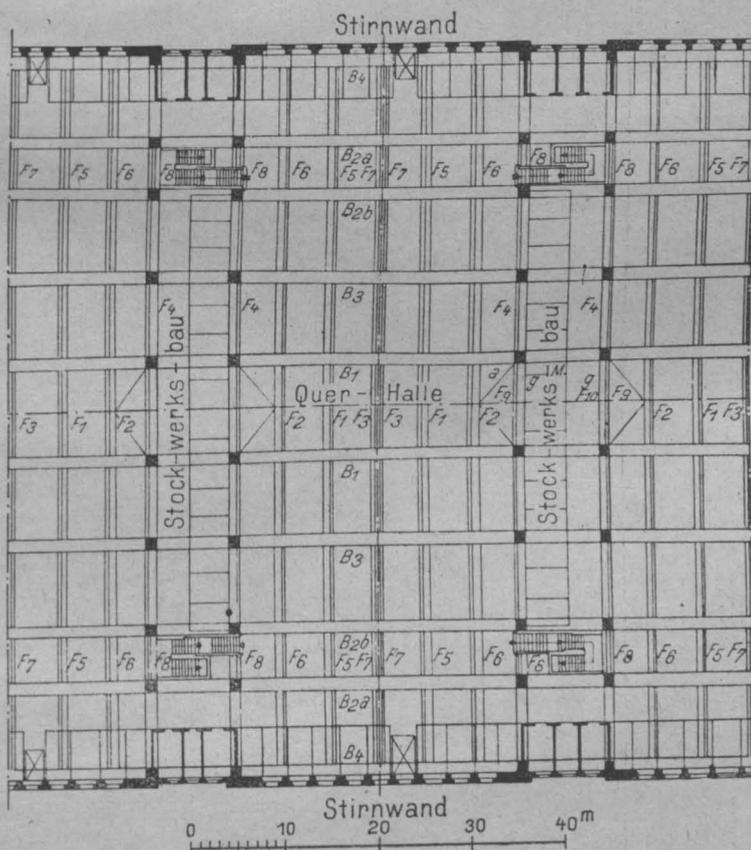
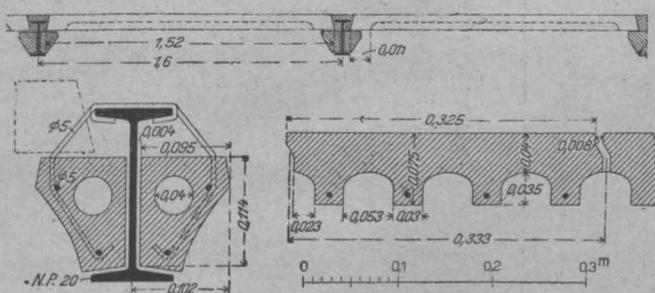


Abbildung 8. Grundrißteil mit Anordnung der Pfetten.

Die Pfetten sind als durchlaufende Träger so weit geführt, als es die von den Dehnungsfugen begrenzten Bauteile der Halle zuließen. Sie sind ganz aus Eisenbeton gedacht und bilden mit den Eisenbeton-Bindern ein zusammenhängendes Traggerippe (siehe Abbildung 8). Aus wirtschaftlichen und geschmacklichen Gründen sind die Flächen zwischen First und Traufe durch die Pfetten in drei große, mehr oder weniger quadratische Felder geteilt. Diese Aufteilung von Bindern, Pfetten und Dachflächen bildet also eine kassettenartige, groß geteilte ruhige Anordnung der Massen. Es

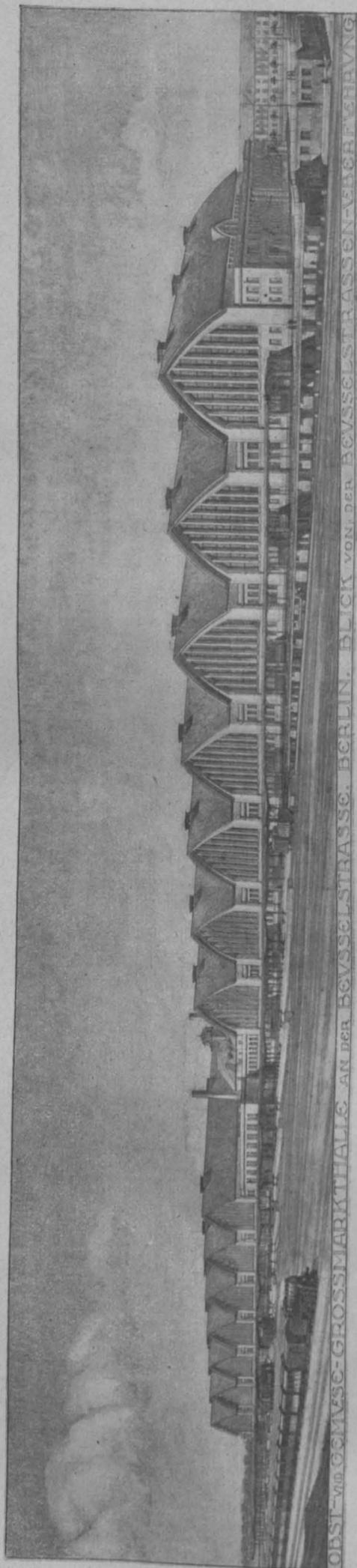


Abbildung 5. Schaubild der Gesamtanlage.
Architekten: Baurat Fr. Körte und Prof. Dr.-Ing. H. Jansen; Ingenieur: Baurat Karl Bernhard in Berlin.

ist dabei Wert darauf gelegt, die als Rippen erscheinenden Pfetten und Binder so wenig als möglich vor die Dachfläche treten zu lassen.

Außer den Mittelpfetten von rechteckigem Querschnitt, vergl. Abbildg. 9 (Mitte), S. 3, sind zu beiden Seiten des Firstes besondere Firstpfetten angeordnet, zwischen welchen die Entlüftung der Halle mittels auf beiden Pfetten reitenden Lüftern erfolgt. Hieraus hat sich die besondere Querschnittsgestaltung der Firstpfette ergeben (Abbildung 9 rechts). Auch die Traufpfetten (Abbildung 9 links) haben eine besondere Gestalt erhalten. Bei allen Pfetten sind die rechtwinklig zu den Dachflächen stehenden entsprechenden Begrenzungsflächen der Mittelpfette gleich hoch gebildet, um eine gleichmäßige Umrahmung der geschlossenen Dachfläche zu erzielen. Hier wie an den Bindern sind die Anfängersteine zur Auflagerung der Bimsbetonplatten rahmenartig herumgeführt, sodaß die Dachfläche durch die Sparren und besondere Felder wieder aufgeteilt erscheint.

In der Richtung der Hauptachse der genannten Halle sind besondere Dachdurchschneidungen angeordnet. Dabei ist vom baulichen und geschmacklichen Standpunkt aus berücksichtigt, daß die ganze Feldteilung und Dachhaut-Ausbildung beibehalten ist. Die Kehlsparren sind aus Eisen gebildet und hierauf Wert gelegt, daß die sichtbaren Eisenrippen nicht über das Maß der übrigen sichtbaren eisernen Sparrenrippen hinausgehen. Die Firstpfette dieser Dachdurchschneidung ist ganz in Eisen ausgebildet. —

(Fortsetzung folgt.)

Die Verwendung der Hochofenschlacke im Baugewerbe.

Heber Hochofenschlacken und ihre Verwendung zu Bau- und anderen Zwecken besteht bereits eine reiche Literatur, die sich aber durchweg auf einzelne Gebiete beschränkt. Ein zusammenfassendes Werk, das die wirtschaftliche Bedeutung der Frage, die Gewinnung und die Eigenschaften der Schlacke und das gesamte, ihr bisher erschlossene Verwendungsgebiet behandelt, fehlte bisher. Das im Vorjahre erschienene, von Dr. A. Guttman auftrag des „Vereins deutscher Eisenhüttenleute“ herausgegebene Werk, das diesen Anforderungen entspricht, ist daher besonders zu begrüßen*).

Das Werk kommt aus dem Kreise der Industrie, die an der Verwendung der ungeheuren Menge von Schlacken — werden doch für das Jahr 1913 bei rd. 19 Mill. t Roheisenerzeugung in Deutschland die anfallenden Schlackenmengen etwa eben so hoch geschätzt — das wirtschaftlich größte Interesse hat, und will einer weiter gehenden Verwertung, die auch im allgemeinen Interesse, ganz besonders auch bei der heutigen Baustoff-Knappheit liegt, die Wege ebnen. Dieser Tendenz kann durchaus zugestimmt werden, sofern die Schlacke tatsächlich den Anforderungen entspricht, die für bestimmte Verwendungszwecke an sie gestellt werden müssen. Als Belag hierfür teilt das Werk die Ergebnisse aus einem reichen Versuchs- und Erfahrungsmaterial mit, das sich namentlich im letzten Jahrzehnt angesammelt hat und durch das manche, bisher noch zweifelhafte Fragen geklärt worden sind. Offen bleibt dabei allerdings immer noch die für die Verwendung der Schlacke zu Beton zwecken nach Ansicht der Betonfachleute wichtige Frage nach den Ursachen des Zerfalles mancher Schlacken und vor allem der einfachen und sicheren Unterscheidung solcher von beständigen. Nach den überwiegend guten Erfahrungen, die bei entsprechender Vorsicht in neuerer Zeit mit Schlackenbeton gemacht worden sind, hat diese Frage allerdings wohl nicht die große Bedeutung, die man ihr bisher glaubte beilegen zu müssen.

Vorausgeschickt ist dem Werk eine geschichtliche Uebersicht über die Schlackenverwertung und ihre wirtschaftliche Bedeutung, die einen guten Ueberblick gibt. Einige Zahlen werden daraus interessieren. Die Herstellung von Schlackensteinen anstelle von Mauerziegeln belief sich bei 25 Schlackenstein-Fabriken 1913 auf rd. 146 Mill. Stück; die Erzeugung der im „Verein deutscher Eisenportlandzement-Werke“ zusammengeschlossenen Fabriken betrug 1917 i. G. 303 000 t, die Erzeugung von Hochofenzement 1913 rund 163 000 t. Diese drei Verwendungsarten können sich aber als Rohstoff nur der basischen Schlacken bedienen, die lediglich beim Gießerei-Roheisenbetrieb fallen und höchstens 20 % der gesamten Schlackenmasse ausmachen. Für eine Massenverwendung der Schlacke komme daher hauptsächlich der Bergbau (Spülversatz), der Betonbau einschl. Zementwaren-Erzeugung und der Straßenbau, sowie der Gleisbettungsbau bei Eisenbahnen in Betracht. Wo Hochofen und Kohlengrube nicht weit von einander liegen, nutzen jetzt schon manche Werke ihren ganzen Schlacken-

* Die Verwendung der Hochofenschlacke im Baugewerbe. Von Dr. A. Guttman. Herausgegeben i. A. des „Vereins deutscher Eisenhüttenleute“. 8°, 158 S., Text. Mit Bezugsquellennachweis und ausgeführten Bauten aus Schlackensteinen. Düsseldorf 1919. Verlag Stahleisen G. m. b. H. Pr. broch. 10 M. + 10% Teurungszuschlag.

anfall in Form von Schlackensand, der unter Druck in die Hohlräume eingepreßt wird, als Spülversatz aus. An der Verwertung zum Betonbau haben die Hochofenwerke selbst bisher naturgemäß den größten Anteil. Von 1906 bis 1917 sind etwa 2 Mill. m³ Schlackenbeton in ihren Neuanlagen

eisen- und Stahlroheisen-Schlacke) gezeigt und der Unterschied letzterer von den Kohleschlacken und Aschen namentlich hinsichtlich des Gehaltes an Schwefel- und Eisenverbindungen, der sehr viel geringer ist. Weder der Gehalt an Schwefelkalzium noch an Magnesia liegt danach

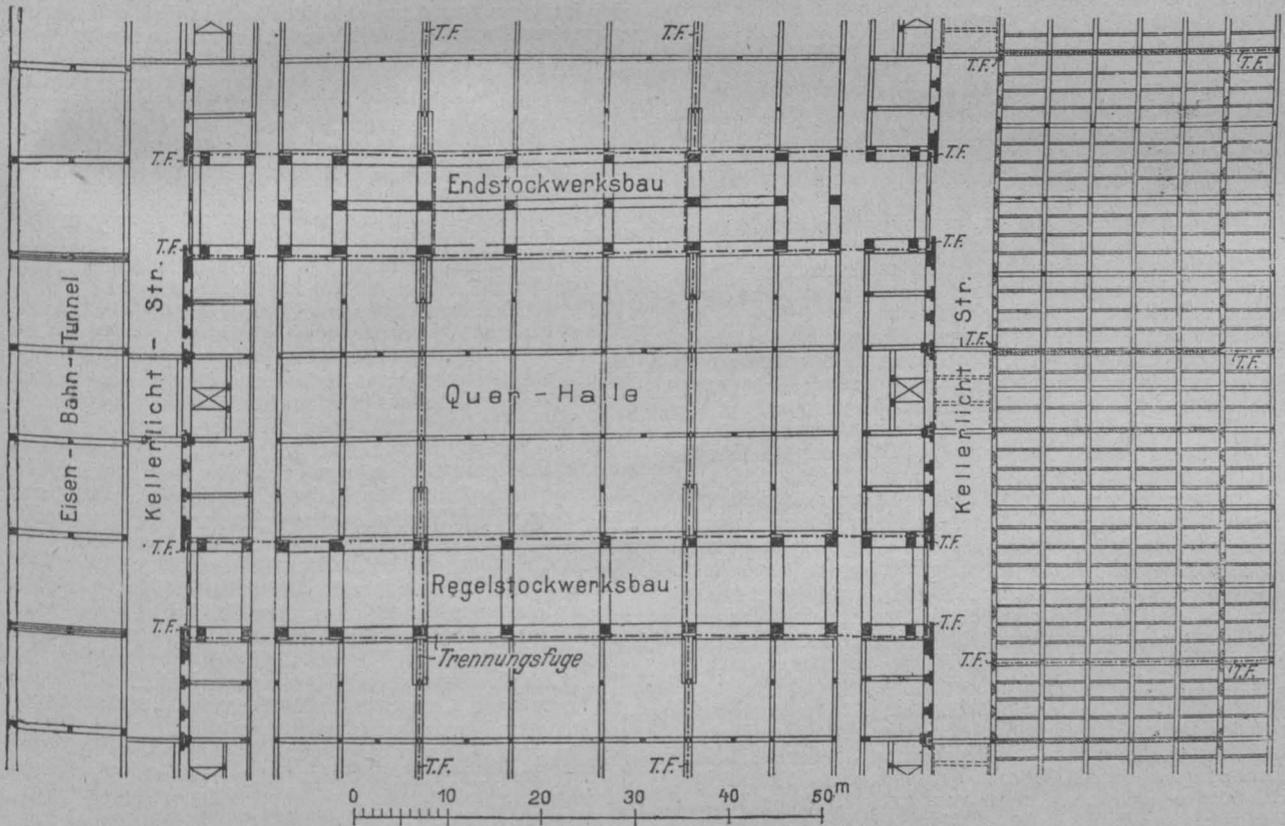
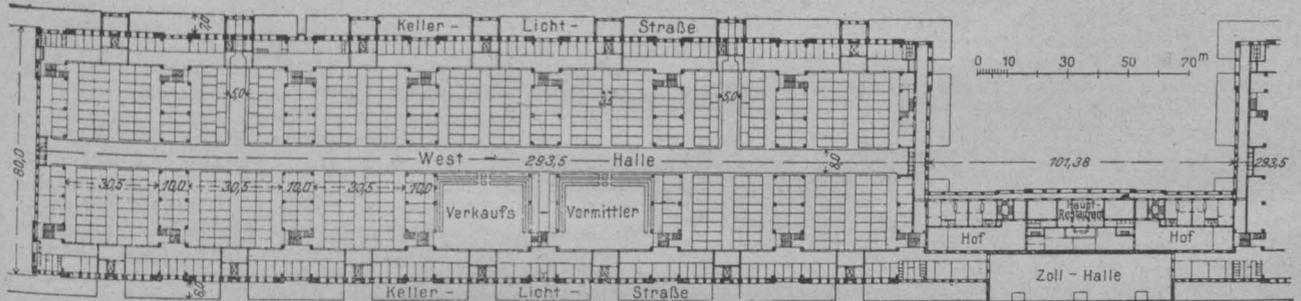
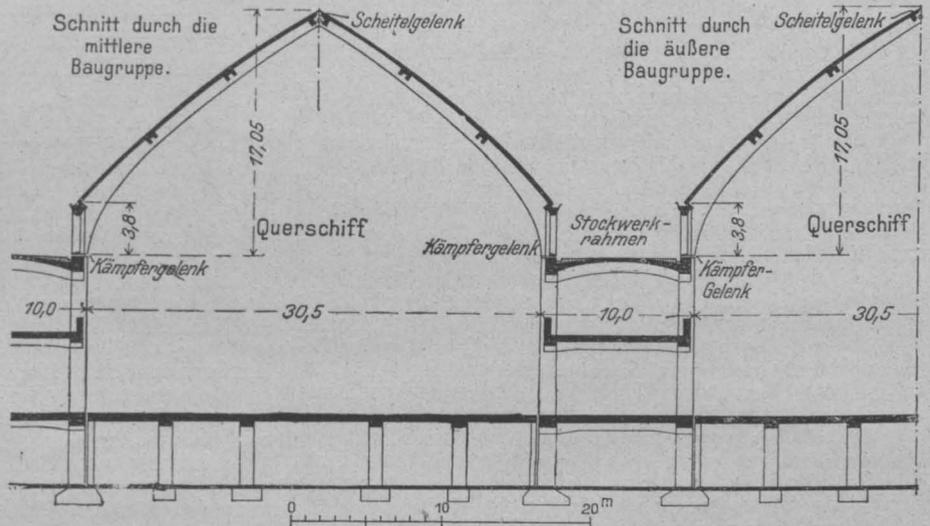
**Obst- und Gemüse - Großmarkt-
halle der Stadt Berlin.**

Architekten: Baurat Fr. Körte
und Prof. Dr.-Ing. H. Jansen;
Ingenieur: Baurat Karl Bern-
hard, sämtlich in Berlin.

Abbildung 4 (rechts). Binder-
system der Querhallen.

Abbildung 2 (Mitte). Teilgrund-
riß der Hallenanlage.

Abbildung 6 (unten). Keller-
grundriß eines Hallensystems mit
Angabe der Trennungsfugen, T.F.



eingebaut worden, 1912 allein über 400 000 m³, ein Zeichen von dem Vertrauen, das seitens der Werke selbst in diese Bauweise gesetzt wird.

Einen wichtigen Abschnitt bildet die Frage der Entstehung, chemischen Zusammensetzung, der Formzustände und Begriffsbestimmungen der Hochofenschlacke. Es wird hier der Unterschied der chemischen Zusammensetzung der basischen (Gießereiroheisen-Schlacke) und der sauren (Thomasroh-

in Grenzen, die schädliche Einwirkungen einschließen, und ein in größeren Mengen besonders bei Schlacken, die als Zuschlag verwendet werden sollen, durch Treibwirkung gefährlicher Gehalt an Eisen und Eisenoxydul kommt nur bei Störungen im Hochofenbetrieb, bei sog. Rohgang-Schlacke vor, die aber schon an ihrem Aussehen unverkennbar ist, also leicht ausgeschieden werden kann vor der Verwendung. Nach den Formzuständen ist die in Kübeln erstarrte Klotz-, Block- oder Stückschlacke, von der

meist durch Wasserstrahl granulierten Schlacke, dem Schlackensand, der durch Zerstäuben kieselsäurereicher Roheisenschlacke durch gespannten Dampf gewonnene Schlackenwolle und der durch langsames Einlaufen in Wasser erzeugten Schaum Schlacke oder Kunstbims zu unterscheiden.

In diesem Abschnitt wird auch die Frage der Zerfall-Erscheinungen der Stückschlacke näher erörtert, die bisher nicht einwandfrei aufgeklärt ist. Weder die mikroskopische Untersuchung von Dünnschliffen, noch das verschiedene spezif. Gewicht, noch die anderweite chemische Zusammensetzung geben ein sicheres Merkmal für die Unterscheidung ab. Daß die Wärmebehandlung der erkaltenden Schlacken aber auf ihre Beständigkeit einen großen Einfluß ausübt, wird als durch die Erfahrung bestätigt betont. Es wird zugegeben, daß der Hochofen-Fachmann seine Schlacke nur nach seiner Erfahrung, aber auch ziemlich sicher beurteilen kann und im Allgemeinen weiß, wie lange er sie beobachten muß, um sie für beständig erklären zu können. Wenn das anerkannt wird, so ist eigentlich nicht verständlich, warum sich die Hochofenwerke gegen Uebnahme einer Garantie gegenüber den Betonbau-Unternehmern sträuben, ein Verlangen, das u. A. vom „Deutschen Beton-Verein“ gestellt wird, so lange nicht zuverlässige Prüfungsverfahren bestehen.

Bezüglich der Schlackensande wird auf das sehr verschiedene, aber gegenüber Natursand stets leichtere Raumgewicht, die sehr verschiedenen Hohlräume, die verschiedenartige Zusammendrückbarkeit hingewiesen, die bei Stampf betonarbeiten unbedingt die vorherige Ausführung von Proben erfordern, um nicht eine ganz falsche Vorstellung von der Ausbeute zu erhalten.

Die nächsten Abschnitte behandeln nun die Anwendungen der Schlacke zur Mörtelbereitung, Herstellung von Mauersteinen aus Schlackensand, Verwendung zu Beton, für die Zementherstellung, zur Erzeugung von Pflastersteinen, Kleinpflaster und aus Schlacken gegossenen Bauteilen, zum Straßenbau, zur Gleisbettung, als Wärmeschutz-Stoff, zu Edelputz, als Spülversatz und schließlich zum Kleinwohnungsbau.

Bezüglich des Eisenportland- und Hochofenzementes sei hier gleich erwähnt, daß nur kurz die Bedeutung hervorgehoben und die Begriffserklärung gegeben, im übrigen aber auf die reiche Fachliteratur gerade über diese Bindemittel verwiesen wird.

In großem Umfang wird Schlackensand-Mörtel, und zwar sowohl als Kalk-, wie als Zement- und namentlich als verlängerter Zementmörtel seit 3—4 Jahrzehnten zum Mauern verwendet. Es werden praktische Mischungsverhältnisse, Zug- und Druckfestigkeitsergebnisse, sowie solche über Biegefestigkeit, Luftdurchlässigkeit mitgeteilt. Das Verhalten ist in mancher Beziehung anders als bei Natursanden. So geben die leichten Schlackensande bei ziemlich weit auseinander liegenden Grenzen der Magerkeit der Mischung auffallend wenig von einander abweichende Druckfestigkeits-Ergebnisse; auch gesteigerter Wasserzusatz hat keinen ungünstigen Einfluß. Die schweren Schlackensande, die hohe Festigkeitswerte ergeben, verhalten sich dagegen ähnlich wie Natursande. Das geringe Gewicht der leichten Schlackensand-Mörtel empfiehlt dessen Anwendung zu Klein-Wohnungsbauten, Füllwänden, Dächern; auch zum Eisenbeton-Schiffbau reicht seine Festigkeit vielfach aus. Bei Vergleich mit Natursand-Mörteln ist zu beachten, daß bei Mischungen mit Gewichtsteilen (Normenprobe) die Schlackensande benachteiligt werden, da sie infolge ihres geringeren Raumgewichtes weniger Zement erhalten als Kiessand. Bei Mischungen nach Raumteilen ergibt der Schlackensand-Mörtel eine höhere Ausbeute. Nach mitgeteilten Versuchsergebnissen ist das Verhältnis der Zug- und Druckfestigkeit bei Schlackensand-Mörtel höher, ebenso das Verhältnis der Biege- zur Druckfestigkeit. Die Abnutzbarkeit der Schlackensand-Mörtel wird nach Versuchen mit dem Sandstrahlgebläse als sehr gering bezeichnet, so daß er sich gut zu Treppenstufen, Bürgersteigplatten usw. eigne. Die Luftdurchlässigkeit ist größer als bei den dichteren Natursand-Mörteln, bezüglich der Wärmeleitung liegen Versuche noch nicht vor, doch lassen solche mit Schlackensand-Mauersteinen, die eine geringere Wärmedurchlässigkeit ergaben als bei Tonziegeln, auf ein ähnliches Verhalten des Schlackensand-Mörtels schließen. Auch diese Eigenschaften lassen ihn für Kleinwohnungsbau geeignet erscheinen.

Mauersteine aus Schlackensand und Kalk werden nach dem Lufterhärtungsverfahren oder mit Dampf oder Kohlensäure gehärtet. Die ersteren sind erst nach einigen Wochen, die anderen gleich verwendbar. Die Steine sind scharfkantig und gutgeformt, sowie frostbeständig und zeigen gute Feuerfestigkeit. Sie sind poröser als Ziegelsteine,

mit der größeren Festigkeit nimmt aber die Porosität ab. Die nach dem Lufterhärtungsverfahren hergestellten liegen in ihrer Festigkeit etwa zwischen Tonziegeln I. und II. Klasse, während die nach dem raschen Erhärtungsverfahren die Festigkeit von Hartbrandsteinen erreichen. Letztere Schlackensteine zeigen auch hohe Widerstandsfähigkeit gegen Salzlösungen, eignen sich also auch zu Schachtbauten. Die Haftfestigkeit des Mörtels am Stein wird als gut bezeichnet. Wird statt Kalk als Bindemittel Zement verwendet, so werden Steine mit Festigkeiten erzeugt, die guten Klinkern entsprechen. Mit Schaum Schlacke werden besondere Schlacken-Leichtsteine hergestellt. Dieser Hochofenschwemmstein soll dem rheinischen Schwemmstein in seinen Eigenschaften sehr ähnlich sein.

Ein ausführlicher Abschnitt ist auch der Verwendung der Schlacke zu Beton gewidmet. Als Zuschlag kommt meist Schlackensand als Ersatz für Sand, und gebrochene Stückschlacke als Ersatz für Kies und Schotter, in Betracht. Bei den Versuchen der vom preuß. Minister der öffentl. Arbeiten eingesetzten besonderen „Kommission zur Untersuchung der Verwendbarkeit von Hochofenschlacke zu Betonzwecken“, die ausführlicher besprochen werden, ist jedoch nur zerkleinerte Stückschlacke verschiedener Formgröße verwendet worden, um ein klares Bild zu erhalten. Es werden die guten Ergebnisse dieser Prüfungen und Untersuchungen und die von der Kommission aufgestellten „Richtlinien für die Lieferung von Hochofenschlacke zu Betonzwecken“ näher besprochen. Die reinen Stückschlacken-Betone zeigen gegenüber den Kiessand-Betonen bei gleichem Zement-Zusatz fast immer eine überlegene Festigkeit, was mit dem feineren Korn des Kiesel- und Sandes gegenüber der gebrochenen Schlacke erklärt wird, da dieses eine vermehrte Oberfläche, die zunächst umhüllt werden muß, erfordert, also tatsächlich einen mageren Beton bedingt.

Da der Schlackenbrecher nicht genügend feines Korn liefert, so muß entsprechend feinere Körnung oft noch zugesetzt werden. Daher zieht man bisher im Allg. die Verwendung von Schlackensand-Stückschlacke-Beton vor. Es werden zweckmäßige Mischungsverhältnisse und Druckfestigkeits-Werte mitgeteilt. Es werden damit gute Festigkeiten erreicht und namentlich auch bei den mageren Mischungen auffallend schnell. Beton dieser Art (mit ungemahlenem Schlackensand hergestellt) ist luftdurchlässig und nagelbar, also für Wohnbauten, Dachhäute gut verwendbar. Auch leichter Schlackensand gibt nach Versuchen des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“ im Beton verhältnismäßig hohe Festigkeiten (im Gegensatz zum Mörtel). Die Abneigung gegen den leichten Schlackensand zu Betonarbeiten wird daher als ein ungerechtfertigtes Vorurteil bezeichnet. Zum Schluß wird noch auf die ministerielle Rundfrage nach der Bewährung des Schlackenbetons hingewiesen, die diesem ein gutes Zeugnis ausstellt. Bei 726 mitgeteilten Anwendungsfällen ergaben sich nur 3% Bemängelungen und im Ganzen nur 5 Fälle, bei denen ein wirklich ungünstiges Ergebnis vorliegt, bezüglich deren aber die Schuld sicher nicht der Schlacke zufällt.

Bezüglich der übrigen Abschnitte des Buches müssen wir im Allgemeinen uns auf die schon erfolgte Erwähnung der Titel beschränken. Ueber Schlackenwolle und Thermo-sit als Wärmeschutzstoff sei jedoch bemerkt, daß beide als sehr leichte, feuersichere, schalldämpfende, bakterienfreie und billige Wärmedichtungsstoffe Beachtung verdienen. Nach anfangs z. T. ungünstigen Erfahrungen, die in unzweckmäßiger chemischer Zusammensetzung lagen, wird die Schlackenwolle jetzt nach den Angaben des Werkes in einwandfreier Form hergestellt. Der Thermo-sit oder Kunstbims hat nach Untersuchungen des Laboratoriums für techn. Physik der Techn. Hochschule München eine Wärmeleitzahl, die wenig größer ist als für Kork, während es diesem gegenüber den Vorteil hat, gegen hohe Temperaturen und Witterungseinflüsse unempfindlich zu sein. Ein weiterer Vorteil, der heute schwer wiegt, ist auch seine Erzeugung aus inländischem Material.

Auch zu Edelputz (wie Terranova und Terrasit) soll luftgranulierte Hochofenschlacke einen guten Grundstoff liefern. Von der „Terra Budera“, die den Buderuschen Eisenwerken in Wetzlar patentiert ist, wird angegeben, daß sie sich nach vorliegenden Zeugnissen durchaus bewährt habe.

Schließlich noch einige Worte über die Anwendung der Hochofenschlacke im Kleinwohnungsbau, die bei der Wohnungs- und Baustoffnot besonders als wichtiges Hilfsmittel zur Herstellung einwandfreier Wohnungen erscheint. Es sind dazu gewöhnliche Schlacken-Mauersteine im Normalformat verwendbar, Schlackenschwemmsteine aber z. Zt. noch begehrter, die in einem 3—3,5 cm dickeren Format hergestellt werden. An

*) Vergleiche „Mitteilungen“, Jahrgang 1917, S. 103.

einigen Beispielen wird die Anwendung gezeigt. Für Klein- und Mittelhäuser wird dann auch noch auf den Bau in Schlackenbeton hingewiesen. Ein Schlackensand-Beton mit reichlichem Gehalt an Schlackensand wird dafür besonders empfohlen. (Die neueren Sparbauweisen, die ja auch den Schlackenbeton in ausgedehnter Weise verwenden, werden in dem Buche noch nicht erwähnt. Sie sind in größerem Umfang allerdings erst im Lauf vorigen Jahres bekannter geworden, auch ist es ja nicht die Aufgabe des Werkes, bauliche Einzelheiten zu behandeln.)

Das sind einige Angaben aus dem reichen Inhalt des klaren und übersichtlichen Buches, dem ein ausgedehnter Literatur-Nachweis mit Bezugnahmen im Text noch einen besonderen Wert gibt für Diejenigen, welche die Quellen selbst studieren möchten. Ein Bezugsquellen-Nachweis für die einzelnen Anwendungsgebiete und eine Zusammenstellung ausgeführter größerer Bauten in Schlackensteinen machen den Schluß. Mit dieser Veröffentlichung, die eine bessere Kenntnis des Materiales in breitere Kreise trägt, dürfte seine ausgedehntere Anwendung gefördert werden. —
Fr. E.

Versuche mit Zement-Traß-Mörteln und Ersatzstoffen für Traß.

Von Dr. phil. Calame in Wilhelmshaven.

Unter Hinweis auf meinen früheren Aufsatz über den gleichen Gegenstand in den „Mitteilungen“ 1918, No. 1 und 2, seien noch folgende in den letzten zwei Jahren ausgeführte Versuche mitgeteilt.

Der zu diesen Proben verwendete rheinische Traß erreichte bei der Normenprüfung im Mischungsverhältnis 1 Traß:1 Normalkalkteig:1 Normalsand nach 28 Tagen die Zugfestigkeit von 15,1 und Druckfestigkeit von 98,5 kg/cm², welche nach 3 Monaten auf 21,9 und 143,3 kg/cm² anwuchs. Diese Normenproben waren nach der Vorschrift des „Deutschen Verbandes für die Materialprüfungen der Technik“ vom 18. Sept. 1908 ausgeführt, welche in den Mitteilungen aus dem Materialprüfungsamt zu Groß-Lichterfelde, Jahrg. 1910, S. 155 ff., angegeben werden. Als Sand wurde bei den folgenden Versuchen ein Bausand aus dem Diluvium der Umgegend von Wilhelmshaven, als Zement ein normaler Portlandzement verwendet. Der Kleinschlag war Sandstein vom Piesberg bei Osnabrück, das Hochofen-Schlackenmehl war aus granulierter basischer Schlacke ermahlen.

1. Mörtelproben. Die Probekörper hatten die Größe der Normalproben für Portlandzement-Prüfung und waren auch nach den Portlandzement-Normenvorschriften hergestellt. Die Zusätze von Traß bzw. Hochofenschlacken- oder Sandmehl wurden dem Portlandzement vorher beigemischt, und zwar im Gewichtsverhältnis 3 Portlandzement auf 1 Traß usw. entsprechend dem Raumverhältnis von 1 Portlandzement auf 0,5 Traß. Dann wurde folgendermaßen verfahren: Die Raumteilmischungen 1 Portlandzement:3 Sand und 1 Portlandzement:4 Sand wurden in Vergleich gestellt mit Mörteln gleichen Mischungsverhältnisses, bei denen der Raumteil Portlandzement durch die dem Gewicht von 1 Raumteil Portlandzement gleiche Gewichtsmenge der oben beschriebenen Bindemittelgemische (Portlandzement, Traß usw.) ersetzt wurde. Dabei wurde das Gewicht von 1 Liter Portlandzement mit 1,5 kg angenommen, sodaß also für 1 Liter Portlandzement z. B. 1,5 kg Portlandzement-Traß-Mischung, enthaltend 1,125 kg Portlandzement und 0,375 kg Traß, gesetzt wurde. Die Mischungen sind somit der im Krieg gegebenen Vorschrift entsprechend hergestellt, nach der zur Ersparnis von Portlandzement wo irgend möglich

Tabelle 1. Mörtel-Mischung 1:3.

Bindemittelmischung	Zugfestigkeit in kg/cm ² nach				Druckfestigkeit in kg/cm ² nach				Lagerung der Proben
	7 Tagen	28 Tagen	3 Mon.	1 Jahr	7 Tagen	28 Tagen	3 Mon.	1 Jahr	
Portland-Zement	17,5	24,5	30,5	35,8	79,2	121,0	196	253	Süßwasser Luft
	13,7	29,2	22,4	38,0	71,2	218	185	202	
Portland-Zement — Traß	14,0	16,7	24,1	30,4	140	178,5	269,5	334	Süßwasser Luft
	15,6	27,2	23,7	37,5	128,8	257	287	311	
Portland-Zement — Sandmehl	7,4	11,3	15,0	17,8	102,5	176	212	297	Süßwasser Luft
	10,5	18,8	18,9	28,4	154	260	177	156	
Portland-Zement — Hochofenschlackenmehl	17,6	24,2	29,7	31,8	128	250	346	439	Süßwasser Luft
	18,3	35,5	31,3	42,4	158	319,5	338	361	

Tabelle 2. Mörtel-Mischung 1:4.

Bindemittelmischung	Zugfestigkeit in kg/cm ² nach				Druckfestigkeit in kg/cm ² nach				Lagerung der Proben
	7 Tagen	28 Tagen	3 Mon.	1 Jahr	7 Tagen	28 Tagen	3 Mon.	1 Jahr	
Portland-Zement	9,8	15,0	17,9	21,5	67	116,5	191	265	Süßwasser Luft
	11,0	22,4	19,6	30,5	66,5	191	199	236	
Portland-Zement — Traß	8,8	10,9	15,9	20,6	76,5	94	147	213	Süßwasser Luft
	10,2	19,0	22,0	35,4	86,3	166	197	228	
Portland-Zement — Sandmehl	6,0	10,7	15,8	18,0	65	87,3	135,5	184	Süßwasser Luft
	8,9	19,8	18,8	31,7	51,5	184,5	208	227	
Portland-Zement — Hochofenschlackenmehl	11,8	17,5	22,5	26,3	69,3	185,5	264,5	328	Süßwasser Luft
	15,1	28,2	25,8	38,5	84,5	232	250	304	

Tabelle 3. Betonproben mit Portland-Zement und Traß.

Bindemittelmischung	Druckfestigkeit in kg/cm ² nach				Lagerung der Proben
	7 Tg.	28 Tg.	3 Mon.	1 Jahr	
Portland-Zement — Traß	47,5	98,0	162,0	253,0	Süßwasser Luft (feuchter Sand)
	32,9	88,0	165,0	235,0	
Portland-Zement — Sandmehl	43,3	85,3	140,4	225,3	Süßwasser Luft (feuchter Sand)
	42,2	85,3	129,7	225,3	
Portland-Zement — Hochofenschlacke	85,3	167,0	251,0	349,0	Süßwasser Luft (feuchter Sand)
	37,3	111,0	184,0	251,3	

Tabelle 4. Betonproben mit Hochofen-Zement und Traß.

Mischungsverhältnis in Raumteilen					Druckfestigkeit in kg/cm ² nach					
Traß	Kalkteig	Hochofen-Zement	Sand	Piesberger Kleinschlag	Luftlagerung			Süßwasserlagerung		
					14 Tg.	28 Tg.	3 Mon.	14 Tg.	28 Tg.	3 Mon.
1,5	1	1	6	13	22,8	39,6	58,3			
1,5	1	1	7	14	20,5	31,6	55,9			
1,5	1	1	8	15	14,9	27,0	42,4			
1,5	1	1	9	17	13,9	18,6	36,8			
0,75	0,5	1	3,5	8	49,4	74,6	102,1			
1,5	1	0,3	6	—	2,7	4,5	7,8*)	3,0	4,4	12,6
1,5	1	0,3	6	12	5,4	11,0	20,0	9,0	11,0	25,6
1,5	1	0,5	6	12	16,3	21,4	28,9	7,4	13,3	21,4

*) Obere Fläche und Kanten durch Frost leicht beschädigt.

ein Viertel des Gewichts der vorgesehenen Portlandzementmenge im Mörtel durch eine gleiche Gewichtsmenge Traßmehl ersetzt werden sollte. Von allen Versuchsreihen wurde die Festigkeit sowohl bei Lagerung in Süßwasser wie in Luft ermittelt. Die Luftproben lagen die ersten 14 Tage in feuchtem Sand, dann frei im Zimmer. (Tabellen 1 und 2.)

Da die Zusatzmittel Traß, Sand und Hochofenschlacke spezifisch leichter als Portlandzement sind, so erfüllen die nach Gewicht zugegebenen Gemischmengen einen größeren Raum als die gleichen Gewichtsmengen Portlandzement. Die aus den Gemischen hergestellten Mörtel in den oben mitgeteilten Versuchsreihen sind also dichter als die reinen Portlandzement-Sand-Mörtel. Diese größere Dichtigkeit kommt auch bei den Druckfestigkeiten zum Ausdruck, bei denen die Mischmörtel im Verhältnis zum Portlandzement-Mörtel immer besser abschneiden als bei den Zugfestigkeiten, bei welchen die Ueberlegenheit des Portlandzement-Mörtels besser zum Ausdruck kommt. Nur die allerdings sehr gute Hochofenschlacke zeigt sich bei den Zugproben dem reinen Portlandzement überlegen.

2. Betonproben. Gleichzeitig wurden auch von

Vermischtes.

Gebührenordnung für Ingenieure 1920. Die neue G.-O. für Ingenieure, welche nunmehr anstelle der seit 20 Jahren unveränderten G.-O. von 1901 tritt, ist im Verlag von Julius Springer, Berlin W. 9 nunmehr erschienen.

Nachdem sie seit 1888 auf Grund gemeinsamer Beratungen zwischen dem „Verein Deutscher Ingenieure“ und dem „Verband Deutscher Arch. u. Ing.-Vereine“ mit der G.-O. für Architekten zur „Gebührenordnung für Architekten und Ingenieure“ vereint war, erscheinen jetzt beide auf Verlangen der im „Bund deutscher Architekten“ zusammengeschlossenen Privat-Architekten für sich getrennt. Durch den alten Gesamttitel und durch Nennung derselben 12 technisch-wissenschaftlichen oder baukünstlerischen Vereinigungen, welche bei Aufstellung der G.-O. im „AGO-Ausschuß für die Gebührenordnung“ mitgewirkt haben, sowie durch einen beiden gemeinsamen, allerdings nur noch sehr kurzen allgemeinen Teil, schließlich durch die gleiche Art des stofflichen Aufbaues kennzeichnen sich aber auch jetzt noch beide G.-O. als eine gemeinsame Arbeit. In beide aufgenommen ist auch, allerdings vorläufig noch als Entwurf, dessen Bewährung erst im praktischen Gebrauch abgewartet werden soll, eine „Gebührenordnung für städtebauliche Arbeiten“, welche letztere ja ebenso wie von Architekten von dazu berufenen Ingenieuren, bei großen Aufgaben aber überhaupt nur in gemeinsamer Arbeit beider sachgemäß gelöst werden können.

Der Inhalt der neuen G.-O., der einen Bogen umfaßt, gliedert sich in 6 Hauptabschnitte. Diese enthalten die allgemeinen Bestimmungen, welche die rechtliche Lage des Ingenieurs gegenüber seinem Auftraggeber kennzeichnen; die Angaben über die Gebühren für bauliche Leistungen, die den wichtigsten Abschnitt bilden; die Festsetzung der Nebenkosten, die nicht in den Gebühren einbegriffen sind, sondern besonders vergütet werden müssen; die Gebühren für Sachverständigen- usw. Leistungen, sowie für Leistungen nach der Zeit, Bestimmungen, die in der alten G.-O. besonders verbesserungsbedürftig waren; die Vorschriften über Zahlungen und als Anhang die Gebühren für städtebauliche Leistungen.

Abgesehen von der vollständigen äußeren Umgestaltung sind gegenüber dem Entwurf, wie er schon im Herbst 1919 vorlag, einschneidende Änderungen kaum mehr eingetreten. Es haben nur in der Bauklassen-Einteilung noch einige Verschiebungen stattgefunden, die in den höchsten Herstellungssummen etwas zu stark abfielen, sind hier etwas aufgehöhht, und bei den nach der Länge der Linie zu berechnenden Arbeiten sind ebenfalls die Einheitssätze noch erhöht.

Gegenüber der alten G.-O. sind die Veränderungen allerdings recht wesentlich. Es sind vor allem eine Reihe von Bestimmungen, die früher zu Zweifeln Veranlassung gaben, jetzt eindeutig gefaßt — so namentlich bei der Vergütung für Gutachten, Zeitaufwand bei Reisen usw. — und es hat naturgemäß auch eine zeitgemäße Erhöhung der Einheitssätze stattgefunden, die bei den Herstellungssummen bis 1 Mill. M. durchschnittlich nicht ganz 20 % beträgt, bei den ganz hohen Summen von mehreren Millionen, die dem Ingenieur auch eine ungewöhnliche Verantwortung und große Unkosten auferlegen und die früher zu niedrig bewertet waren, entsprechend mehr.

Ein wesentlicher Unterschied liegt auch darin, daß in der Leistung des Ingenieurs ein Unterschied gemacht ist für solche im Bauingenieurwesen und solche bei maschinellen und elektrischen An-

den Bindemittel-Mischungen Betonproben hergestellt, und zwar in dem Verhältnis 1 Raumteil Bindemittel-Mischung : 3 Rt. Sand : 4 Rt. Piesberger Kleinschlag. Diese Proben (Würfel von 30 cm Kantenlänge, normgemäß hergestellt) ergaben die Druckfestigkeiten der Tabelle 3.

Die Knappheit an Zement wurde der Anlaß zu folgenden Versuchen, bei denen der hier damals allein zur Verfügung stehende Hochofenzement mit Kalk-Traß-Mischung gestreckt wurde. Da Hochofenzement keinen Kalküberschuß besitzt, der auf den Traß einwirken könnte, so wird die Erhärtung des Trasses durch den Zusatz von Kalkteig erreicht, und zwar wurde der in größerer Menge zur Verfügung stehende Kalkschlamm aus einer Azetylen-gas-Anlage zu den Versuchen verwendet, der auch sonst schon als Weißkalk für Mörtelzwecke mit gutem Erfolg verbraucht worden war. Die Proben wurden im September 1919 angefertigt und lagerten im Freien in feuchtem Sand. Nur die im Süßwasser erhärtenden Proben blieben dauernd in Zimmertemperatur. Alle in Tabelle 4 angegebenen Festigkeitswerte stellen das Mittel aus drei Proben dar an normgemäßem Probewürfeln von 30 cm Kantenlänge. —

lagen, weil hier verschiedenartige Anforderungen gestellt werden. Es hat hier daher eine verschiedenartige Gliederung und Bewertung der Teilleistungen stattgefunden.

Die Bauklassenzahl ist auf 3 beschränkt und es hat eine klarere und dem Wert mancher Leistungen besser entsprechende Gliederung stattgefunden, durch die sich bei einzelnen Leistungen auch eine wesentlich andere Gebühr ergibt. Auch Beton- und Eisenbeton-Arbeiten sind jetzt in diese Bauklassen eingegliedert. Zu der höchsten Klasse gehören wie bisher maschinentechnische Anlagen, d. h. nur noch Gesamtanlagen aller Art. Der Entwurf von Einzelmaschinen gehört nicht in diese G.-O.

Bei der Berechnung nach der Länge der Linie ist jetzt nicht mehr die Gesamtleistung einbezogen, sondern es sind nur die Vorarbeiten noch nach diesem Grundsatz, aber mit erhöhten Sätzen zu vergüten. Die Ausführungsarbeiten sind auch hier besser nach den Herstellungskosten zu berechnen, diese Arbeiten waren daher auch in die Bauklassen einzugliedern. Neu ist eine unterschiedliche Bewertung bei kurzen Längen, für die mit Recht erhöhte Einheitssätze festgelegt worden sind.

Bezüglich der Nebenkosten ist ein Unterschied hauptsächlich in den Reisekosten gemacht. Die Aufwandsentschädigung ist auf 40 M. für den Tag ohne, 60 M. mit Uebernachten heraufgesetzt, was für Großstädte augenblicklich kaum ausreichen dürfte.

Eine Klarstellung bedurfte besonders die Bewertung von Sachverständigen- und ähnlichen Leistungen. Der in der alten G.-O. enthaltene Satz, daß diese Leistungen außerhalb der G.-O. ständen, hat manche Gerichte zu der Entscheidung veranlaßt, daß sie also auch nicht nach den Stundensätzen der G.-O. berechnet werden dürften. Gemeint war natürlich, daß solche Leistungen in ihrer Bewertung einerseits nicht einzugliedern seien in die nach Prozenten der Herstellungssumme usw. zu berechnenden Leistungen, daß sie aber über der Bewertung nach Stunden stehen sollten. In der neuen G.-O. ist das jetzt einwandfrei gefaßt und die Berechnung nach Stundensätzen ist als eine solche nach Mindestsätzen bezeichnet.

Erhöht sind die Gebühren für nach Zeitaufwand zu berechnende Arbeiten. Das Entgelt für 1 Stunde ist jetzt auf 12 M. heraufgesetzt, außerdem eine Mindestgebühr von 30 M. für kleine Gutachten festgelegt. Die Bewertung der 1. Stunde mit einem höheren Satz, die zu manchen absonderlichen Anschauungen geführt hat, ist damit beseitigt. Viel umstritten war bisher die Frage, ob bei Reisen nur die wirkliche Arbeitszeit nach dem Stundensatz zu vergüten sei. Das wäre eine Ungerechtigkeit gegen den Ingenieur, der durch jede Reise viel kostbare Zeit verliert. Die ganze Zeit zu berechnen, wäre andererseits gegen den Auftraggeber unbillig. Einen gerechten Ausgleich beider Interessen bildet jetzt die Festsetzung, daß diejenige Zeit, die als der sonstigen Berufsarbeit entzogen anzusehen ist, nach dem Stundensatz vergütet werden muß.

Die neue G.-O. der Ingenieure bringt also für die Bewertung der Leistungen des Ingenieurs wesentliche Verbesserungen, bemüht sich andererseits auch, den Interessen des Auftraggebers gerecht zu werden. Es ist zu hoffen, daß mit ihr im praktischen Gebrauch befriedigende Erfahrungen gemacht werden. —

Fr. E.

Inhalt: Obst- und Gemüse-Großmarkthalle der Stadt Berlin. — Die Verwendung der Hochofenschlacke im Baugewerbe. — Versuche mit Zement-Traß-Mörteln und Ersatzstoffen für Traß. — Vermischtes. —

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



DEUTSCHE
 BAUZEITUNG
 MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT,
 BETON- UND EISENBETONBAU
 * * * * *
 UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
 CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

17. Jahrgang 1920.

NO 2.

Die Steintorbrücke in Halle a. S. (Umschnürter Gußeisenbeton, System Emperger).

Von Reg.-Baumeister Karl Mentzel in M.-Gladbach.



In der Zeitschrift „Der Eisenbau“¹⁾ haben R. Jung und Th. Siemers in trefflicher Weise Entwurf und Bau einer der bedeutenderen neuzeitlichen Straßen-Brücken Deutschlands dargestellt. Es ist dies die Ueberführung der Berliner Straße über die Gleise des Bahnhofes Halle (Saale) mit einer Länge von 275 und einer Breite

von 18 m. Im Zuge dieser Straße wurde von der Eisenbahndirektion Halle um die gleiche Zeit (1914/15) eine

eiserne Straßen-Brücke durch eine Eisenbetonbrücke ersetzt, die zwar nur eine einzige Stützweite von 30 m hat, aber sowohl durch die niedrige Bauhöhe als auch durch die Bauweise Interesse erregt. Das Tragwerk dieser Brücke besteht aus umschnürtem Beton mit Gußeiseneinlagen nach der Erfindung des Dr.-Ing. von Emperger in Wien und gehört zu den ganz wenigen Bauwerken ihrer Art in Deutschland.

Nachstehend soll daher, wenn auch etwas verspätet, Entwurf und Ausführung der Brücke beschrieben werden.

Die Steintorbrücke führt ihren Namen deshalb, weil die Berliner Straße an dieser Stelle den ehemaligen Steintor-Bahnhof der Magdeburg-Halberstädter Eisenbahngesellschaft überschreitet. Sie wurde beim Bau der Eisenbahn Halle-Vienenburg Anfang der 70 er Jahre v. Jahrh. errichtet und 1891 zum ersten Mal umgebaut.

¹⁾ „Der Eisenbau“, Monatsschrift für Theorie und Praxis des Eisenbaues, Jahrgang 1916, Heft 9, 10 und 12. Neuer eiserner Ueberbau für die Ueberführung der Berliner Straße auf Bahnhof Halle a. Saale. Von R. Jung und Oberingenieur Th. Siemers.



Abbildung 7. Blick auf die Brücke während der Herstellung.

Die gleichen Erwägungen wie bei der Berliner Brücke führten auch hier zu einer zweiten Erneuerung, nämlich die für den gesteigerten Straßenverkehr unzulängliche Breite und ein für den Eisenbahnbetrieb lästiger Mittelpfeiler. Die vorhandene Bauhöhe von 132 cm reichte bei einer einzigen Stützweite von 30 m nicht aus, das Tragwerk unter die Fahrbahn zu legen. Da aber

einen engeren Wettbewerb, aus dem unter einer Auswahl namhafter Eisenbetonfirmen die Thüringer Betonbaugesellschaft Otto Hauck & Co. in Coburg als Siegerin hervorging. Maßgebend für die Wahl gerade dieses Entwurfes war neben dem günstigsten Preisangebot vor allem der Umstand, daß es der Firma gelungen war, unter Einhaltung der vorgeschrie-

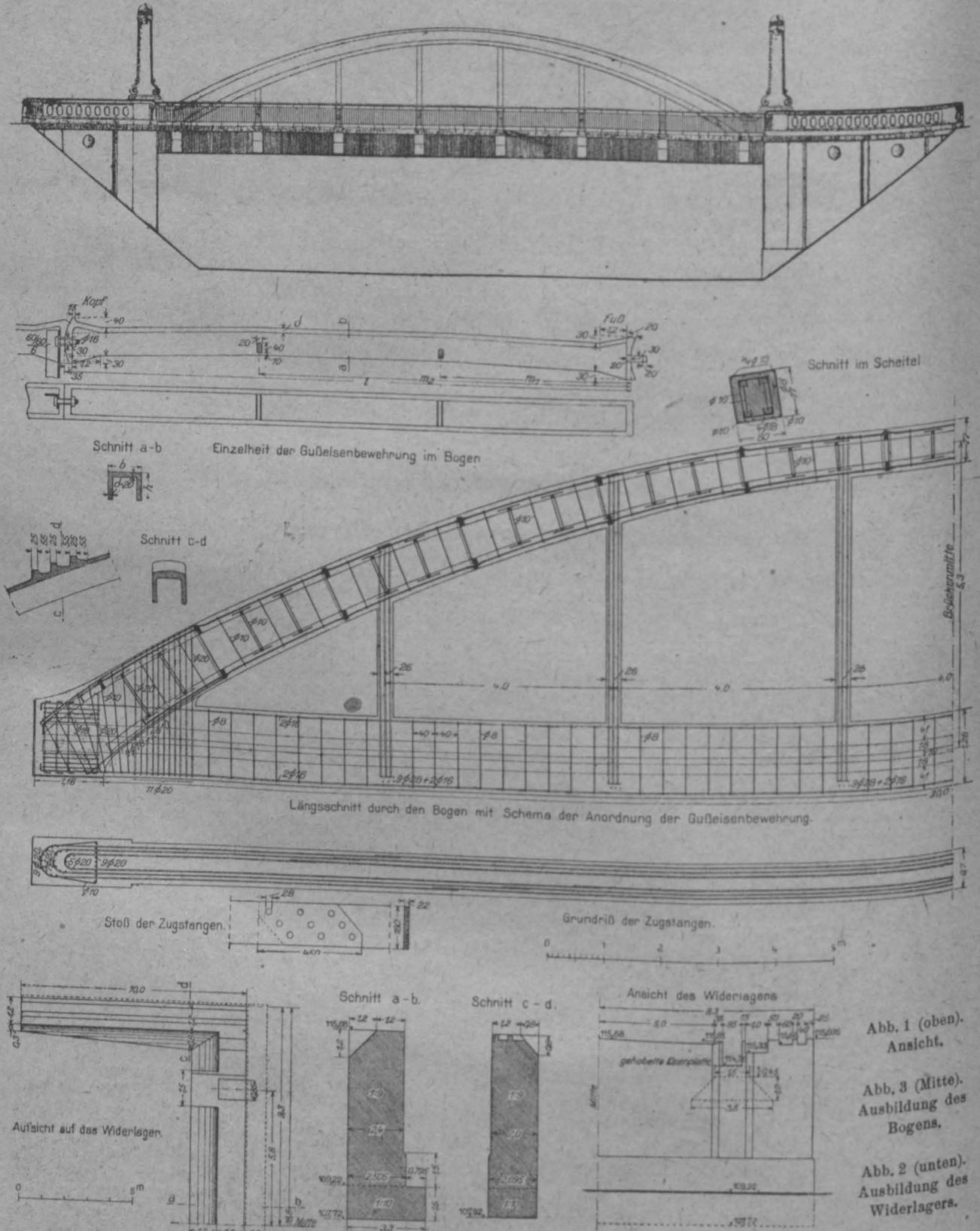


Abb. 1 (oben). Ansicht.

Abb. 3 (Mitte). Ausbildung des Bogens.

Abb. 2 (unten). Ausbildung des Widerlagers.

eiserne Hauptträger über der Fahrbahn bei so kleinen Abmessungen nur selten eine ästhetisch befriedigende Wirkung ergaben, so entschloß sich die Eisenbahnverwaltung, einem Wunsche der Stadt folgend, als Baustoff Eisenbeton zu wählen.

Die Verwirklichung dieses Gedankens stellte den entwerfenden Ingenieur vor eine nicht leicht zu lösende Aufgabe. Die Eisenbahnverwaltung veranstaltete daher

benen Bauhöhe ein gefälliges Tragwerk in Form eines Zweigelenkbogens mit Zugband zu entwerfen. (Vergl. Abbildung 1.) Die niedrige Pfeilhöhe und die geringen Abmessungen des Bogens hatte die Firma nur dadurch erreichen können, daß als Baustoff umschürter Beton mit Gußeisenerlagen in der Druckzone nach dem System von Dr.-Ing. von Emperger in Wien vorgeschlagen wurde.

Die eingehenden Versuche, die Emperger²⁾ mit umschnürtem Gußeisenbeton angestellt und veröffentlicht hat, sowie die günstigen Erfahrungen, die man mit den in dieser Bauweise damals ausgeführten beiden Brücken in Deutschland³⁾ gemacht hatte — sowohl das Urteil der Generaldirektion der sächsischen Staatseisenbahnen wie auch des Straßen- und Flußbauamtes in Bamberg lautete günstig —, veranlaßten die Eisenbahndirektion Halle, sich für den Coburger Entwurf zu entscheiden und den Druckübertragungs-Koeffizienten für Gußeisen (d. h. die Verhältniszahl zwischen dem Elastizitätsmodul des Gußeisens und dem des Betons) zu $m = 50$ für die Berechnung zuzulassen.

Pfeilhöhe von 5,3 m. Der Horizontalschub wird durch zwei in der Fahrbahn liegende Zugbänder aufgenommen. Die Auflager bestehen aus Stahl-Gleitlagern mit wagrechter Flächenberührung und gewähren volle Bewegungsfreiheit der Brücke bei Temperaturänderungen. Die Fahrbahn ist an jedem Bogen mittels 6 Hängestangen im Abstand von 4 m befestigt.

Der Bogen besteht (wie Abbildung 3 zeigt) aus Beton im Mischungsverhältnis 1 : 5. Er hat im Scheitel einen Querschnitt von 77 · 80 cm und an dem Schnittpunkt mit dem Zugband von 116 · 80 cm. Die Eisen für die Umschnürung sind im Abstand von 8 cm angeordnet und haben einen Durchmesser von 8 mm. Sie legen sich

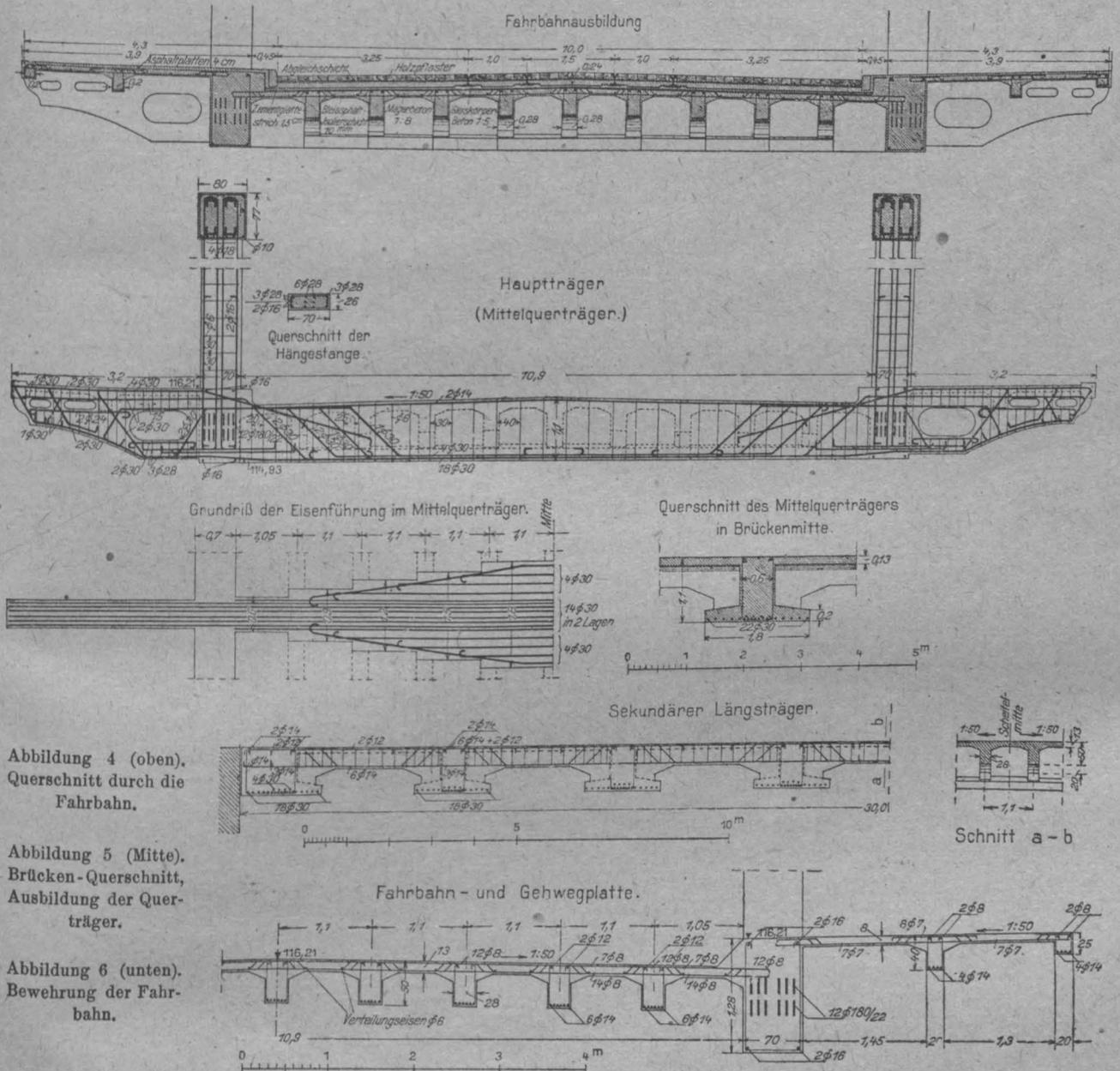


Abbildung 4 (oben). Querschnitt durch die Fahrbahn.

Abbildung 5 (Mitte). Brücken-Querschnitt, Ausbildung der Querträger.

Abbildung 6 (unten). Bewehrung der Fahrbahn.

Der Baugrund besteht aus reinem festem Lehm und sandigem Lehm; das Grundwasser steht 3—4 m unter Gelände. Infolgedessen bot die Gründung des Bauwerkes keine Schwierigkeiten. Die Widerlager (vergl. Abbildung 2) sind in Stampfbeton im Mischungsverhältnis 1 : 10 für die Fundamente und 1 : 3 für das aufgehende Mauerwerk ausgeführt.

Das Tragwerk besteht aus zwei über der Fahrbahn liegenden parabolisch gekrümmten Bögen im Abstand von 11,6 m, einer Stützweite von 30 m und einer

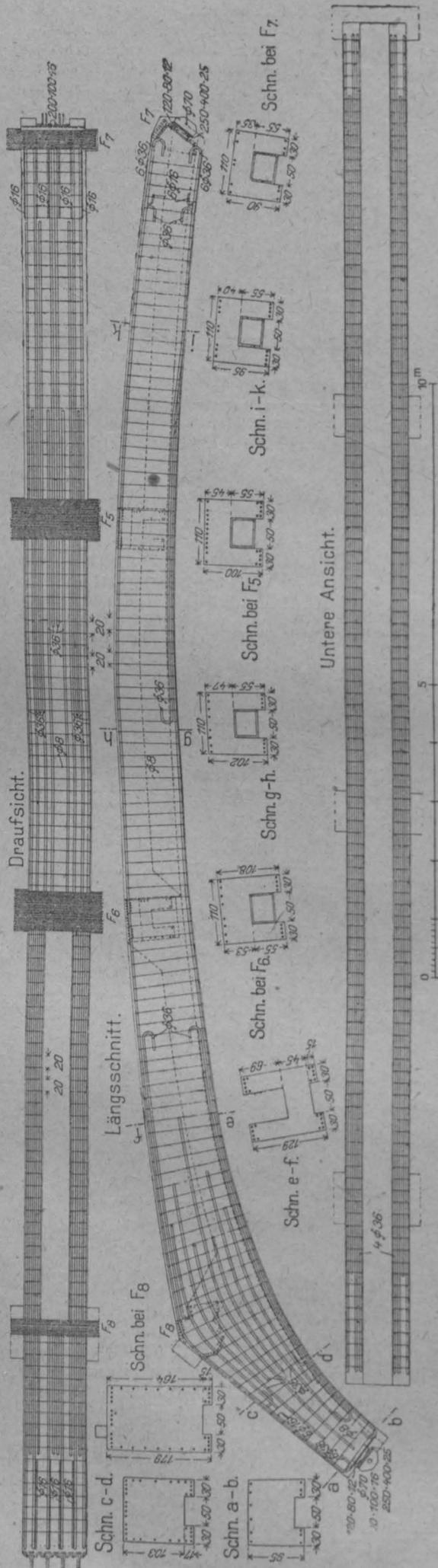
oben und unten um 4 bzw. 6 Rundenisen von 18 mm Durchmesser, die im Bogen auftretende Längszugspannungen aufnehmen sollen. Die Gußeisen sind ebenfalls in der Längsrichtung des Bogens zu 4 Stück symmetrisch angeordnet und bestehen aus L-eisenförmigen Stücken von 2,5 m Länge. (Vergl. die Einzelheiten in Abbildung 3.) Der nutzbare Querschnitt beträgt bei einer Wandstärke von $\delta = 20$ mm gleich 65 cm². Die Verbindung der einzelnen Stücke ist gelenkartig mittels zweier Kugelflächen verschiedener Halbmesser angeordnet, in deren Berührungsflächen sie durch einen Bolzen von 16 mm Stärke zusammen gehalten werden.

Die Zugkräfte des Horizontalschubes werden durch 4 · 3 = 12 symmetrisch angeordnete Flußeisenstäbe von 180 · 22 mm mit 475,2 cm² nutzbarem Querschnitt aufgenommen. Sie werden mit 1185 kg/cm² beansprucht und haben eine Zugkraft von rd. 489 t aufzunehmen. Die

²⁾ Neuere Bogenbrücken aus umschnürtem Gußeisen von Dr.-Ing. von Emperger. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1913.

³⁾ Die Mainbrücke bei Unterleiterbach und die Schwarzemberg-Brücke in Leipzig.

Anmerkung der Schriftleitung. Vergl. auch „Mitteilungen“ Jahrgang 1916, S. 33 ff. „Bogenbrücken aus umschnürtem Gußeisenbeton“ und S. 145 ff. „Eisenbetonbrücke über die alte Oder in Breslau“.



Stöße der Flacheisen (vergl. Abbildung 3) sind versetzt angeordnet und durch je 9 Schraubenbolzen von 28 mm Durchmesser verbunden. An den Enden im Auflager sind die Flacheisen bogenförmig zusammen geführt und, um die ganze Masse des hier vereinigten Betons als Halt zu gewinnen, gegen 23 senkrechte Rundeisenstäbe von 20 mm Durchmesser abgestützt. Die Flacheisen sind in einem in der Fahrbahn liegenden Betonbalken von 70 · 128 cm eingebettet.

Die Lasten der Fahrbahn werden auf den Bogen durch 6 Hängestangen von 70 · 26 cm Querschnitt übertragen. Die Zugspannungen werden von 12 Rundeisen von 28 mm Durchmesser aufgenommen. Sie greifen unten um die Zugbänder und ruhen oben in Rillen, die an die Gußeisen-Einlagen angegossen sind (vergl. Abbild. 3, Schnitt c-d).

Die Fahrbahn besteht, wie aus dem Querschnitt Abbildung 4 hervorgeht, aus 6 Mittel- und 2 End-Querträgern, ebensoviel Konsolträgern, sekundären Längsträgern im Abstand von 1,1 m und einer darüber gespannten Eisenbetondecke. Die in Abstand von 4 m angeordneten Querträger (vergl. Abbildung 5) haben einen Regelquerschnitt von 60 mm Breite und nur 110 mm Höhe. Das ergibt bei einer Stützweite von 11,6 m sehr hohe Zugspannung. Um die hierfür erforderlichen Zugeisen unterzubringen, wurde die untere Faser des Querträgers mit zunehmendem Biegemoment nach

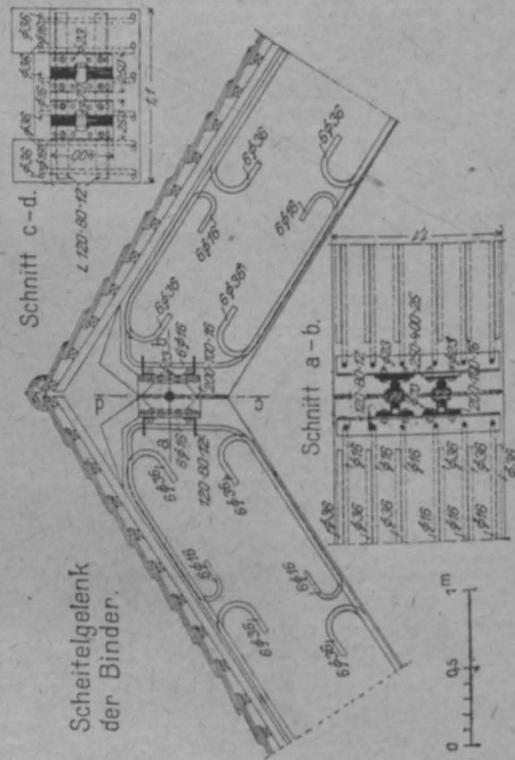


Abbildung 9. Ausbildung einer Binderhälfte der mittleren Baugruppe.
Abbildung 10. Scheitelgelenk des Binders.

Obst- und Gemüse-Großmarkthalle der Stadt Berlin.
Von Karl Bernhard.

der Mitte allmählich treppenförmig verbreitert. Die untere Breite des Querträgers beträgt bis zu 1800 mm, und die Zahl der Zugeisen bis zu 22 bei einem Durchmesser von 30 mm. Der Bau des Querträgers ist zweifellos gewagt und ungewöhnlich, war aber durch die niedrige Bauhöhe bedingt. Diese Lösung ermöglichte es allein, an einer Eisenbeton-Konstruktion festzuhalten. Es kann immerhin zweifelhaft erscheinen, ob die äußersten Rundeisen im Querträger überhaupt die gleichen Zugkräfte wie die mittleren Eisen aufnehmen. Dabei ist jedoch zu berücksichtigen, daß die errechneten Endspannungen in Wirklichkeit auch bei Vollbelastung deshalb nicht auftreten werden, weil die gesamte Fahrbahn als ein vielfach eingespanntes System zu betrachten ist. Die Konsolträger sind dadurch gekennzeichnet, daß für die Verlegung von Rohrleitungen und Kabeln drei Öffnungen freigelassen sind, wodurch auch die Anordnung der Eiseneinlagen mitbestimmt ist. Die Konstruktion der sekundären Längsträger und der Platte ist aus Abbildung 6 ersichtlich.

Die Fahrbahnkonstruktion ist zunächst mit einer Zement-Feinschicht abgeglichen und auf dieser als wasserdichte Abdeckung eine Blei-Isolierung verlegt. Erschwert wurde die Ausführung dadurch, daß über die Brücke zwei Straßenbahngleise führen. Da die Isolierung durch die Schienen in

kurzer Zeit zerstört worden wäre, wenn man sie unter diesen durchgeführt hätte, zumal der Zwischenraum nur 3—4 cm beträgt, so wählte man die in Abbildung 4 erkennbare Lösung. Wie ersichtlich, ruhen die Schienen auf einer Betonerhöhung und sind mit Asphalt untergossen, während die Blei-Isolierung bis an den Schienenfuß heranreicht. Wenn jetzt das Bett der Schienen durch den Straßenbahnbetrieb zerstört wird, kann es

ohne Beeinträchtigung der Isolierung erneuert werden. Ueber der Isolierschicht liegt eine Betonausgleichsschicht von 8—10 cm und darüber Holzpflaster von 8 cm Stärke. Die Fußwege sind mit 4 cm starken gepreßten Asphaltplatten belegt. Der Anschluß der Fahrbahn an die Brückenwiderlager besteht aus Zinkblechabdichtung und Riffelblechabdeckung. —

(Schluß folgt.)

Obst- und Gemüse-Großmarkthalle der Stadt Berlin.

Von Karl Bernhard. (Fortsetzung.) Hierzu die Abbildungen S. 12.



Das Tragwerk des Hallendaches über den Querschiffen. Die Dreigelenkbogenbinder der Querhallen sind infolge der Grundrißgestaltung und Stützenstellung unter den Galerien in ungleichen Abständen angeordnet. Es hat sich wohl ermöglichen lassen, die äußeren Abmessungen aller Pfetten und

Binder gleich zu machen, aber infolge ihrer verschiedenen Belastungsweise konnte es aus statischen und wirtschaftlichen Gründen nicht verantwortet werden, die Eiseneinlagen bei allen Bindern und Pfetten gleich anzuordnen. Ein genauer Verfolg der Kräfte bei den verschiedenen Belastungsmöglichkeiten und dementsprechend auch der genauen Lage und Stärke der Eiseneinlagen haben zu verschiedenartiger innerer Gestaltung Anlaß gegeben.

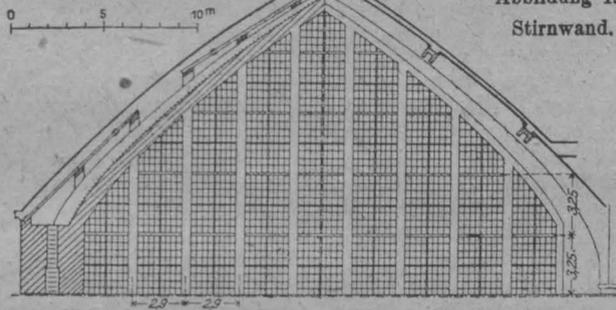


Abbildung 12. Stirnwand.

gelagert sind, daß die Bewegung des Bogenbinders um die Kämpfergelenke nicht behindert wird.

Da bei gegebener und oben näher begründeter Form der Binder die Drucklinie im oberen Teil der Binder nach außen aus der Schwerpunktebene heraustritt, während das im unteren Teil mehr nach innen erfolgt, da es ferner für das Gewicht und die Kosten der Binder nicht zweckmäßig erschien, die Querschnitte voll auszubilden, so ist eine Γ -förmige Querschnittsgestalt entstanden und zwar so, daß im oberen Teil der Binder das Profil nach unten geöffnet ist und im unteren Teil nach oben. Dadurch ist also in dem gedrückten Teil mehr Betonmasse angeordnet, während auf der entgegengesetzten Seite, wo die Zugkräfte vorherrschen, im wesentlichen die Haupt-Eisenbewehrung enthalten ist. Es findet also etwa in Höhe der unteren Mittelfette ein Wechsler der Druck- und Zugzonen statt. Auf Wunsch der Architekten ist jedoch diese Umkehr des Querschnittes, wie sie

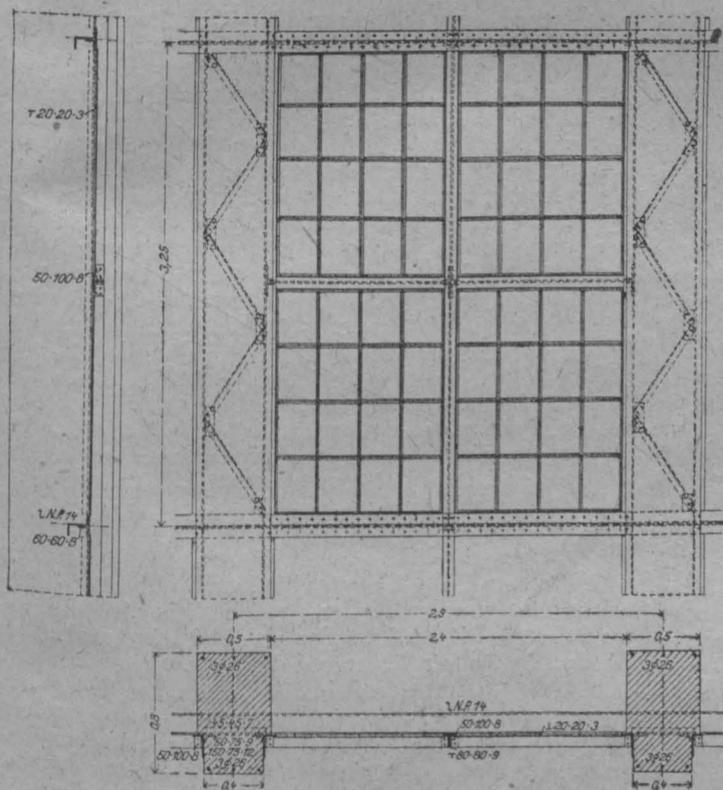


Abbildung 13. Ausbildung der Fenster.

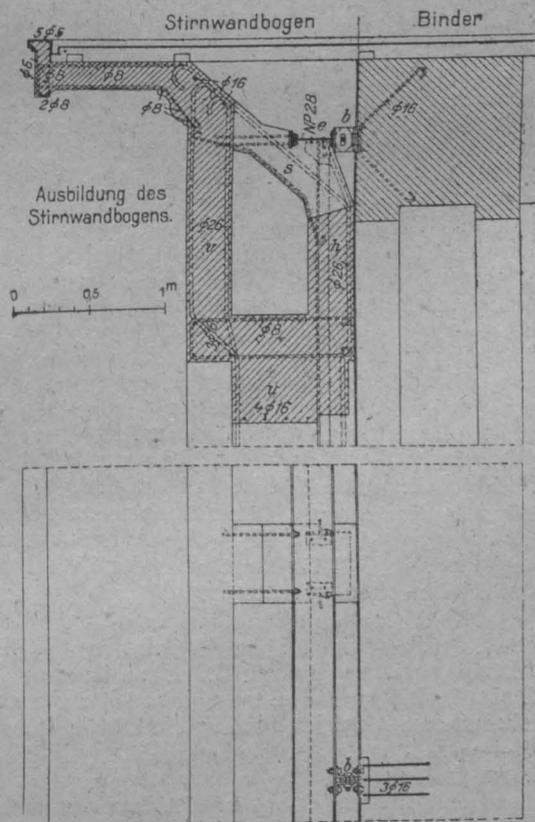


Abbildung 14. Stirnwandbogen.

Die Ausbildung einer Binderhälfte der mittleren Baugruppe ist in Abbildung 10, S. 12 in Ansicht, Auf- und Untersicht, sowie in Schnitten dargestellt.

Zwischen der Traufe der Dachdurchschneidung und dem Dach des Stockwerkbaues befinden sich Fensterwände, welche in Nuten der senkrechten Binderteile so

statisch erforderlich ist, nicht sichtbar zum Ausdruck gebracht, vielmehr wurde im oberen Teil der Binder, wo sich sonst sehr starke, durch tiefe Schatten abhebende dunkle Vertiefungen ergeben hätten, ein leichter Hohlkörper aus Eisenbeton eingesetzt, derart, daß die übrig bleibende Vertiefung gleichmäßig in 15 cm Stärke

und 50 cm Breite verläuft. Die äußere Breite der Binder beträgt 1,10 m. Es ist also die statische Wirkung und das Spiel der Kräfte durch zwei Rippen von je 30 cm Breite neben der flachen Vertiefung noch gekennzeichnet. Zwischen der mittleren Pfette und der Traufpfette wird die U-Öffnung nach oben gekehrt und hier ist natürlich eine Ausfüllung nicht vorgenommen.

Aehnliche Rücksichten statischer und ästhetischer Art haben dazu geführt, auch die Mittelpfetten, die eine Breite von 70 cm erhalten haben, mit zwei Seitenrippen von je 19 cm und einer Vertiefung von 32 cm Breite und 10 cm Tiefe vorzusehen. Diese Pfetten haben somit auch einen T-förmigen Querschnitt. Die Druckzone liegt meist oben. Die nach unten gerichtete tiefe Öffnung wird deshalb auch hier durch einen besonderen Hohlkörper ausgefüllt. An der Verspannungsstelle der Binder mit den Pfetten sind die Querschnitte in vollem Beton ausgebildet. Insbesondere ist noch an diesen Stellen, wo ein größeres Einspannungsmoment auftritt, die Pfettenhöhe soweit nach oben vergrößert, daß die Oberflächen von Bindern und Pfetten bündig liegen.

Der sich nach unten verjüngende untere Teil des Binders zwischen Traufpfette und Fußgelenk ist ohne Hohlräume voll ausgebildet.

Die Verteilung der Eiseneinlagen hat genau nach den in den verschiedenen Querschnitten herrschenden Spannungen stattgefunden und zwar sind in den Druckzonen die durchlaufenden Eisen auf der Montage geschweißt gedacht, während die Eiseneinlagen in den Zugzonen übereinander greifen, um die Unsicherheit, welche in der Schweißung für die Zugübertragung liegt, zu vermeiden. Sämtliche Eiseneinlagen sind bei den Bindern Rundeisen von 36 mm Stärke. Sie sind durch 8 mm starke Bügel in Abständen von 20 cm zusammen gehalten.

Die Gelenke im Scheitel (vergl. Abbildung 11) sowohl als auch im Kämpfer sind vollwandig in Eisen ausgebildet, derart, daß 4 Winkeleisen-Stücke den Druck auf die Betonteile übertragen können. Die in der Binderichtung stehenden Schenkel sind durch einen Bolzen von 70 mm Durchmesser zug- und drucksicher zusammen gehalten. Die Winkeleisen-Stücke selbst sind außerdem noch mit der Binderkonstruktion durch besondere Rundeisen zugsicher verbunden.

Die Stirnwand der Querhalle (vergl. Abbildung 12) schließt genau mit den Umrißlinien der Dachhaut die Halle senkrecht ab. Im Inneren liegt neben ihr eine Galerie, welche sich an die Galerie der Stockwerkbauten anschließt. Diese Galerie an der Stirnwand nimmt den Raum zwischen den beiden äußeren Bindern ein. An der Außenseite ist die Stirnwand bis auf den Kellerfußboden hinuntergeführt, da zwischen ihr und der Uferstraße einerseits und Eisenbahnanlage anderseits eine 5—6 m breite Kellerstraße angelegt wird, die an den Eingängen überbrückt und überbaut ist. Die Stirnwände dienen in voller Höhe zur Belichtung des Hallen-Innenen und sind deshalb auf das baulich größtmögliche Maß zwecks Fensterbildung aufgelöst. Hierfür ist von den Architekten die Aufteilung bestimmt, nachdem das Maß für die Stärke der Zwischenpfosten statisch festgelegt worden ist.

Diese Fensterpfosten sind in Eisenbeton ausgeführt, da die übrigen Teile der Stirnwand in Uebereinstimmung mit dem ganzen Hallenbau in Eisenbeton gedacht sind. Die senkrechten Seitenpfeiler, die aus architektonischen Gründen bis zur Traufhöhe eine größere Breite erhalten haben, sind aus Beton ohne Eiseneinlagen gedacht.

Die Stirnwand steht unmittelbar vor dem äußersten Binder. Es erschien nicht ratsam, die Stirnwand und den Binder ungetrennt zu einem monolithischen Baukörper zu machen, da die Binder als Dreigelenkbögen von großer Spannweite andere Bewegungen machen müssen, als die Stirnwände, die allenfalls in senkrechter Richtung kleine Bewegungen ausführen dürften. Andererseits war die Stirnwand gegen die Hallenkonstruktion abzusteifen, um die auf sie einwirkenden Windkräfte, namentlich im oberen Teil, darauf zu über-

tragen, ohne daß die Bewegungen in der Trennungsebene verhindert werden.

Die eigentlichen Fenster sind aus Eisen gebildet (siehe Abbildung 13). Es erschien nicht ratsam, die Riegel zwischen den Fensterpfosten, wie diese auch aus Eisenbeton zu machen, sondern, wie die Sprossenkonstruktion selbst, von der Galeriebrüstung aus nach oben lediglich durch eiserne Riegel aufzuteilen. Es stellt sich dadurch in dem oberen Teil die Stirnwandfläche nur durch senkrechte Pfosten aus Eisenbeton geteilt dar, die in 2,9 m Abstand stehen. Für den erforderlichen Abstand der Riegel sind 3,25 m festgelegt. Die so gebildeten Felder sind durch eiserne Fensterkreuze nochmals in 4 Felder geteilt, in welche dann die eisernen Sprossenfenster in üblicher Weise eingesetzt werden. Es geht aus dieser Darstellung hervor, daß, um eine genaue Ausführung der ungewöhnlich großen Fenster durchführen zu können, es sich nicht empfiehlt, die Eisenbetonpfosten auszuführen, bevor die Höhenteilung für die Fensterrahmen durchgeführt ist. Deshalb sollen die Fensterpfosten, soweit sie zur Aufnahme der Querriegel und eisernen Fenster dienen, aus einem eisernen Fachwerkgerippe bestehen, an welches unmittelbar die Fensterteile angebracht werden können, während der Eisenbetonpfosten nach Einpassung der Fensterriegel usw. ausgeführt wird. Auf diesem Wege läßt sich ein genaues Ausrichten der Eisenkonstruktion ermöglichen, unabhängig von der Ausführung der Eisenbetonpfosten. Durch Umstampfen der Füllstäbe des Fachwerkpfostens innerhalb der Fensterpfosten wird die erforderliche Verbindung einwandfrei hergestellt. Durch geeignete Lager der Stöße im eisernen Fachwerk kann die Ausführung der verschiedenen Höhenteile nacheinander durchgeführt werden. Diese Eisenbeton-Fensterpfosten sind unten in der Galerie und Kellerdecke und oben in dem Stirnbogen gelagert.

Dieser Stirnwandbogen (Schnitt, Abb. 14) ist ganz in Eisenbeton hergestellt. Um ihn möglichst leicht machen zu können, besteht er aus drei Teilen, nämlich aus einer unteren Leibung w, die mit den Fensterpfosten (s. Abbildung 12) unmittelbar zusammenhängt und zwei darauf gestützten, 30 cm starken Vorder- und Hinterwänden v und h. Die Vorderwand v trägt das Hauptgesims in der Umrißlinie der Dachhaut. Die innere ist nur so hoch geführt, daß sie eben die untere Leibung des äußersten Binders überragt. Die Dachhaut geht über den Binder in ihrer gewöhnlichen Ausbildung hinweg und deckt so den entstandenen Hohlraum ab. Dieser Hohlraum ist zugänglich gemacht durch eine Wendeltreppe im Inneren des Betonmauerwerks der Stirnwand-Seitenpfeiler und durch Stufen auf dem Rücken des unteren Wölbekörpers (s. Abbildung 12).

Die Fensterpfosten mit ihren gesamten eisernen Einlagen gehen durch die hintere Wand des Stirnwandbogens hindurch und dienen dazu, die weit ausladenden Gesimse zu verankern und zu stützen. Sie sind oben durch eine Eisenbetonsteife s mit einander verbunden. Die so gebildete Verstrebung trägt ein flachgelegtes I-Eisen e, stark genug, um alle seitlich gegen die Pfosten wirkenden Kräfte gegenüber den Pfetten des Haupttragwerkes der Querhalle auf den Binder zu übertragen. Diese Uebertragung muß an den Pfetten stattfinden, um den Binder für sich allein nicht seitlich zu belasten. Die Kräfte sollen sich vielmehr auf die vier Binder der ganzen äußeren Baugruppe verteilen.

Die Uebertragung der Windkräfte von der Stirnwand auf diese 4 Binder erfolgt durch Bolzen b, welche sich in einem senkrechten Schlitz in der mit dem Binder verankerten Eisenkonstruktion bewegen können.

Durch die Zugänglichkeit des Hohlraumes, die auch zugleich Gelegenheit bietet, leicht auf das Dach der Querhalle zu gelangen, ist dieser Punkt dauernd und leicht zu beaufsichtigen und zu unterhalten.

Die Stockwerkbauten. Zwischen den hochragenden Querschiffen von 30,5 m Weite sind die niedrigen Stockwerkbauten von 10 m Weite angeordnet. An den Enden der Halle sind gleichfalls Stockwerkbauten vorhanden. Wie bereits an anderer Stelle erläutert, bestehen die Stockwerkbauten aus mehrgeschossigen

Rahmenbindern, welche den Schub der Binder der Querschiffhallen aufnehmen. Diese Rahmenbinder stehen deshalb fluchtgerecht mit jenen Bindern (s. Abb. 4, No. 1). Für die End-Stockwerkbauten ergibt sich die Notwendigkeit, die Rahmen, außer auf beiden Seiten, noch mit einer Mittelstütze zu versehen, sodaß also die Rahmen-Endgebilde aus drei, vom Kellerfußboden bis zum Dachragenden Stützen und drei übereinander liegenden Riegeln bestehen. Die Notwendigkeit hat sich aus der Aufgabe dieser Endrahmen ergeben, den einseitigen Schub der Querschiffbinder für sich allein aufzunehmen, im Gegensatz zu den Regelrahmen, welche nur die Aufgabe haben, die aus dem größten Unterschied der verschiedensten Belastung zweier benachbarter Querschiffbinder sich ergebenden Schübe zu übertragen. Alle Stockwerkbauten sind durch die Dehnungsfugen von der Querhalle und der Stiringalerie getrennt. Entsprechend den beiden Dehnungsfugen in der Längsrichtung der Halle sind auch Stockwerkbauten der mittleren Baugruppe von den äußeren Baugruppen geschieden. Diese Dreiteilung läßt sich deshalb auch zu einer getrennten Bauausführung ausnützen (s. Abb. 6 in No. 1).

Die Eindeckung der flachen Satteldächer dieser Stockwerkbauten erfolgt durch mehrlagige Pappe oder Pappolein. Zwischen den Oberriegeln der Rahmen findet diese Eindeckung ihre Unterstützung durch die gleichen Bimsbetonplatten, wie sie auch auf dem Hallendach Verwendung gefunden haben. Diese Platten liegen zwischen I-Sparren, die sich in flachen Bogen zwischen die Fensterwände spannen. Da diese Sparren jedoch gegen die leichten Fensterwände schieben würden, sind ihre Schübe durch flachgelegte eiserne Schubfangträger aufgefangen, welche in der Uebermauerung zur Herstellung eines ebenen Dachgefälles einbetoniert sind. Der gesamte Schub des Flachbogens wird dadurch in die Stockwerkrahmen übertragen. Nähere Angaben in die statische Berechnung. Der Fenstersturz trägt das Dach als durchgehender Balken und stützt sich auf die Fensterpfosten. Er bildet gleichzeitig die Traufpforte und ist in dem Binderfuß derartig gelagert, daß hier die wagrechten Kräfte in der Längsrichtung des Stockwerkbaues übertragen werden können. Die Fensterwände werden durch zwei Fensterpfeiler geteilt, die aus Eisenbeton hergestellt werden sollen.

Während der obere Riegel der Stockwerkrahmen im Allgem. nur eine Aussteifung bildet, trägt der Mittelriegel die Galeriedecke. Wie Abb. 5 in No. 1 zeigt, ist der Mittelriegel in der Längsrichtung geteilt, um hier die Dehnungsfuge anzuordnen, sodaß die beiden durch die Fuge getrennten Teile die zugehörigen Felder der Decke tragen. Die Stützen gehören ganz zur äußeren Baugruppe und enthalten einen Einschnitt zur Auflagerung des Riegelteiles für die mittlere Baugruppe. Die Decke ist mit vierseitig aufgelagerten Platten ausgebildet.

Vermischtes.

Der Bericht über die Tätigkeit des Materialprüfungsamtes Berlin-Lichterfelde im Betriebsjahr 1918 ist in Heft 5 und 6 der „Mitteilungen“ des Amtes 1919 und jetzt auch als Sonderdruck erschienen. (Verlag Julius Springer, Berlin). Die Tätigkeit des Amtes stand danach auch im Berichtsjahr fast ganz unter dem Einfluß des Krieges, ein sehr großer Teil seiner Arbeiten ist im Interesse der Landesverteidigung ausgeführt, die wissenschaftlichen Forschungen, namentlich für den „Deutschen Ausschuß für Eisenbeton“ und den „Deutschen Eisenbauverband“ mußten infolge mangelnder Kräfte fast vollständig ruhen. Aus den Arbeiten der hier interessierenden Abteilungen seien einige Arbeiten erwähnt.

In der Abt. für Metallprüfungen wurden 365 Anträge erledigt, von denen 305 auf Private entfallen. Von Interesse sind einige Versuche mit Holz, so Torsionsversuche, die bei Kiefer, Esche und Mahagoni (letzteres Holz aus 2 Stücken längs verleimt) eine Bruchgrenze von 112, 174 und 146 kg/cm² ergaben. Druckversuche an 4 Holzbalken, aus einer eingestürzten, freitragenden Dachkonstruktion in unmittelbarer Nähe des Bruches entnommen, zeigten sehr stark abweichende Bruchfestigkeiten von 242—407, i. M. 307 kg/cm². Die mittlere Jahresringstärke des Holzes war sehr erheblich, 0,373 cm, das mittlere Raumgewicht hoch, 0,397, was auf hohen Feuchtigkeitsgehalt schließen läßt, was wohl die Festig-

Genau das Gleiche gilt von dem Unterriegel für die Erdgeschoßdecke. Die Bauart der Decke ist die gleiche, wie bei den gesamten Decken des Hallenbaues.

Die Regel-Stockwerkrahmen, welche also zwischen zwei Querschiffen liegen, bilden neunfach statisch unbestimmte Eisenbetongebilde und werden später noch näher besprochen. Die verschiedenen Rahmen sind auch verschieden ausgebildet. Beim Rahmen an der Fensterwand weist die Stütze im Keller eine größere Breite auf, um einen 60 cm breiten Durchgang an der Fensterfront zu ermöglichen.

Besonderer Erwähnung bedarf noch der Rahmen im Kellergeschoß, welcher eine Unterteilung des Endfeldes bezweckt, wodurch eine Einschränkung der Bauhöhe über dem hier liegenden Warmluftkanal ermöglicht werden soll, damit hierdurch die Verkehrshöhe in der Querichtung der Halle nicht eingeschränkt wird.

Die Stockwerkrahmen in den Endfeldern haben, wie bereits bemerkt, Zwischenstützen erhalten. Sie sind dadurch als ein besonderes Eisenbetongebilde von 18-facher statischer Unbestimmtheit berechnet und ausgestaltet.

Ueber die Stützens Ausbildung sämtlicher Stockwerkbauten ist noch besonders zu erwähnen, daß sie nicht einen vollen rechteckigen Querschnitt erhalten haben, sondern, wie schon im Konkurrenzentwurf vom Verfasser 1915 vorgeschlagen, eine H-förmige Gestalt. Im Obergeschoß und Erdgeschoß ist die sichtbare Rippe entsprechend der Breitereinteilung der Binderleibung durchgeführt.

Der Zweck dieser Stützengestaltung ist, außer den statischen und wirtschaftlichen Vorteilen, die Betriebsleitungen auf diese Weise in den innerhalb der Stützen ausgebildeten Schächten unterzubringen.

Die Tragsäulen in den Hallen erhalten an zwei gegenüberliegenden Seiten rechteckige Aussparungen zur Aufnahme der Betriebsleitungen.

Die Hauptverteilungskanäle werden an der Kellerdecke zwischen den äußersten Säulenreihen angelegt. Die von ihnen abzweigenden horizontalen Stichkanäle sind jeweils außerhalb der Säulenreihen der Stockwerkbauten angeordnet. Die Stichkanäle sind an der Decke angebracht und durchschneiden die Unterzüge der Kellerdecke.

Aufsteigende Warmluftkanäle sind in verschiedenen Säulen und in der Giebelwand angebracht, ebenso sind Abluftkanäle in den Säulen untergebracht. Ferner sind in diesen Aussparungen für die Warmwasserversorgungsanlage Rohrleitungen untergebracht, ebenso die Lichtverteilungsleitungen und in den Kellern die Dampf- und Kondensleitungen, Warmwasserleitungen für die Zapfstellen und Heizung der Büroräume, endlich die Soleleitungen für die Kühlräume. —

(Schluß folgt.)

keitseigenschaften ungünstig beeinflusst hat. Weitergehende Untersuchungen sind aber nicht durchgeführt. Ein dritter Fall, der Bruch eines 10,5 m hohen hölzernen Stemmtores einer Schleuse, zeigt wieder, daß die geringe Querefestigkeit des Holzes Ursache von Zerstörungen werden kann. Die oberen Teile beider Flügel schlugen durch, während die unteren Teile durch den Dremplenschlag festgehalten wurden. Die Schlagsäule aus Kiefernholz war mit 30 kg/cm² quer zur Faser beansprucht und als Ursache der Zerstörung wurde angenommen, daß infolge Schwindens des Holzes und dementsprechender schlechter Abstützung die Schlagsäule diesen Druck nicht aushielt und fortgequetscht wurde. Durch Druckversuche an aus der Schlagsäule entnommenen Holzteilen wurde an der Quetschgrenze nur eine Druckfestigkeit von 26 kg/cm² bei lufttrockenem, 18 kg/cm² bei wassersattem Holz ermittelt, die Beanspruchung war also eine bedeutend zu hohe.

In der Abt. für Baumaterialprüfungen wurden 255 Anträge mit insgesamt 6446 Versuchen erledigt, davon entfällt weitaus der größte Teil auf Bindemittel, Mörtel, Beton, der Rest auf Steine aller Art und Verschiedenes, darunter Wasserproben auf Gehalt an Stoffen, die erfahrungsmäßig Zement angreifen. Untersuchung von Bindemitteln nach den Normen, Festigkeitsprüfungen bei Betonmischungen, Ermittlung der Mischungsverhältnisse bei durch Unfälle beschädigten Bauten waren hauptsächlich zu erledigen. Die Untersuchung eines nach einjähri-

gem Betrieb stark rissig gewordenen Wasserbehälters in Beton, der nur noch geringe Festigkeiten aufwies, ergab eine ziemlich große Magerkeit des Betons, als Hauptursache der Zerstörung aber einen außergewöhnlich hohen Sulfat-Gehalt des aus einem Kühlturm kommenden im Behälter aufzuspeichernden Wassers. Längere Untersuchungen beanspruchte die Feststellung der Längenänderung von reinen Zementprismen bei verschiedenen Temperaturen nach 28 Tagen und 1½ Jahren. Der Ausdehnungs-Koeffizient wurde bei $\pm 0^\circ \text{C}$. und -10°C . übereinstimmend zu 0,0000151, bei $+50^\circ \text{C}$. zu 0,000047 ermittelt. Die Untersuchung von sog. „Karbid-schlamm“, einem Abfallstoff der Azetylen-Erzeugung, auf seine Eignung als Baukalk ergab, daß der Stoff den „Leitsätzen für einheitliche Prüfung von Kalk“ entspricht, trotz eines Gehaltes an kohlen-saurem Kalk von 14,3%. In der Mischung 1:3 mit Kalknormensand ergaben sich nach 58 und 56 Tagen Luftherhärtung 2,7 bzw. 3,3 kg/cm^2 Zugfestigkeit und 10,5 bzw. 13,3 kg/cm^2 Druckfestigkeit, während die Leitsätze 2 bzw. 3 kg/cm^2 Zug-, 6 bzw. 8 kg/cm^2 Druckfestigkeit fordern. Verschiedene Belastungsproben zur Ermittlung der Tragfähigkeit wurden ebenfalls durchgeführt, darunter auch solche mit verschiedenen Lehmwänden, die eine über Erwartung große Widerstandsfähigkeit gegen Druckbelastung ergaben. Zum Abschluß gelangten Versuche über die Eignung von Hochofen-Stückschlacke zu Eisenbahnzwecken i. A. des betr. staatlichen Ausschusses, soweit die Versuche im Laboratorium in Betracht kommen.

In der Abt. für Metallographie wurden 137 Anträge erledigt. Trotz Personalmangel ist es möglich gewesen, eine große wissenschaftliche Arbeit von hoher praktischer Bedeutung „Ueber das Rosten von Eisen in Berührung mit anderen Metallen und Legierungen“ zum Abschluß zu bringen. Es ist damit zum ersten Mal der Beweis erbracht, daß es möglich ist, den Einfluß der Berührung verschiedener Metalle auf ihr gegenseitiges Verhalten in einem Elektrolyten gesetzmäßig und quantitativ zu erfassen. Die im Einzelnen erwähnten Versuche fallen meist in das Gebiet des Maschinenbaues bzw. der Eisenhüttenkunde.

In der Abt. für allgemeine Chemie wurden 307 Anträge erledigt, von denen ein erheblicher Teil der Untersuchung von Eisen und Stahl betraf. Auch Heizmaterialien wurden vielfach untersucht, namentlich Torfe. Die Untersuchung von allerhand Ersatzmitteln, die z. T. mit großer Reklame in den Handel gebracht wurden, ergab vielfach die völlige Wertlosigkeit, wenn nicht Gefährlichkeit solcher Mittel.

In der Abt. für Oelprüfung, die 257 Anträge erledigte, gaben Untersuchungen mit Asphalten, Asphalt-pappe, Klebmassen, Kitt vielfach ähnliche Ergebnisse. Im Anfang enthält der Bericht wie üblich eine Zusammenstellung der literarischen Arbeiten der Beamten des Amtes. Darunter ist hier die Arbeit von Rudeloff über „das Verhältnis zwischen Dehnungen von Zugproben mit den Meßlängen $l=5 \text{ d}$ und $l=10 \text{ d}$ bei sonst gleichen Abmessungen und aus demselben Stoff“ zu erwähnen. Die kürzere Probelänge soll bekanntlich aus wirtschaftlichen Gründen als Normalstab gelten.

Trotz der ungünstigen Arbeitsverhältnisse war die Tätigkeit des Amtes also auch im Berichtsjahr 1918 eine umfangreiche und wertvolle. —

Betonarbeiten beim Bau eines Wehres in der Aare für das Elektrizitätswerk Olten-Aarburg. Der „Schweizer. Bauztg.“ 1920, No. 1 uff. entnehmen wir über diese sehr beachtenswerte Ausführung die nachstehenden Angaben:

Seit Ende 1917 steht eine Wasserkraftanlage bei Gös-gen an der Aare im Betrieb, welche die Aare-Wasserkräfte auf der rd. 14 km langen Flußstrecke von unterhalb Aarburg bis Schönenwerd, ein Nutzgefälle von 14—17 m und eine Wassermenge von zunächst bis 300 m^3/sek . ausnützt. Sie erzeugt damit eine größte Turbinenleistung von rd. 45 000 PS. Die wasserbaulichen Anlagen des Werkes sind sogar für eine Höchstwassermenge von 350 m^3/Sek . ausgebaut, sodaß also noch eine Steigerung der Kraftleistung durch weiteren Ausbau der maschinellen und elektrischen Anlagen möglich ist.

Das Gefälle des stark gewundenen Flußlaufes wird durch Anlage eines quer durch den Lauf geführten Schutzwehres, das den Fluß i. M. um 4 m aufstaut, sowie durch einen die Krümmungen stark abschneidenden Werkkanal bei dem Kraftwerk zusammengefaßt.

Das Wehr hat eine Gesamt-Lichtweite zwischen den Widerlagern von 90 m und ist durch 4 Zwischenpfeiler in 5 Öffnungen von je 15,6 m l. W. geteilt. Seine Ausführung bedingte besondere konstruktive Maßnahmen, da an der Baustelle bis auf 18 m Tiefe unter Wasserspiegel kein Fels

anzutreffen ist. Das Wehr mußte vielmehr auf Kies gegründet werden und war bei 6 m Aufstau über Wehrschwelle nicht nur gegen Unterkolkungen, sondern auch gegen gefährliche Durchsickerungen zu sichern. Wehrschwelle und Abfallboden haben zusammen 14,1 m Breite erhalten und sind ebenso wie die massiven Zwischenpfeiler und die oberhalb und unterhalb des Wehres anschließenden Ufermauern auf Kaissons mittels Luftdruck tief unter die Flußsohle herabgeführt. Zur weiteren Verminderung der Auskolkungsgefahr ist das Wehr so ausgebildet, daß es nicht als Grundablaß, sondern als Ueberfall bei der Regulierung des Wasserstandes wirkt. Die in Nuten der Pfeiler geführten eisernen Schützen sind dazu geteilt und werden bei der Regulierung nicht, wie sonst üblich, gezogen, sondern in ihrem oberen Teil abgesenkt. Bei HW. können natürlich beide Teile völlig hochgezogen werden.

Die Pfeiler sind auf 17,25 m lange, 4,4 m breite Eisenkaissons gegründet, die bis 10,5 m unter oberer Wehrschwelle abgesenkt sind. Der Pfeilerkörper ist in Zementbeton mit Werksteinverkleidung hergestellt und an den durch die Schütznischen geschwächten Stellen mit Eiseneinlagen verstärkt. Der Wehrkörper zwischen den Pfeilern besteht aus je 3 Teilen, einer oberen und unteren Kaisonreihe, die mit Luftdruck 9 m unter Wehrschwelle bzw. noch 8,5 m unter Oberkante des 2 m unter Wehrschwelle liegenden Abfallbodens abgesenkt sind, und einen mittleren weniger tief gegründeten Teil, der beiderseits mit Versatz in die Kaisonkörper eingreift und mit diesen noch durch 2 Reihen wagrechter Eiseneinlagen verankert ist. Die untere Kaisonreihe reicht also bis 17,6 m unter den gestauten Wasserspiegel herab, und ebenso tief sind die hinteren Enden der Pfeilerkaissons noch unterschritten worden, sodaß die Gefahr einer Durchsickerung und Auskolkung wohl beseitigt erscheint. Die Kaissons und Wehrkörper sind z. T. in Eisen, z. T. in Eisenbeton hergestellt, die Kaissons der Ufermauer ebenfalls in Eisenbeton. Zwischen Pfeiler- und Wehrkörper-Kaissons sind Nuten von sechseckigem Querschnitt gelassen, die mittels kleiner Taucherglocken von ebensolchem Querschnitt ausgehoben und ausbetoniert worden sind, um einen ganz dichten Fugenschluß zu erhalten. Der mittlere, weniger tief gegründete Teil des Wehrkörpers sollte anfangs zwischen auf die Kaissons aufgesetzten eisernen Schutzwänden unter Wasserhaltung ausgeführt werden. Das erwies sich aber als unmöglich, da die Pumpen auch starken Sand führten, sodaß eine Auflockerung des Untergrundes zu befürchten war. Die untere 2 m-Stärke des Körpers (also mit den erwähnten Eisenverankerungen) wurde daher mit Hilfe von Taucherglocken zwischen den Schutzwänden hergestellt.

Auch der Dienststeg zur Bedienung der Schützen ist hier statt in Eisenschwerk in Eisenbeton als gedeckte Brücke nach Art der alten schweizerischen Holzbrücken in sehr gefälliger Erscheinung ausgeführt. Die Träger sind dabei über je 2 Öffnungen durchlaufend ausgebildet mit je einem festen und 2 Pendelauflagern in Eisenbeton. Die 5. Öffnung ist, um das Biegemoment in Trägermitte zu verringern, landseitig ausgekragt und das Abschluß-Widerlager ist als Gegengewicht daran aufgehängt. Es ist dadurch noch eine landseitige Durchfahrt geschaffen, von der aus Lasten mittels des Bedienungslaufkranes des Wehres auf die Brücke gehoben werden können.

Entwurf und Ausführung des baulichen Teiles des Wehres lag in den Händen der bekannten Ingenieur- und Unternehmerfirma Locher & Cie. in Zürich. —

Der Erlaß über die Berechnung ebener Steineisen-Decken vom 25. 11. 1918 des preuß. Staatskommissars für das Wohnungswesen, enthält, wie bei unserer Besprechung in den „Mitteilungen“, Jhg. 1918, S. 7, bereits hervorgehoben worden ist, eine Reihe auffallender Abänderungen gegenüber den früheren Vorschriften des preuß. Ministers der öffentl. Arbeiten vom 21. 1. 1909. Eine Reihe nicht ganz klarer Bestimmungen, die zudem z. T. in einem gewissen Widerspruch stehen zu den Bestimmungen vom 13. 1. 1916 über Eisenbeton, die doch sinngemäß auch auf Steineisen-Decken angewendet werden sollten, hat dem „Deutschen Beton-Verein“ Veranlassung zu einer Anfrage nach den Gründen dieser Aenderungen bei der damals zuständigen Stelle gegeben. Inzwischen ist die Erledigung dieser Fragen an das preuß. Ministerium für Volkswohl-fahrt übergegangen und dieses hat eine Revision der Bestimmungen für Steineisen-Decken in Aussicht gestellt. —

Inhalt: Die Steintorbrücke in Halle a. S. (Umschnürter Gußeisenbeton, System Emperger). — Obst- und Gemüsee-Großmarkthalle der Stadt Berlin (Fortsetzung). — Vermischtes. —

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