

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

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

X. JAHRGANG 1913.

№ 13.

Ueber Eisenbeton-Kaimauern der norddeutschen Seehäfen.

Vortrag*) mit Lichtbildern des Hrn. Ing. Rud. Christiani in Hamburg, gehalten auf der Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“ in Berlin 1913.

Die Wasserbau-Konstruktionen sind in erster Linie aus der Praxis hervorgegangen. Sie müssen sich auch in ihrer weiteren Entwicklung vornehmlich auf die Erfahrungen stützen. Theoretische Untersuchungen sind auch hier, wie bei Hochbau-Konstruktionen, zwar sehr nützlich und notwendig, die Schwierigkeiten liegen aber darin, daß man die Koeffizienten, mit welchen man rechnen soll, nicht durch Laboratoriumsversuche feststellen kann, sondern daß man jedesmal mit den schon ausgeführten praktischen Beispielen vergleichen muß. Hieraus folgt, daß die schönsten theoretischen Berechnungen nur Vergleichswert haben. Sie können ihre Bedeutung nur dadurch bekommen, daß man sie mit den schon ausgeführten praktischen Beispielen vergleicht und prüft. Es ist, um sicher zu gehen, sozusagen hier notwendig, richtige Konstruktionsversuche anzustellen.

Wenn ich nun von Kaimauern spreche, die aus Eisenbeton gebaut worden sind, so unterscheide ich zwei in der Hauptsache verschiedene Konstruktionen. Es sind solche, die aus hohlen Kissons oder hohlen Blöcken gebaut worden sind, die mehr oder weniger schwimmend zur Verwendungsstelle herangeschafft und hier hinunter gesenkt werden, sodaß sie nebeneinander stehend zusammenhängende Mauern bilden, und solche, die aus gerammten Betonpfählen bestehen. Nur von den letzteren werde ich heute sprechen.

Die in den letzten Jahren so sehr gestiegenen Holzpreise haben eine Reihe von Wasserbau-Behörden der norddeutschen Häfen veranlaßt, mit Konstruktionen aus gerammten Betonpfählen Versuche zu machen. Die Arbeiten, die hier ausgeführt sind, stellen die ersten Kaimauern aus reinem Eisenbeton in den norddeutschen Häfen dar und sind zunächst als „Konstruktions-Versuche“ anzusehen. Die Einzelheiten der Konstruktionen sollen bei Vorführung der Bilder erläutert werden.

*) Nach dem stenographischen Bericht wiedergegeben.



Abbildung 1. Blick in den Hafen der Benzinwerke Wilhelmsburg bei Hamburg.

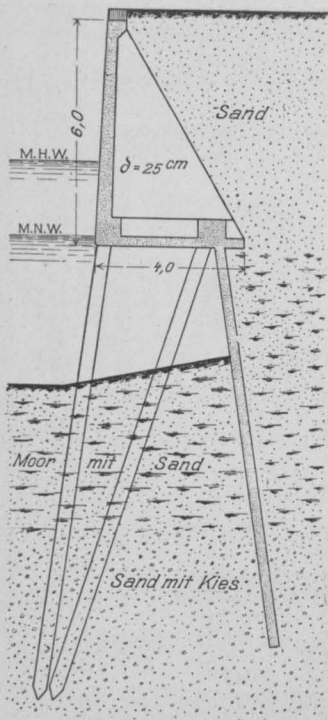
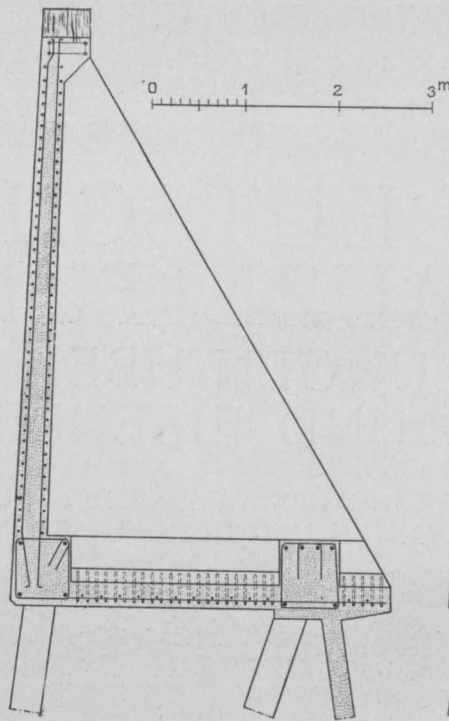


Abbildung 2. Querschnitt.



Abbildungen 3a und b. Schnitte durch Wand und Rippe.

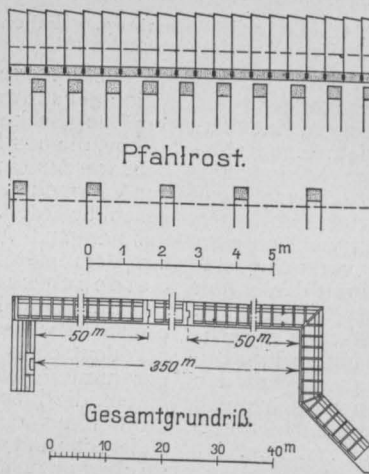
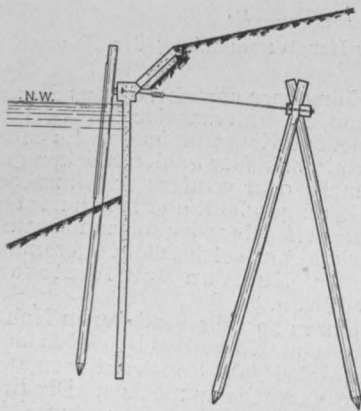


Abbildung 4. Grundriß der Mauer am Roßkanal.

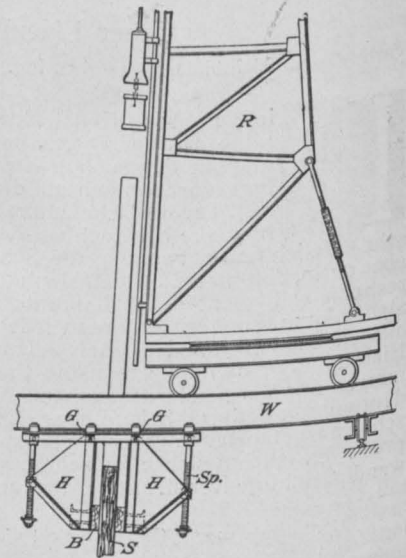
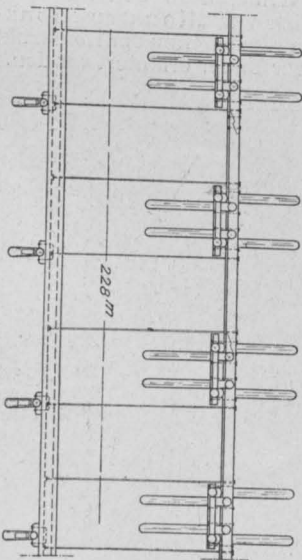


Abbildung 8. Vorrichtung zur Führung der Spundpfähle.



Abbildungen 16a und b. Querschnitt und Grundriß einer Uferbefestigung für die Marinestation Sonderburg.

Abbildung 13 (rechts unten). Schnitt durch Uferschutz in Emden (System Nyholm).

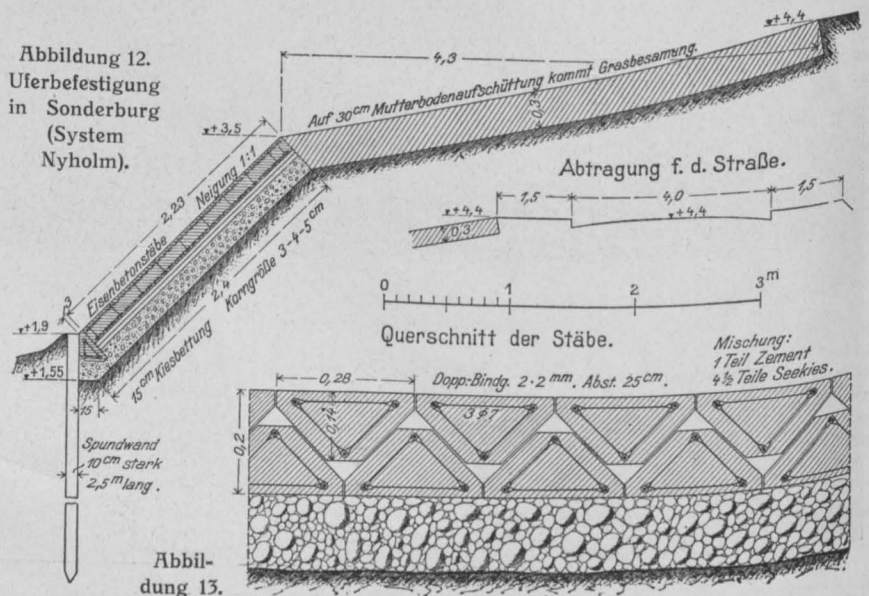


Abbildung 13.

Abbildungen 2-4. Kaimauer am Roßkanal in Hamburg.

Bild 1 stellt einen kleinen Industrie-Hafen in Wilhelmsburg am Reiherstieg dar, erbaut im Jahr 1911 von der „Benzinwerke Wilhelmsburg G. m. b. H.“ unter Aufsicht der Kgl. Wasserbau-Inspektion in Harburg. Der Hafen ist zur Aufnahme von Benzinschiffen bestimmt und hat drei verschiedene Konstruktionstypen aufzuweisen. Bei einer Tiefe von etwa 6 m haben wir zunächst links auf Abbildung 1, S. 97, die einen Blick in den Hafen darstellt, eine 40 m lange Strecke, auf der die Ufervorsetze als eine versteifte Spundwand mit vorgesetzten Schrägpfehlen ausgeführt worden ist.

Die Spundwand ist von oben bis unten armiert. Die Verbindung der Pfähle ist oben durch einen durchgehenden Eisenbeton-Balken geschaffen, wodurch alle Schub- und Scherkräfte, die zwischen Lot- und Schrägpfehlen entstehen, in ganz außerordentlich sicherer Weise aufgenommen werden.

Die nächste Strecke hat eine Länge von ungefähr 150 m und besteht aus einer Spundwand mit dahinter liegender Verankerungsplatte. Diese Verankerungsplatte überträgt die Erdbelastung auf die Böcke, die wieder aus Eisenbetonpfählen bestehen und die oben mit den Balken der Platte und der eigentlichen Kaimauer verbunden und zusammen gegossen

Diese Konstruktionen bieten den Vorteil, daß man nicht gezwungen ist, die Arbeitsstelle, an der sich die Verbindungen zwischen gerammten Konstruktionen und Verankerungen befinden, in Mittelwasser- oder Niedrigwasser-Höhe zu legen, sondern daß man, weil der Beton sich auch oberhalb des Wassers bewährt, diese Verbindungen oberhalb des Hochwassers anordnen kann.

Zur Zeit der Ausführung des obigen Hafens entschloß sich die Hamburger Wasserbau-Direktion, einen Versuch mit einer Kaimauer aus reinem Eisenbeton zu machen. Es handelt sich um eine Kaimauer, die bei der neuen Hafenanlage auf Neuhoft am Roß-Kanal ausgeführt

werden sollte, und schließlich wurde beschlossen, die Ausführung nach dem hier gezeichneten Entwurf in die Wege zu leiten.

Die Konstruktion (vergl. Abbild. 2 und 3) besteht hier aus einer hinteren Spundwand, die 12 m tief durch den Boden gerammt wurde und vorn durch Schrägpfehle zu einem steifen Bock verbunden wurde. Teils auf diesem Bock, teils auf einer Reihe von vorderen Pfählen ruht der wagrechte Plattenbalken, der wieder die ganze Bodenbelastung aufnimmt. Durch diese Belastung der Böcke wird die Standfestigkeit derselben sehr erhöht. Die Spundwand nach hinten

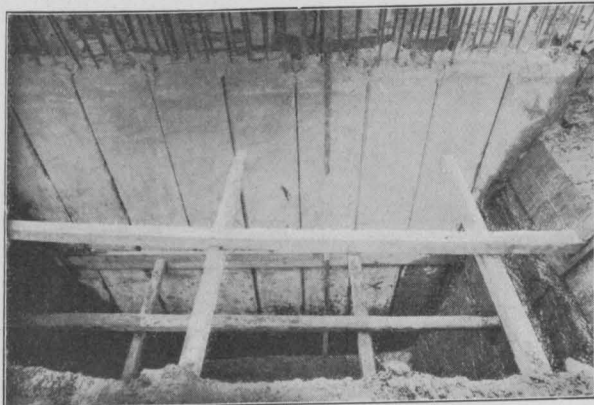


Abbildung 10. Blick von oben hinter die durch Ausschachtung freigelegte Spundwand.

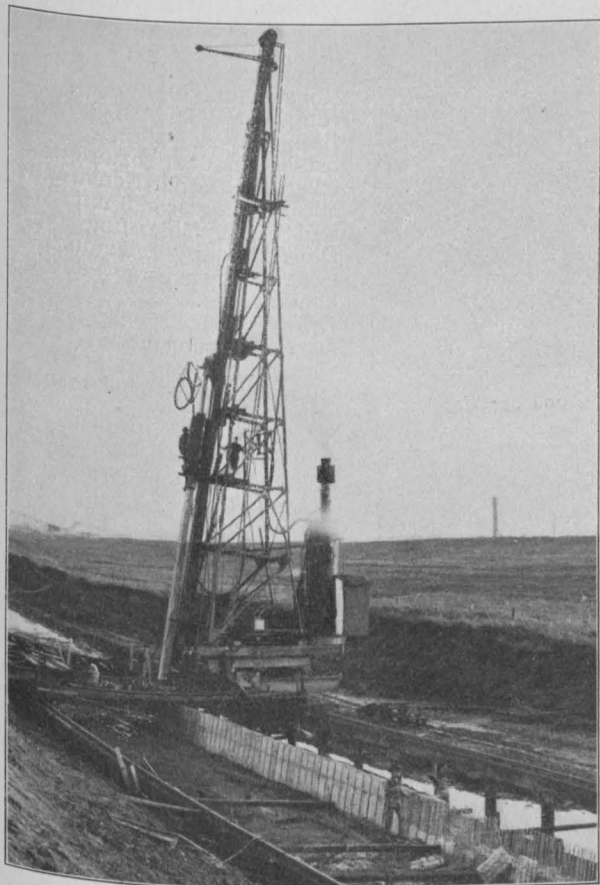


Abbildung 9. Zum Schlagen der Pfähle verwendete Dampfkranne. Eisenbeton-Ufermauer am Roß-Kanal in Hamburg.

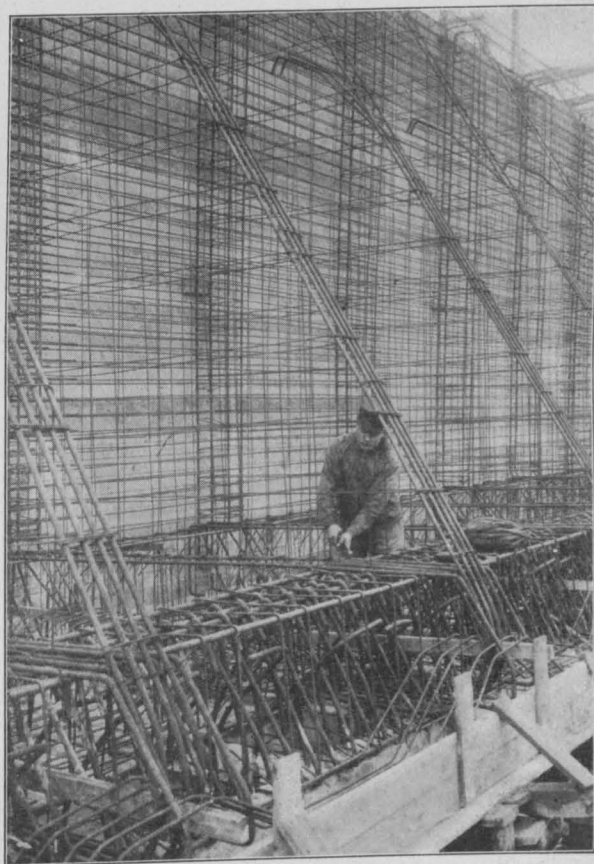


Abbildung 6. Einzelheiten der Armierung.

sind. Das Ganze bildet also eine einheitliche Konstruktion ohne irgendwelche Unterbrechung, mit Ausnahme der Dichtung der einzelnen Spundpfähle. Diese Dichtung wurde durch reinen Zement geschaffen, der nach der Rammung hineingebracht wurde.

Rechts auf dem Bild ist eine Pier-Anlage sichtbar, die aus zwei gegeneinander gestellten, gerammten Spundwänden besteht. Die Spundwände sind oben in den Kaimauern in Mittelwasserhöhe mittels eiserner Anker miteinander verbunden. Die eisernen Anker ruhen auf Holzpfählen.

19. Juli 1913.

geneigt zu schlagen, im Gegensatz zu der Kaimauer, die auf dem ersten Bild dargestellt war, bringt den Vorteil, daß die Spundwand außerordentlich gut als Widerstand gegen Ausziehen benutzt werden kann. Der Erddruck kommt ja von innen und bewirkt in den Schrägpfehlen Druckkräfte, in den hinteren Zugpfählen oder vielmehr in der Spundwand Zugkräfte. Diese Zugkräfte werden in vorzüglicher Weise durch den großen Reibungswiderstand der Wand aufgenommen. Der Boden bestand zunächst aus feinem Sand und darunter Moor mit Sand, und erst in ziemlicher Tiefe wurde Sand mit Kies gefunden. Es wurde infolgedessen

notwendig, die Pfähle etwas länger zu machen, als ursprünglich vorgesehen war, sodaß die ganze Konstruktion eine Gesamthöhe von 18,7 m erhalten hat. Es ist dies eine sehr bedeutende Höhe bei einer Kaimauer-Konstruktion und nur wenige Kaimauern sind überhaupt höher. Natürlich sind hier auch sehr große Erddruckkräfte vorhanden und man hat ursprünglich gedacht, es wäre notwendig, diese Spundwände etwas stärker zu machen.

kommt ein Flügel von 50 m Länge (vergl. den Grundriß Abbild. 4, S. 98). Aus der Abbild. 3 sind die Einzelheiten der oberen Konstruktion der Winkelflügelmauer, die Verbindung zwischen Schrägpfählen und Spundwand, die Ankerbalken, die gleichzeitig die Eisenarmierung für die senkrecht tragenden Winkelbalken enthalten, und die Verbindung zwischen vorderen Pfählen und Ankerbalken, sowie die Bewehrung der durchschnittlich 35 cm starken

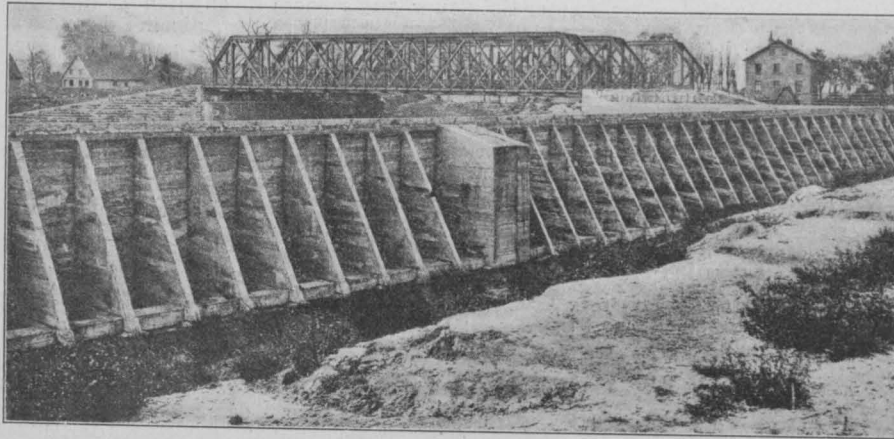


Abbildung 11. Hinteransicht der fertigen unverfüllten Mauer.

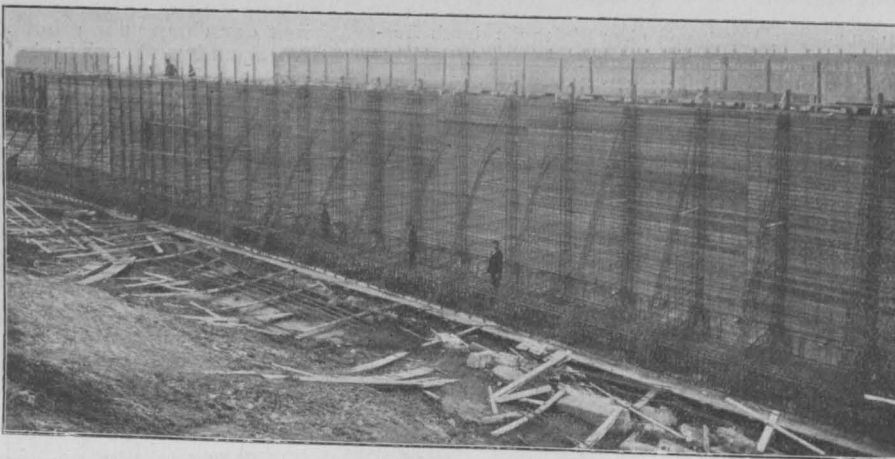


Abbildung 7. Gesamtansicht der Bewehrung eines Längsbalkens und der Wand.



Abbildung 5. Herstellung der Betonpfähle.
Kaimauer am Roß-Kanal in Hamburg.

Man ist aber wieder davon abgekommen, weil man sich sagte, es wäre vielmehr sehr wichtig, die Elastizität der Spundwand soweit wie möglich auszunutzen, damit der passive Erddruck der vorgelagerten Bodenteile möglichst bald zur Wirkung kommen könnte, wodurch die freie Spannweite der Spundwand auf das kleinste Maß herabgesetzt werden würde.

Die ganze Kaimauer hat eine Länge von 350 m, dazu

stützt an Profil-Eisen. Sie sitzen an beweglichen Hebelarmen *H*, und zwar zwei Stück an jeder Seite des Unterwagens. Diese Hebelarme sind in zwei Punkten *G* drehbar, wenn die Spindelschrauben *Sp* bewegt werden. Wenn die Spindelschrauben in der einen Richtung bewegt werden, gehen die Balken nach innen und klemmen sich um die gerammte Spundbohle fest. Wenn die Spindelschrauben in der anderen Richtung bewegt werden, werden die

Wand und der in 2 m Abstand stehenden Rippen ersichtlich.

Die Ausführung fängt mit der Herstellung der Eisenbeton-Pfähle an, und ich möchte bei dieser Gelegenheit darauf aufmerksam machen, daß es ein großer Vorteil ist, daß man hier zu Zeiten, wo die Beschaffung von kräftigen Holzpfählen immer schwieriger wird, wo man von Lieferanten, vom Wetter und den Verschiffungsverhältnissen immer abhängig ist, stets alle Pfähle, die man wünscht, nach Belieben in jeder Länge und Abmessung herstellen kann (siehe Abbildung 5).

Die Abbild. 6, S. 99, und 7 zeigen Einzelheiten der Ausführung. Man bekommt aus dem ersteren Bilde einen ziemlichen Eindruck von der Sicherheit der Verbindung zwischen gerammter Zugspundwand und vorgestellten Druck-Schrägpfählen. Es ist nicht leicht möglich für Scherkräfte, diese Verbindung wieder aufzulösen. Wir sehen gleichzeitig die Rippen-Konstruktion und die Armierung der Wand. Die zweite Abbildung zeigt einen Längsbalken, in dem sozusagen die edleren Teile der Konstruktion alle vereinigt sind mit Wand und Schrägpfählen und Rippen. Die Abbildung zeigt auch die gesamte Bewehrung der 6 m hohen Wand.

Die größte Schwierigkeit bei der Ausführung bestand darin, eine praktische Art und Weise zu finden, in welcher man die Spundwand rammen konnte. Bekanntlich ist die Frage, wie man eine Spundwand rammen soll, eine der schwierigsten im Tiefbau. Diese Aufgabe ist bei Holzpfählen dadurch gelöst, daß man an den schon gerammten Holzpfählen irgend eine feste Längsverbindung anbringen kann und an dieser festen Längsverbindung die weiteren Spundpfähle führt. Das ging hier aber nicht. Wir hätten da eine große Hilfskonstruktion in Holz herstellen müssen, die die Arbeit um 30—40000 M. verteuert haben würde.

Nun sind wir auf eine neue Idee gekommen, die in Abb. 8 (S. 98) dargestellt ist. Die Ramme *R* läuft auf einem Wagen *W*; dieser wieder auf Schienen in der Längsrichtung der herzustellenden Spundwand *S*. Unterhalb des Unterwagens befinden sich zwei Balken *B*, die parallel zur Spundwand laufen. Diese Balken sind aus Holz mit Eisenblech beschlagen und

Balken wieder losgelassen und die Ramme kann vorge-schoben werden.

Höhe 6 m ist und die Stärke der Rippen nur 25 cm. Die starken Eiseneinlagen bürgen aber für die Standfestigkeit der Mauer. Alle 50 m sind Ausdehnungsfugen angeord-

Nun ist der Vorgang folgender: es werden zunächst drei oder vier Bohlen an einer Holzführung gerammt; wenn diese Bohlen neben einander in gerader Linie und Flucht stehen, wird die Holzführung weggenommen und die Ramme mit ihrem Apparat fährt vorbei, die Spindelschrauben werden angeschraubt und die Balken klemmen sich an den gerammten Bohlen fest. Auf der anderen Seite der Bohlen ist zwischen den Balken ein Zwischenraum genau von der Breite der Bohlen. In diesem Zwischenraum werden die neu zu rammenden Bohlen hinuntergeführt und die bedeutenden Kräfte, die solche Spundbohlen an ihre Umgebung abgeben, indem sie in gerader Linie und Flucht gerammt werden, werden durch diesen Apparat nicht etwa an die Ramme übertragen und nicht an das Gerüst — was das Gerüst niemals hätte aushalten können —, sondern sie werden auf die endgültige Konstruktion, d. h. auf die bereits zur richtigen Tiefe eingerammten Eisenbeton-Spundbohlen übertragen. Diese Spundbohlen können eine außerordentliche Kraft vertragen, wenn sie sehr weit im Boden stecken, wie es zum Beispiel hier der Fall war, indem sie durch 12 m Boden gerammt wurden. Es war dadurch auch möglich, die Bohlen in gerader Linie und Flucht zu führen.

Abbild. 9, S. 99, gibt ein Bild der Ramme und zeigt die ziemlich gerade Linie und Flucht der Spundbohlen und die Abwesenheit jeglicher vorübergehenden Gerüste. Es wurden natürlich für die Köpfe der Pfähle und Bohlen Schlaghauben verwendet, die oben in der Ramme geführt wurden. Die Ramme war eine von den bekannten Universal-Dampfrahmen in der Konstruktion der Firma Menck & Hambrock. Diese Herren sind uns auch bei der Konstruktion der Führungsapparate behilflich gewesen und wir haben denselben den Vertrieb des hierauf erhaltenen Patentes übergeben.

Es wurde von der Bauleitung gewünscht, zu untersuchen, wie die Bohlen, die anscheinend oben ziemlich genau in Linie und Flucht standen, nun unten aussahen. Infolgedessen wurden ein paar Stellen ausgewählt und bis zur Hafensohle ausgeschachtet. Ein Bild dieser Ausschachtung zeigt Abbild. 10, S. 99). Sie zeigt, daß die Bohlen ziemlich nebeneinander stehen, unten genau in Linie und Flucht, jedenfalls so gut, wie man es von einer Spundwand verlangen kann, die durch 12 m Boden gerammt wird. Die Bohlen wurden unten durch eiserne Führungen gegeneinander gehalten. Nachdem die Wand gerammt war, wurden die Eisen wieder durch Preßluftschlämmer bloß gelegt, um in die Oberkonstruktion hineingebracht zu werden.

Abbildung 11 zeigt die fertige Konstruktion in unverfülltem Zustand von hinten gesehen. Sie macht einen ziemlich dünnen Eindruck, wenn man bedenkt, daß die

net, und zwar greifen die Mauer-Enden hier zahnartig in einander. Dadurch ist eine ständige Verbindung trotz gewisser Bewegungsfreiheit hergestellt.



Abbildung 15. Ufermauer in Sonderburg im Bau.



Abbildung 17. Fertige Kaimauer in Stettin.



Abbildung 18. Eisenbewehrung des Kranbalkens in Abb. 17 (60 t Raddruck).

Die vordere Wand wurde in Kunststeingranit ausgeführt und nachher an der Außenseite gestockt. Die ganze Arbeit hat sehr viel Interesse erweckt, auch in fremden Kreisen. Nicht allein von den Hamburgischen Behörden und Technikern, sondern auch aus den Nachbarstädten,

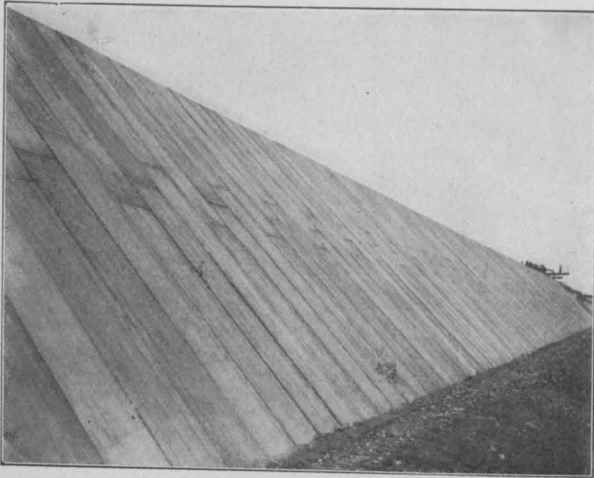


Abbildung 14. (Vergl. Abb. 13, S. 98)
Uferabdeckung im Emdener Hafen (System Nyholm).



Abbildung 20. Herstellung einer Eisenbeton-Kaimauer; Hafen von Nikolajew.

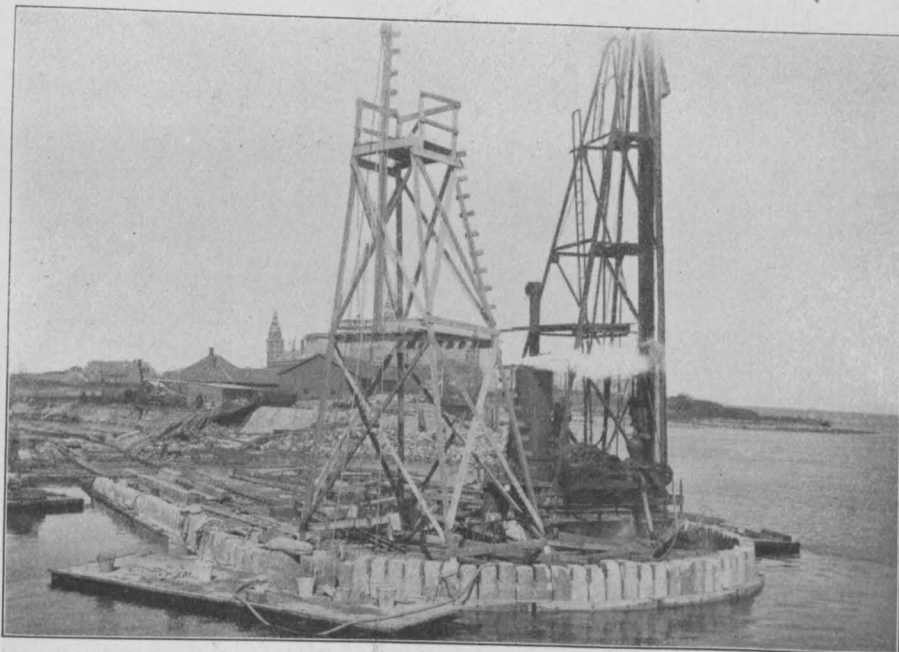


Abbildung 19. Herstellung einer Eisenbeton-Kai- und Pieranlage im Hafen von Helsingör.

aus Berlin, Bremen, Kiel, Stettin und vom Auslande sind verschiedene Herren dagewesen und haben sich die Anlage und die Ausführung angesehen.

Ich möchte den Bericht über diese Arbeit nicht schließen, ohne auch von dieser Stelle den Herren der Hamburgischen Wasserbaudirektion den Dank auszusprechen,

daß sie so verhältnismäßig große Versuche in reiner Eisenbetonbauweise ausführen ließen. Es hat selbstverständlich eine Bedeutung, die weit über die Grenzen des großen Deutschen Reiches geht, wenn die Wasserbaudirektion in Hamburg eine neue Konstruktion ausführt.

Abb. 12, S. 98, zeigt eine kleine Uferbefestigung für die Kais. Marinestation in Sonderburg. Sie besteht aus einer unteren hölzernen Spundwand, gegen die sich auf einer Kiesbettung gelagerte Eisenbetonstäbe stützen. Das Eigentümliche bei dieser Konstruktion ist der dreieckige Querschnitt der Stäbe mit den abgefaßten Ecken, eine Erfindung unseres Hrn. Nyholm. Die Stäbe sind hier in Deutschland patentiert und haben den Vorteil, daß zwischen ihnen Kanäle gebildet werden, die die Entwässerung der Böschung erleichtern. Die Gesamtlänge der Uferbefestigung beträgt 400 m.

Abbildgn. 13, S. 98, und nebenst. Abb. 14 zeigen eine Ausführung ähnlicher Art für die kgl. Wasserbauinspektion in Emden. Die Stäbe liegen in zwei Schichten, die Fugen versetzt, übereinander.

Abb. 15, S. 101, gibt eine kleine, aber nichtsdestoweniger sehr interessante Ufermauer für die städtische Bauverwaltung in Sonderburg am Alsensund wieder. Bekanntlich hat das Wasser hier einen reichen Salzgehalt, und infolgedessen ist es mit Rücksicht auf den Bohrwurm überhaupt unmöglich, Holzkonstruktionen zu verwenden. Daher ist man jetzt von reinen Betonkonstruktionen zunehmend zu Versuchen mit Eisenbeton übergegangen.

Die Abb. 16a und b, S. 98, zeigen eine dritte Uferbefestigung in Sonderburg am Alsensund, auch für die Kais. Marinestation daselbst in einer Länge von 230 m hergestellt. Die Konstruktion besteht hier aus einer vorderen Eisenbeton-Spundwand, oben mit Uferstäben gedeckt und hinten in einer Holzkonstruktion verankert.

Endlich möchte ich eine sehr interessante Arbeit im neuen Industriehafen in Stettin kurz besprechen. Es handelt sich hier um 200 m Kaimauer, die in Konkurrenz zu der vorgeschlagenen Holzkonstruktion in Eisenbeton ausgeführt wurden. Die Kaimauer ist derjenigen ähnlich, die wir zuerst von Wilhelmsburg gesehen haben. Die Verhältnisse sind aber bei weitem größer. Hier ist eine Wassertiefe von 8 m vorhanden, und die größten Seeschiffe, die überhaupt in Stettin einfahren, können hier anlegen.

Das Grundstück hinter der Mauer ist von der Firma Hugo Stinnes in Mühlheim gepachtet worden und ihr großer Kohlenkran fährt oben auf der Kai-Konstruktion. In dem Kohlenkran ist ein Druck von 240 t verteilt auf 4 Räder, die also je 60 t Raddruck aufzunehmen haben. Die vordere Spundwand besteht hier aus Bundpfählen mit dazwischen gestellten Spundbohlen. Nach hinten geht eine Eisenbeton-Ankerplatte, die wieder auf Betonpfahlböcken ruht. Ausdehnungsfugen wurden alle 50 m angeordnet. Im Gegensatz zu der oben beschriebenen Mauer in Hamburg sind die Mauer-Enden hier jedoch stumpf gegeneinander gestoßen.

Abb. 17, S. 101, zeigt einen Blick auf die fertige Mauer. Die Vorderfläche ist aus feinem Granitbeton, 3-5 mm Granit-Schotter mit reinem Zement gemischt, auf 5 cm Stärke ausgemischt, wodurch ein sehr gutes Ergebnis erzielt wurde. Abb. 18, S. 101, zeigt das Eisengerippe des hinteren, ebenfalls auf Betonpfählen gegründeten Kranbalkens.

Zum Schluß und zum Vergleich seien noch einige andere Bauwerke, die im letzten Sommer im Auslande

in ähnlicher Weise ausgeführt worden sind, vorgeführt: Abbildung 19 stellt eine Kaimauer auf 9 m Wassertiefe für den Staatshafen in Helsingör bei Kopenhagen dar. Die Anlage besteht teils aus einer Kai-, teils aus einer Pier-Anlage, alles aus reinem Eisenbeton.

Endlich gibt Abbildung 20 eine 800 m lange Kaimauer im Schwarzen Meer im Hafen von Nikolajew wieder, ausgeführt für die Internationale Speditions- und Lagerhaus-Gesellschaft in St. Petersburg.

Die Haftfestigkeit des Eisens am Beton.

Von Professor Dr. P. Rohland in Stuttgart.

Ueber die Ursachen der Haftfestigkeit des Eisens im Beton sind recht verschiedene Ansichten bekannt geworden, ohne daß das Richtige getroffen worden wäre.¹⁾ Dieses Phänomen wird auf ein direktes Haften des erhärteten Betons am Eisen zurückgeführt oder auch auf die Zusammenziehung des Betons beim Erhärten, wodurch das Eisen festgeklemmt wird. Andererseits wird überhaupt bestritten, daß es eine Haftfestigkeit gibt,²⁾ da der Zusammenhang zwischen beiden Materialien nur auf rein mechanischem Nebeneinanderwirken beruht. Ferner ist auch behauptet worden, daß diese Haftintensität auf eine chemische Einwirkung des Betons auf das Eisen zurückzuführen ist.

Die eigentlichen Ursachen dieser Haftintensität sind aber die folgenden und hängen mit der Kolloidnatur des Zementes auf engste zusammen.

Beim Anrühren des Zementes mit Wasser, während des Abbindens und auch noch in der ersten Erhärtungsperiode spaltet der Zement kolloide Stoffe ab, deren chemische Natur allerdings noch nicht genau bekannt ist, und die allmählich koagulieren³⁾. In diesem Zustand wird nun der Zement bezw. Beton mit den Eiseneinlagen zusammen gebracht; in diesem Stadium haben die kolloiden Stoffe die Fähigkeit, das Eisen fest zu umschließen und fest an ihm zu haften.

Der Koagulationsvorgang der kolloiden Stoffe des Zementes ist schließlich die letzte Ursache der Haftintensität. Diese Kolloidstoffe, die als ein verzweigtes, engzelliges Maschengewebe anzusehen sind, umklammern bei diesem Vorgang das Eisen mit großer Intensität; sie wirken, wie irgend ein anderer Kolloidstoff, z. B. wie Leim oder Kleister, der in diesem Stadium einen festen Körper umschließt und dann koaguliert wird.

Zum Gegensatz braucht man nur daran zu denken, wie groß der Betrag der Haftfestigkeit ausfallen würde, wenn diese zwischen dem Eisen und einem Gemenge von amorphen und kristalloiden Stoffen stattfände. Kein amorpher oder kristalloider Stoff besitzt diese Eigenschaften auch nur in annähernder Weise. Diese Haftintensität ist auch am glatten Eisen so groß, sodaß es unnötig ist, Eisen mit äußerlichen Unebenheiten anzuwenden, wie es in Amerika geschieht.

Auch die Schwindung des Eisenbetons rührt von den Kolloidstoffen des Zementes her. Um sie zu vermindern, pflegt man den Beton mit feuchten Tüchern zu bedecken. Anderenfalls treten Risse und Sprünge auf.

¹⁾ Handbuch für den Eisenbetonbau. K. k. Ob.-Brt. von Emperger. Heft VI.

²⁾ Forscherarbeiten auf dem Gebiet des Eisenbetons.

³⁾ Vergl. P. Rohland, Der Eisenbeton, kolloidchemische und physikalisch-chemische Untersuchungen. Leipzig 1912. O. Spamer.

Vermischtes.

Normen für Portland-Zement in außerdeutschen Ländern. Die „Zentralstelle zur Förderung der deutschen Portland-Zement-Industrie“ in Charlottenburg hat sich dankenswerter Weise der Mühe unterzogen, die Vorschriften der anderen Länder zu sammeln und in deutscher Uebersetzung heraus zu geben. Es liegen uns bisher vor die Vorschriften von: Nordamerika, Argentinien, Chile, Japan, England, Frankreich, Rußland und Dänemark. Es seien hiernach einige Angaben über die Unterschiede gegenüber den „Deutschen Normen“ v. J. 1910 mitgeteilt.

Letztere lassen bezüglich der chemischen Zusammensetzung bekanntlich zu, daß höchstens 3% Zusätze zu besonderen Zwecken gegeben werden dürfen und daß der Zement nicht mehr als 5% Magnesia (MgO), 2,5% Schwefelsäure-Anhydrid (SO₃) enthalten darf. Ueber den Zusatz fremder Stoffe sagen die französischen und argentinischen Normen nichts Bestimmtes, die englischen und russischen lassen nur 2% Gipszusatz zu, die anderen sämtlich bis 3%. Der Magnesia-Gehalt erreicht nur in Frankreich bei gewöhnlichen Bauten 5% (bei Seebauten dafür nur 2%), in Nordamerika 4, sonst nur 3%. Der Schwefelsäuregehalt ist in England mit 2,75% und Frank-

So einfach alle diese Konstruktionen in Zeichnung und Bild aussehen, gab es doch bei der Ausführung dieser Arbeiten viele Schwierigkeiten, die überwinden werden mußten. Hierbei sind uns die verständnisvolle Mitarbeit, die Ratschläge und die wertvollen Erfahrungen der Herren der verschiedenen Bauverwaltungen in Hamburg, Stettin, Sonderburg, Harburg, Emden und Kiel von besonderem Nutzen gewesen, wofür ich auch an dieser Stelle meinen besten Dank aussprechen möchte.

Man hat ferner beobachtet, daß bei feuchter Luft die Schwindung des Zementes geringer ist, daß Beimischung von Sand sie vermindert, ebenso ein Zusatz von hygroscopischen Salzen⁴⁾.

Die Eigenschaft des Schwindens kommt nur kolloiden Substanzen zu, nicht aber amorphen und kristalloiden. Die Schwindung hängt mit dem großen Wasseraufnahme-Vermögen der Kolloidstoffe zusammen, das durch ihre eigentümliche Struktur bedingt ist. Durch allmähliche Abgabe dieses aufgenommenen Wassers aus den Kolloidstoffen des Zementes an die Luft tritt die Schwindung ein, womit zugleich eine Verkleinerung der Oberfläche und Vergrößerung der Dichte verbunden ist.

Erfolgt diese Wasserabgabe an sehr trockener Luft zu schnell, so treten Risse und Sprünge im Beton auf. An feuchter Luft geht diese Wasserabgabe sehr langsam vor sich, daher wird die Schwindung vermindert; es erfolgt ein langsames Zusammenziehen des engmaschigen Kolloidgewebes.

Sandzusatz vermindert ebenfalls diese Kontraktion, weil einmal hierdurch die Wasserabgabe aus den Kolloidstoffen vermindert wird, andererseits die Festigkeit des Kolloidgewebes vergrößert wird. Das Gleiche bewirkten bei den Tonen⁵⁾ die Zusätze von Sand, Chamotte usw., die sogenannten Magerungsmittel.

Die Tatsache, daß durch Zusatz von hygroscopischen Salzen die Schwindung vermindert wird, ist auf die Wasseraufnahme, die diese Salze aus der Luft absorbieren, zurückzuführen. Nur dürfte sich dieser Zusatz wegen der Auswitterungen, die diese Salze hervorgerufen, nicht empfehlen.

Andererseits geht daraus hervor, daß Beton an sehr feuchter Luft und unter Wasser infolge größerer Wasseraufnahme sich ausdehnt, wie das auch die Versuche der Material-Prüfungsanstalt der Technischen Hochschule in Stuttgart ergeben haben.

Auch die Kolloidstoffe des Zementes werden unter diesen Bedingungen noch besser ausgebildet, und daher kommt es auch, daß die Haftfestigkeit des Eisens am Beton unter Wasser noch stärker ist als an der Luft.

Durch Einstampfen wird diese Haftfestigkeit ebenfalls erhöht, der „flüssige Betonschlamm“, d. h. die beim Anrühren des Zementes mit Wasser abgespaltenen Kolloidstoffe werden nach unten gepreßt und umschließen die Eisen-Einlagen.

Diese beiden Vorgänge, Haftfestigkeit und Schwindung, lassen sich nur auf Grundlage der kolloidchemischen Konstitution des Zementes erklären; für die Praxis aber sind wichtige Folgerungen daraus zu ziehen.

⁴⁾ J. Bied und R. Amic, Revue generale de la Construction 1911.

⁵⁾ Vergl. P. Rohland, Die Tone. Wien 1909. A. Hartleben.

reich für gewöhnliche Bauten mit 3% (bei Seebauten aber nur 1,5%) höher als in Deutschland, in Japan wie dort 2,5% (bei Seebauten nur 1,5), in Argentinien 2,4 (aber bei See- und Kanalisationsbauten nur 1,2%), in Rußland und Nordamerika 1,75, in Chile 1,5. Dänemark macht keine Vorschriften für Magnesia- und Schwefelsäure-Gehalt.

Für den hydraulischen Modul (Kalk : Kieselsäure + Tonerde + Eisenoxyd) fordern die deutschen Normen mindestens 1,7, ebenso Chile, Rußland 1,7 bis höchstens 2,2, England 2–2,85, Argentinien schreibt einen Hydraulizitätsfaktor (rezipr. Wert des Moduls) von mindestens 0,44 vor, Frankreich begrenzt den Tonerdegehalt für Zemente zu Seebauten auf 8%, sonst 10%. Bei den ersten Zementen darf das Verhältnis von Kieselsäure + Tonerde zu Kalk + Magnesia nicht kleiner als 0,47 sein bei 8% Tonerde-Gehalt und darf für jedes % Tonerde unter 8% um 0,02 sinken. Die übrigen Staaten machen keine bindende Vorschrift. Es setzt jedoch Chile den Ges.-Glühverlust auf höchstens 5, Nordamerika auf 4, England auf 2% (abgesehen von Zement, der älter als 4 Wochen ist) fest, außerdem wird der unlösliche Rückstand in England auf 1,5, Nordamerika auf 1% begrenzt.

Für das spezifische Gewicht machen die deut-

schen Normen keine Vorschrift (im Durchschnitt wird bei frischem Zement mit 3,2 gerechnet); dasselbe gilt von Dänemark und Japan. England fordert mindestens 3,10 für frisch gebrannten, 3,10 für Zement von über 4 Wochen Alter, Amerika allgemein 3,10, Argentinien 3,10 für den Zement in der Fabrik, 3,05 auf der Baustelle; letztere Zahl wird auch in Rußland für bei 120° C., in Chile für bei 100° C. getrocknetem Zement verlangt. Nach den französ. Normen soll 1 l lose eingefüllter Zement 1100 g wiegen.

Bezüglich der Mahlfineinheit lassen sich nicht ohne weiteres Vergleiche ziehen, da die vorgeschriebene Maschenzahl, die Form der Löcher, Dicke der Drähte z. T. von einander abweichen. Deutschland schreibt nur vor, daß auf dem 900 Maschensieb der (Gewichts-) Rückstand nicht mehr als 5% betragen darf. Dieselbe Vorschrift hat Japan. Dänemark läßt 3% zu, ebenso Chile (bei 4900 Maschen bis 25%) und Argentinien (bei 4900 Maschen 20%). Rußland läßt 10% zu (auf dem 4900 Maschensieb bis 50%), Frankreich ebenfalls 10% (bei nicht für Seebauten bestimmtem Zement außerdem höchstens 30% auf dem 4900 Maschensieb). In England soll der Rückstand auf einem Sieb von 32 400 Maschen auf den Quadratzoll (entspricht etwa 5000 auf 1 qcm) 18%, bei 5776 Maschen (etwa 900 auf 1 qcm) 3% nicht überschreiten. In Amerika wird der Rückstand auf höchstens 8% für Sieb No. 100 (10000 Maschen auf 1 Quadratzoll, etwa 1550 Maschen auf 1 qcm) und 25% für das Sieb No. 200 (40000 bzw. 31000 Maschen) festgesetzt.

Die Prüfung hat sich in Deutschland zu erstrecken auf Abbindezeit, Raumbeständigkeit, Festigkeit. Die Abbindezeit wird allgemein nach sämtlichen Normen an dem Eindringen einer Nadel von bestimmtem Querschnitt und bestimmtem Gewicht gemessen. Für die Prüfung der Raumbeständigkeit schreiben die deutschen Normen nur die Kaltwasser-Kuchenprobe vor. In Japan und Dänemark ist die Kaltwasserprobe die entscheidende, es ist aber auch die beschleunigte Prüfung durch Kochen (in Japan Kuchenprobe, in Dänemark die Le Chatelier-Probe) zur rascheren, vorläufigen Ermittlung vorgesehen. Chile hat neben einander die Kuchenprobe in Kaltwasser, in feuchter Luft und in kochendem Wasser, Nordamerika die Kuchenprobe in feuchter Luft, kaltem Wasser und Dampf. Rußland hat neben der Kaltwasserprobe die Dauerprobe (Kuchen in heißer Luft von 120° C. eingetrocknet), Frankreich die Kaltwasser-Kuchenprobe und daneben die Le Chatelier-Probe, England die letztere allein.

Bezüglich der Festigkeitsprüfung ist bisher Deutschland das einzige Land, das die Druckfestigkeitsprüfung nach 28 Tagen als die entscheidende eingeführt hat und die Zugfestigkeitsprüfung nur noch als Kontrolle zuläßt. Druckfestigkeits-Prüfungen neben den Zugfestigkeits-Prüfungen sehen vor Japan, Dänemark, Rußland, Chile, dagegen ist in den französischen, nordamerikanischen, englischen, argentinischen Vorschriften nur die Zugfestigkeits-Prüfung mit reinem Zement und Zement-Mörtel 1:3 berücksichtigt. Die vorgeschriebenen Festigkeitszahlen in den einzelnen Ländern lassen sich natürlich nicht vergleichen, da Herstellung der Probekörper (eingefüllt bzw. eingerammt), Wasserzusatz, Form und Querschnitt der Körper (meist allerdings 5 qcm der Zugprobe), Behandlung der Proben bis zur Prüfung und vor allem auch der Normalsand große Verschiedenheiten zeigen. Nach Belebucksky ergibt z. B. russischer Normalsand um 30% niedrigere Festigkeiten als der deutsche.

Wichtig ist jedoch hervor zu heben, daß vielfach eine Zunahme der Festigkeit von 7 auf 28 Tage um ganz bestimmte Größen vorgeschrieben wird, während die deutschen Normen davon absehen und sogar ausdrücklich darauf aufmerksam machen, daß sich bei Schnellbindern sogar öfter ein (sich später allerdings wieder ausgleichender) Rückgang bemerkbar machen könne. Bei Vergleichsproben mit den in andern Ländern verlangten Festigkeiten müssen also die dortigen Verhältnisse zugrunde gelegt werden.

Städtische Prüfungsstelle für statische Berechnungen in Dortmund. Seit dem 1. Oktober v. J. unterhält der Magistrat der Stadt Dortmund eine Prüfungsstelle für Eisen- und Eisenbetonbauten jeder Art, welche laut Erlaß der zuständigen Regierungspräsidenten auf Antrag der Orts-Polizeibehörden der Reg.-Bezirke Münster und Arnberg in Tätigkeit tritt. Die Prüfungsstelle ist bereit, eingehende Anträge i. allg. binnen einer Woche zu erledigen und beschäftigt, um diese rasche Erledigung ausführen zu können, die jeweils nach den vorliegenden Anträgen erforderliche Anzahl von Beamten. Die Prüfungsstelle tritt auch zu anderen Zwecken und auf Antrag Privater in Tätigkeit, insoweit dies mit der Wahrung ihrer Unbefangtheit als Prüfungsbehörde vereinbar ist. Sie ist bereit, auf Wunsch ihre Bedingungen usw. zu versenden. Die ganze Einrichtung ist auf Veranlassung des Ministers der öffentl. Arbeiten ins Leben gerufen worden.

Literatur.

Deutscher Ausschuß für Eisenbeton. Heft 25. Wahl des Größenwertes der Elastizitäts-Verhältniszahl n für die Berechnung von Eisenbetonträgern. Von M. Möller, Geh. Hofrat, Prof. a. d. Techn. Hochschule zu Braunschweig, und Dipl.-Ing. M. Brunkhorst, Assistent a. d. Techn. Hochschule. Berlin 1913. Verlag Wilh. Ernst & Sohn. Pr. geh. 1 M. —

Die Untersuchungen stützen sich auf Bruchversuche des Verfassers mit Plattenträgern und haben die Feststellung zum Ziel, ob das Verhältnis zwischen dem Elastizitätsmodul des Eisens und Betons mit $n = 15$ den praktischen Anforderungen entsprechend richtig gewählt ist, oder ob dafür besser ein anderes Verhältnis, etwa $n = 10$, zu wählen ist. Verfasser untersucht zunächst die Frage, welchen Einfluß es auf die Trägersicherheit hat, wenn $n = 10$ statt $n = 15$ gesetzt wird. Die Einflüsse bestehen in einer Abnahme der Größe der Druckzone mit abnehmendem Werte n , in einer Zunahme des Rechnungswertes der Betonspannung und einer Abnahme der Eisen- spannung bei Wahl von $n = 10$ gegenüber $n = 15$. Unter Voraussetzung gleicher Werte für σ_b und σ_e erlaubte Material-Beanspruchung ist bei normalem, gutem Beton die Sicherheit nahezu die gleiche, einerlei ob $n = 15$ oder $n = 10$ gewählt wird. Gleiche σ_b und σ_e vorausgesetzt erfordern die mit $n = 10$ berechneten Träger gegenüber denen mit $n = 15$ größere Höhe, bei etwas geringerem Eisenquerschnitt, besitzen also größeres Gewicht. In wirtschaftlicher Beziehung ist also $n = 15$ vorteilhafter. Verfasser kommt daher zu dem Ergebnis, daß letzteres, den amtlichen Bestimmungen entsprechendes Verhältnis ein durchaus angemessenes sei. —

Deutscher Ausschuß für Eisenbeton. Heft 26. Belastung und Abbruch von 2 Eisenbeton-Bauten im kgl. Materialprüfungsamt Berlin-Lichterfelde. Nachtrag zu der Veröffentlichung über Brandproben an Eisenbetonbauten Heft 11. Prof. M. Gary, Abt.-Vorsteher am kgl. Mat.-Prüf.-Amt. Berlin 1913. Verlag Wilh. Ernst & Sohn. Pr. geh. 1,20 M. —

In den „Mitteilungen“ Jahrg. 1911, S. 127, ist über Heft 11 berichtet worden, in dem das Ergebnis von Brandproben mitgeteilt ist, die in Lichterfelde im Jahre 1910 mit 2 Eisenbetonhäusern angestellt worden sind. Nach der scharfen Brandprobe, bei welcher infolge plötzlicher Verdampfung von Feuchtigkeit und ferner durch das Ablöschen mit kräftigem Wasserstrahl der Beton an verschiedenen Stellen vom Eisen abgeplatzt war und die Gebäude außerdem infolge nicht sorgfältig genug durchgeführter Eckenverbindungen namentlich an den Kanten klaffende Risse erhalten hatten, haben die Gebäude etwa 2 Jahre, allen Witterungs-Einflüssen ausgesetzt, gestanden. Sie wurden dann belastet und darauf abgebrochen.

Die Belastungsprobe erfolgte nach den Bestimmungen vom 31. Januar 1910, die Auflast betrug rd. 509 kg/qm auf der Decke. Beide Bauten, von denen der eine mit Kiesbeton, im Verhältnis 1 Zement zu 4 Kies, der andere mit Kalksteinschotter, im Verhältnis 1 Zement zu 2 Sand zu 2 Schotter, hergestellt war, zeigen einen durchaus regelmäßigen Verlauf der Durchbiegungskurven, ein Beweis, daß die Decken beiderlei Zusammensetzung durch Feuer und Löschwasser keine erhebliche Schädigung in ihrem inneren Zusammenhang, in ihrer Tragfähigkeit und in ihrem elastischen Verhalten erlitten haben. Der Kiesbeton hatte bei dem Brandversuch seinerzeit mehr gelitten als der Kalkschotterbeton, dem entsprechend erfuhr die aus letzterem Material hergestellte Decke bei der Belastung auch geringere elastische und bleibende Durchbiegungen.

Auch die in ihrer Außenhaut z. T. beschädigten Säulen haben ihre elastischen Eigenschaften innerhalb der 1,5fachen Nutzlast voll bewahrt. Zwischen den beiden Betonsorten bestand hier ein wesentlicher Unterschied nicht.

Der Abbruch erforderte einen erheblichen Kraftaufwand. Auch hierbei zeigte sich, daß der Kiesbeton stärker zermürbt war, als der Schotterbeton, auch zeigte sich hierbei sehr deutlich der Einfluß der mangelhaften Eckenverbindungen der Eisen auf die Ribbildung in den Wänden. Es sind nun neue Versuche in Aussicht genommen, bei welchen die hier begangenen Baufehler vermieden, andere Mischungen und Zuschläge und auch andere Baustoffe in Vergleich gestellt werden sollen. Es sollen dabei möglichst die einem wirklichen Schadenfeuer entsprechenden Verhältnisse bei der Probe erreicht werden.

Inhalt: Ueber Eisenbeton-Kaimauern der norddeutschen Seehäfen. — Die Haftfestigkeit des Eisens am Beton. — Vermischtes. — Literatur.

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

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

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

X. JAHRGANG 1913.

NO 14.

Die Jahrhunderthalle in Breslau.

Vortrag von Stadtbauinspektor Dr.-Ing. Trauer, gehalten auf der XVI. Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“ in Berlin 1913. *)



ur Erinnerung an die denkwürdige Erhebung des deutschen Volkes gegen die französische Knechtschaft vor hundert Jahren veranstaltet die Stadt Breslau, die damals im Mittelpunkte der Ereignisse gestanden hat, eine großzügige Ausstellung, deren hervorragendstes Bauwerk die Jahrhunderthalle, ein

Wiewohl der raumkünstlerische Gedanke und die Wahl des Traggebildes allein das Werk des Architekten sind, so ist die Berechnung, die konstruktive Ausbildung und die Ausführung des Rohbaues naturgemäß durchaus die Aufgabe des Ingenieurs gewesen. Daher mußte von Anfang an neben die Arbeit der Hochbauverwaltung die der Ingenieurbauverwaltung treten. Uns Ingenieuren war hier eine ungewöhnlich große und reizvolle Aufgabe gestellt, nicht nur weil die Halle mit ihren Abmessungen alles bisher ausgeführte ganz erheblich übertrifft, sondern vor allem wegen der äußerst kühnen Formen des Tragwerkes, die vom Architekten gegeben waren und denen der Ingenieur naturgemäß sich anzupassen und unterordnen hatte. Neben die Forderungen der Sicherheit traten hier noch — wie heute auch bei vielen rein

Werk des Stadtbaurates Berg, ist. Sie soll eine Stätte werden für große szenische, musikalische und sportliche Vorführungen, sowie für Feste und Kongresse und ist zugleich als dauerndes Denkmal an die Befreiungskriege gedacht.

Die Halle besteht aus einem zentralen Kuppelbau von 42 m Höhe und 65 m lichtigem Durchmesser, an den sich in den beiden Hauptachsen vier halbkreisförmige Apsiden und einstöckige Ringbauten anschließen. (Grundriß Abb. 1, Schnitt Abb. 2, S. 109). Eigenartig und abweichend von allem Althergebrachten ist die Form der Kuppel. Die Raum-Umschließung wird durch Abtreppungen aus wagrechten Ringdecken und senkrechten, auf Zylindern liegenden Fensterflächen gebildet, wodurch ausgezeichnete Lichtverhältnisse geschaffen sind. Das gleiche Motiv ist bei den Apsiden wiederholt. Durch das Anfügen der Apsiden wird ein von konstruktiven Einbauten freier Raum von 95 m größter Erstreckung und 5500 qm Fläche geschaffen, der gegen 10 000 Personen faßt.

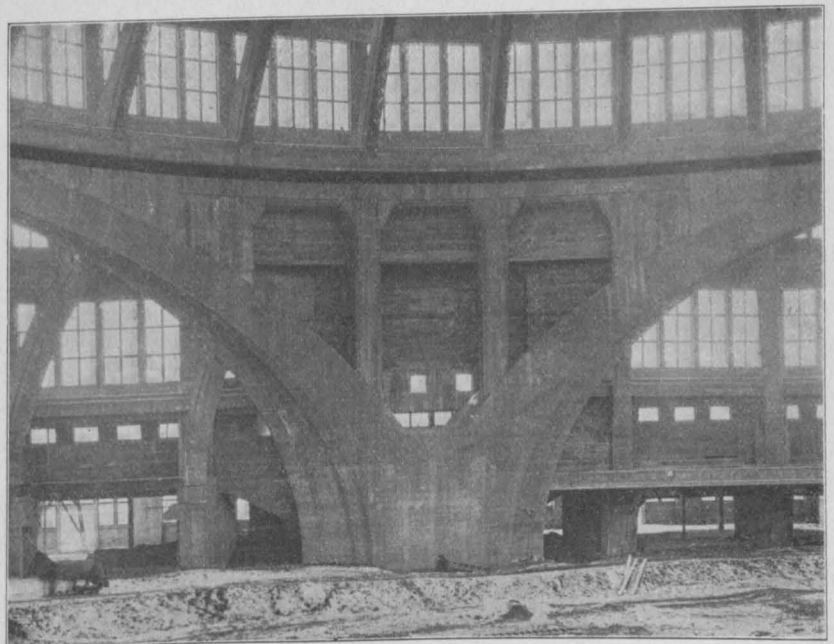


Abbildung 9. Kuppel-Unterbau nach Ausschalung.

*) Mit Rücksicht auf die eingehende Veröffentlichung des Stadtbaurates Berg über die Ausstellung und die Halle selbst in No. 42 u. 51 der „Deutsch. Bauztg.“ ist die Einleitung wesentlich gekürzt wiedergegeben. Es sei auf diese Veröffentlichung auch bezüglich der architektonischen Ausgestaltung verwiesen.

auf dem Unterbau mittels 32 radial beweglicher Stelzenlager mit Kippvorrichtung auf, sodaß dieser frei von jedem radialen Horizontalschub bleibt, der beim Ausrüsten und bei Wärmeänderung der Kuppel im Falle einer festen Verbindung auftreten würde. Die Windkräfte werden infolge dieser Lagerung in den Unterbau tangential, also in der Richtung übertragen, in der dieser die größte Widerstandsfähigkeit gegen wagrechte Kräfte besitzt, also nach Art der Zimmermann'schen Kuppel-Lagerung.

Von allen Teilen ist der Kuppel-Unterbau, vergl. Abbildung 3, das schwierigste Gebilde. Da er gegen unvorhergesehene Einflüsse ziemlich empfindlich ist, mußte er außer den reinen Traggliedern noch verschiedene aussteifende Hilfsglieder erhalten. Von vier wuchtigen Eckpfeilern A aus steigen vier auch im Grundrisse bogenförmig, also in Raumkurven geführte Hauptbogen B von $41,236^m$ Weite und $16,73^m$ Pfeilhöhe empor. Sie stützen sich zur Aufnahme der beträchtlichen wagrechten Kräfte, die infolge des kreisförmigen Grundrisses auftreten, gegen je 4 Strebenbinder I und II , welche in straffer, wenig gekrümmter Linie nach unten geführt sind und die außer den Seitenkräften des Hauptbogens und ihrem Eigengewichte noch die Last der Apsiden-Aufbauten aufzunehmen haben. Außer diesen tragenden Strebenbindern sind aus architektonischen Gründen in jeder Apside noch 2 kürzere Streben III vorhanden, die vermöge ihrer Auflagerung an der Kräftewirkung des Haupttragwerkes nicht mit teilnehmen können. Die Beschränkung auf 4 tragende Glieder war geboten infolge der ungünstigen Stellung der letzten Apsidenpfeiler A_{III} sowie auch zur Verminderung der Anzahl der statischen Unbestimmtheiten. Um eine zentrische Kraftübertragung zu gewährleisten, sind die je 4 Hauptstreben an ihrem oberen und unteren Kämpfer mit Stahlkugellagern L versehen. Ihre Aussteifung gegen seitliches Ausknicken erfolgt durch die etwa in halber Höhe liegenden Fensterstürze C , die auf Vorschlag der Firma tief in den Querschnitt der Strebenbinder herabgezogen worden sind, sowie noch durch eine ebenfalls auf deren Vorschlag eingefügte untere Rippe D . Unmittelbar unter den Füßen der Strebenbinder ist in Höhe des Galerie-Umganges noch ein Zugband E eingeschaltet, das die Strebenpfeiler untereinander verbindet und in den 4 Hauptpfeilern verankert ist. Es wird besonders dann Kräfte erhalten, wenn die Strebenpfeiler infolge ungleicher Fundamentsetzungen zu Drehbewegungen nach außen neigen sollten. Die Kuppelasten werden durch verschieden lange Pfosten F in den Hauptbogen geleitet. Der obere Abschlußring G des Unterbaues in Höhe des Bogenscheitels durfte naturgemäß keinen ununterbrochenen Ring bilden, er ist daher an 8 Stellen durchschnitten und bleibt somit frei von Nebenspannungen, die sonst beim Ausrüsten der Kuppel und bei Wärmeänderungen auftreten würden. Die Eckpfeiler-Pfosten sind zu einem kräftigen Rahmen, dem sogenannten Windrahmen, zusammengefaßt. Die vorstehend genannten konstruktiven Maßnahmen waren bereits im Ausschreibungsentwurf enthalten.

Der Hauptbogen wurde zur ersten angenäherten Feststellung seiner Abmessungen zunächst nach der Stützzlinie konstruiert. Hierbei wurden die Strebenbinderkräfte in solcher Größe angesetzt, daß deren Stützzlinie durch die oberen und unteren Kämpfergelenke verlief und daß die Stützzlinie des Hauptbogens angenähert mit dessen Bogenachse zusammenfiel, also auch im Grundriß ein Vieleck bildete. Wie man sich aber schon bei einigermaßen weit gespannten Bogenbrücken nicht mehr mit der Stützzlinientheorie begnügt, sondern zur Elastizitätstheorie greift, so war dies selbstverständlich bei diesem kühnen, neuartigen Gebilde erst recht geboten, auch um überhaupt die Ausführbarkeit zu erweisen.

Hierbei wurde folgender Weg eingeschlagen (vergl. Abbildung 4). Zeichnet man einen Achsenchnitt und projiziert auf diesen die einzelnen Bogenquerschnitte, so ergibt sich, daß man die Bogenachse

mit genügender Annäherung als in einer schrägen Ebene, der Ausgleich-Ebene, liegend ansehen kann, besonders in dem Bogenteil, der vermöge seiner geringeren Abmessungen zu den elastischen Formänderungen den größten Beitrag liefert. Man hat also mit großer Annäherung einen in den mächtigen Eckpfeilern beiderseits eingespannten, schräg liegenden elastischen Bogen, der von lotrechten Lasten ergriffen wird und in den Strebenbindern seitliche elastische Stützen besitzt. Man zerlegt nun die lotrechten Lasten P in Komponenten R in der schrägen Ausgleich-Ebene und in solche H senkrecht zu dieser. Erstere beanspruchen den Stabbogen in seiner Ebene in üblicher Weise, letztere suchen ihn seitlich nach außen aus der Ebene heraus zu biegen, dem aber die Einspannung an den Kämpfern einen vollkommenen, die Auflagerung auf den gekrümmten Strebenbindern einen elastischen Widerstand entgegen setzen. Diese elastischen Widerstände X_a und X_b sind als statisch unbestimmte Größen eingeführt worden. Es wurden sehr eingehende Untersuchungen angestellt über die Frage, ob zur Verminderung der statischen Unbestimmtheit für den Hauptbogen Kämpfergelenke angezeigt seien, eine Frage, die besonders von der ausführenden Firma angeschnitten wurde. Diese Gelenke hätten nun im vorliegenden Fall nicht Linien-Gelenke, sondern Kugelgelenke sein müssen. Trotz der unleugbaren Vorteile der Gelenklagerung schien es aber doch geradezu gewaltsam, die großen Kämpfer-Querschnitte von 22^{qm} Fläche auf Kugellager einzuschnüren. Es blieb also bei der von Anfang an geplanten Einspannung. Das Hauptnetz (vergl. Abbildung 5, S. 108) besteht nun einerseits aus dem schräg liegenden durch die Kräfte H beanspruchten in den Widerlagern eingespannten Hauptbogen, andererseits aus den die Apsidenlasten Q tragenden, unten in einem Gelenk gelagerten, oben auf wagrechter Bahn senkrecht zur Ausgleichebene geführten Strebenbindern. Die Kräfte H verschieben nun den Hauptbogen nach außen, im Gelenkpunkt a z. B. um δ_a , die Lasten Q die Strebenbinder nach innen, z. B. den Binder I um δ'_a . Beide Werte zusammen stellen die gegenseitige Verschiebung der Gelenk-Doppelpunkte im Hauptnetz dar. Diese Verschiebungen werden durch die statisch Unbestimmten zu Null gemacht. Eine neuartige Aufgabe war die Ermittlung der Verschiebungen des Hauptbogens, der von Biegemomenten und Torsionsmomenten ergriffen wird.

Trennt man den Hauptbogen im Scheitelpunkt (vergl. Abb. 6, S. 108), so hat man bei symmetrischer Belastung durch die H -Kräfte im Schnittpunkt lediglich ein statisch unbestimmtes Moment X_e , wirkend in einer Ebene E senkrecht zur Ausgleich-Ebene, anzubringen, um die Verdrehungen der von einander getrennten Bogenhälften zu Null zu machen. Man betrachtet nun mit Vorteil drei Systeme, deren jedes innerlich nur einfach, mit X_e , statisch unbestimmt ist.

1. Außere Kräfte H und Moment X_e (Hauptsystem),
2. zwei Kräfte $X_a = 1$ in a und Moment X_e ,
3. „ „ „ $X_b = 1$ in b „ „ X_e .

Für jedes dieser 3 Systeme werden zunächst die Momente X_e , dann mit diesen die Verschiebungen der Punkte a und b bestimmt, man erhält alsdann nur noch 2 Gleichungen mit 2 Unbekannten, die gegen Ungenauigkeiten wesentlich weniger empfindlich sind als 3 Gleichungen mit den 3 Unbekannten X_a , X_b und X_e .

Betrachtet man zunächst den Zustand $X_e = -1$, so ruft dieses in einer Ebene parallel zur Kämpferlinie wirkende Moment (vergl. Abb. 7, S. 108) in den einzelnen Stabstrecken Verbiegungen und Verdrehungen hervor. Auf der Strecke $0/1$ z. B. wirkt das Biegemoment $M_b = 1 \cdot \cos \alpha_0$ und das Drehmoment $M_g = 1 \cdot \sin \alpha_0$. Ersteres verbiegt den Stabteil $0/1$ in einer durch $0/1$ gehenden senkrecht zur Ausgleich-Ebene A liegenden Ebene B , letzteres verdreht ihn um seine Achse $0/1$. Die Verschiebungen der einzelnen Punkte sind rechnerisch ermittelt wor-

den, und zwar getrennt für M_b und M_ϑ sowie für die einzelnen Stabstrecken. Da für $X_e = -1$ die Biegelinie zugleich die Einflußlinie für die Verbiegung von

also ohne Strebenbinder II, und für $X_b = -1$, also ohne Strebenbinder I. In einfacher Weise sind die Verschiebungen der oberen Gelenkpunkte der Stre-

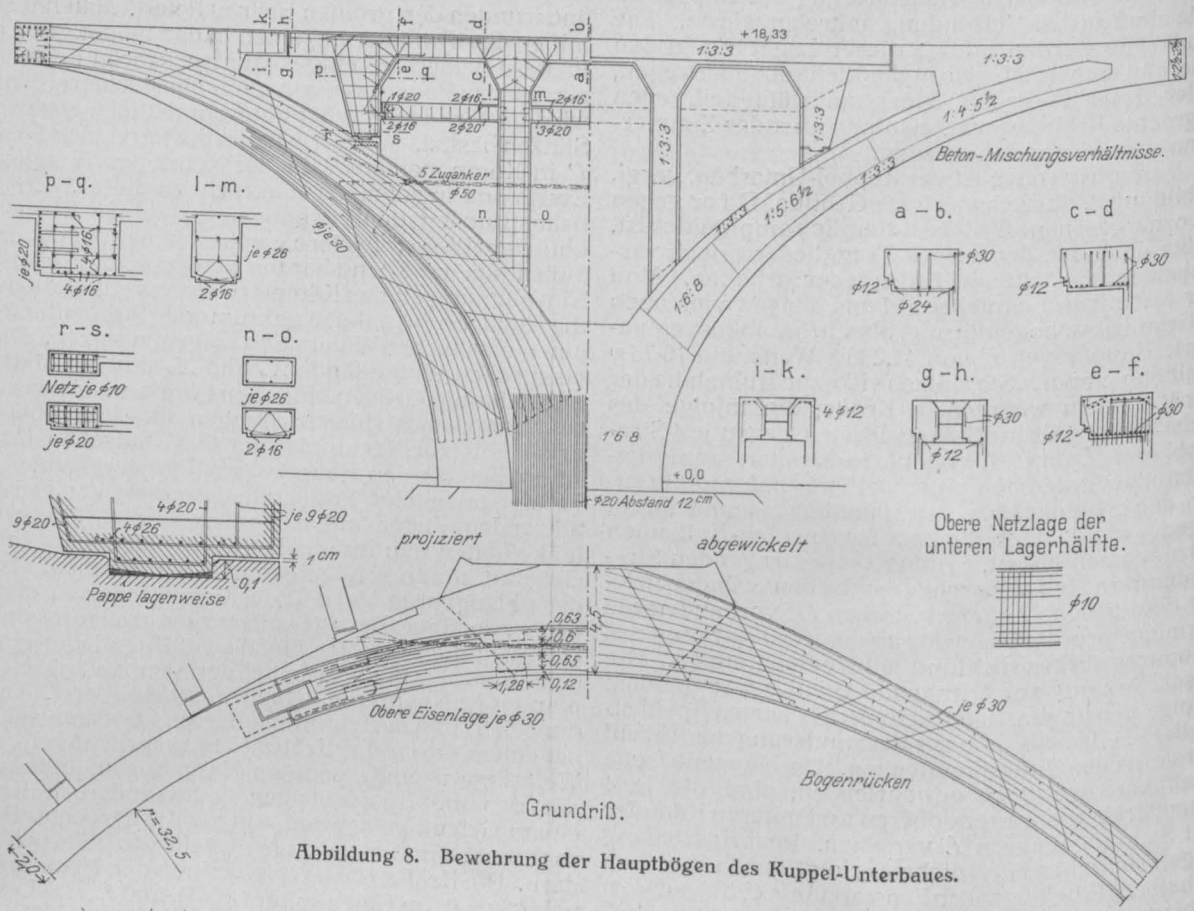


Abbildung 8. Bewehrung der Hauptbögen des Kuppel-Unterbaues.

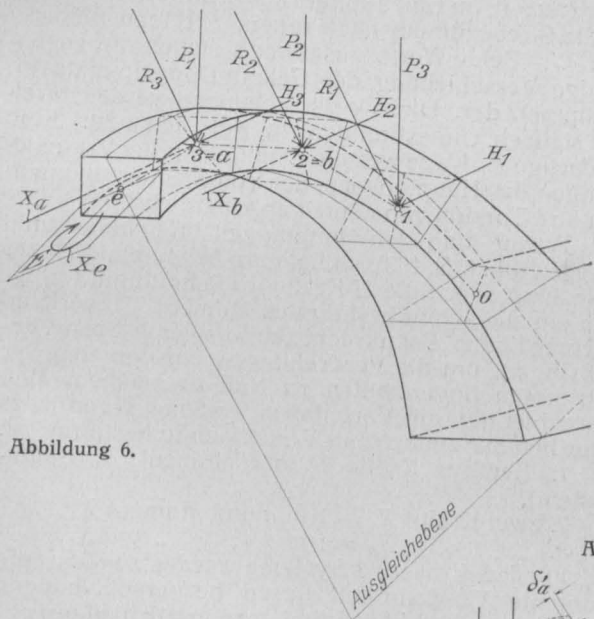


Abbildung 6.

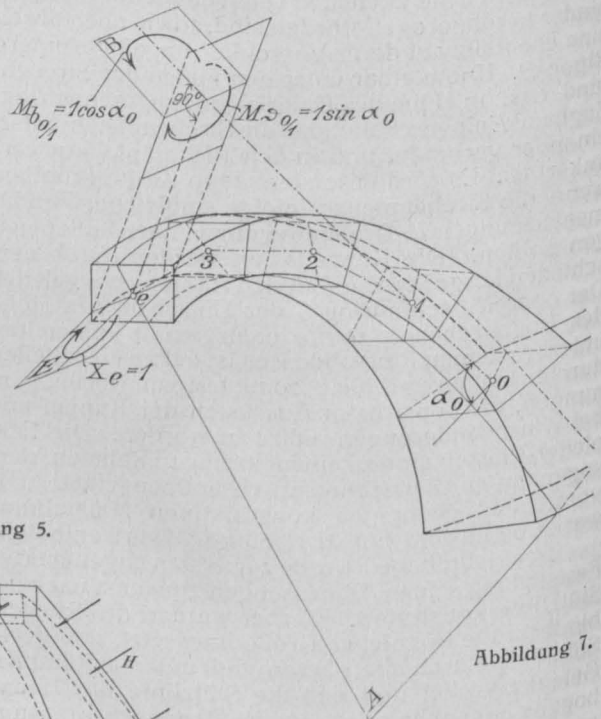


Abbildung 5.

Abbildung 7.

e infolge der Einzel-
lasten H , desgl. die Bie-
gelinie für X_a und X_b die
Einflußlinie für die Ver-
schiebungen von a und
 b infolge H ist, kann
man aus den Lasten H
und den Ordinaten der
Biegelinien die Verbie-
gungen von e und die
Verschiebungen von a
und b herleiten. Man
ermittelt nun die Kraft
 X_e für die Lasten H allein, also $X_a = 0$, $X_b = 0$, d. h. bei fehlenden Strebenbindern, ferner für $X_a = -1$,

erhält schließlich $X_a = 150,5 t$, $X_b = 154,2 t$.
Für die Spannungen aus Wärmeänderung wurde

benbinder für die Lasten
 Q (Hauptnetz) und für
die Bogenschübe X_a und
 X_b zu ermitteln, wobei
insbesondere in An-
betracht der geringen
Pfeilhöhe auch die Nor-
malkräfte zu berück-
sichtigen waren. Man

ein Unterschied von $\pm 7,5^\circ \text{C}$. in Rechnung gesetzt, was in Anbetracht der Lage des Tragwerkes im geschlossenen Raume und besonderer Maßnahmen zur Unschädlichmachung der Betonschwindung während des Baues als ausreichend zu erachten ist. Zudem erhöhen größere Wärme-Unterschiede die Bean-

Der Scheitelquerschnitt beträgt 3 qm , der Kämpfer-Querschnitt 22 qm , die Beanspruchungen steigen bis 55 kg/qcm . In dem Hauptbogen treten nur geringe Zugspannungen auf, sodaß man rechnermäßig größtenteils ohne Eiseneinlagen hätte auskommen können. Der Bogen ist aber durchgängig mit Eisen von

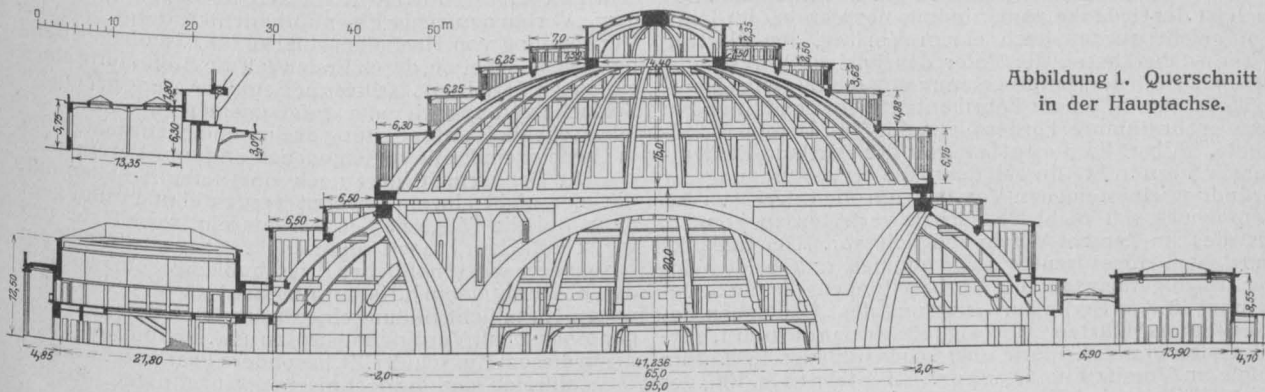


Abbildung 1. Querschnitt in der Hauptachse.

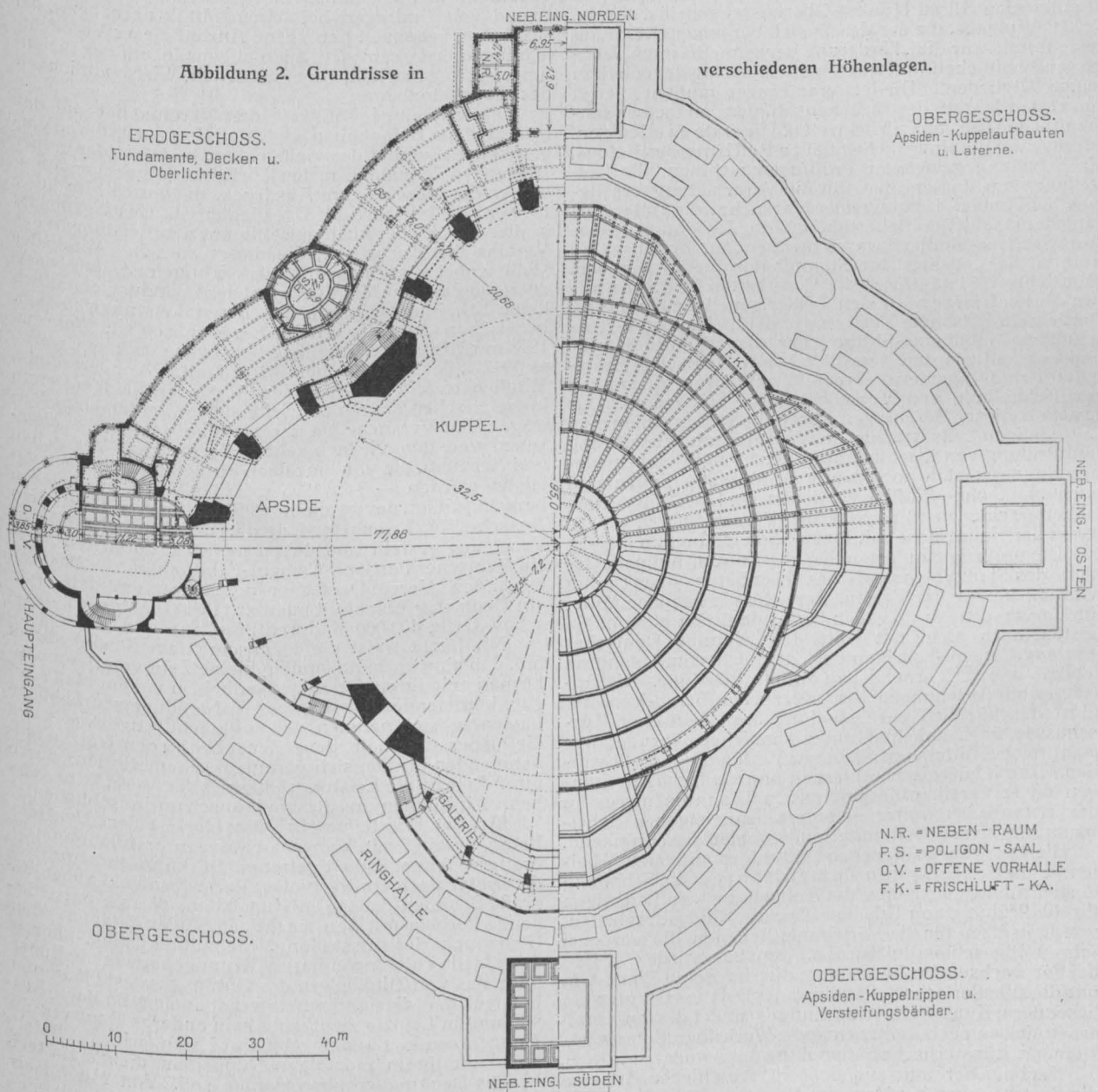


Abbildung 2. Grundrisse in verschiedenen Höhenlagen.

ERDGESCHOSS.
Fundamente, Decken u.
Oberlichter.

OBERGESCHOSS.
Apsiden-Kuppelaufbauten
u. Laterne.

N.R. = NEBEN-RAUM
P.S. = POLYGON-SAAL
O.V. = OFFENE VORHALLE
F.K. = FRISCHLUFT-KA.

OBERGESCHOSS.
Apsiden-Kuppelrippen u.
Versteifungsbänder.

spruchungen nicht erheblich. Auch der Einfluß ungleicher Setzungen der Strebenpfeiler-Fundamente ist rechnerisch ermittelt worden.
Die Bogenkraft im Hauptbogen infolge Eigengewicht beträgt rd. 700 t , infolge Wärmeänderung von $\pm 7,5^\circ \text{C}$. $\pm 32 \text{ t}$, die Kämpferkraft ist rd. 1230 t .

im allgemeinen 30 mm Stärke in etwa $0,30 \text{ m}$ Abstand bewehrt (vergl. nebenstehende Abb. 8); außerdem sind noch schräg liegende Eisen zur Aufnahme der Torsions-Spannungen angeordnet worden, wenngleich diese im Beton 2 kg/qcm nicht überschreiten. —

(Schluß folgt.)

2. August 1913.

Der Deutsche Beton-Verein.



Als Anlaß der Internationalen Baufach-Ausstellung in Leipzig 1913 hat der „Deutsche Beton-Verein“ eine kleine Denkschrift über seine Entstehung und Entwicklung, seine Ziele und Erfolge herausgegeben, der wir die nachstehenden Angaben entnehmen. Danach ist der Gedanke zur Gründung des Vereins im Jahre 1897 gefaßt worden nach einem Vortrag, den Hartwig Hüser-Oberkassel, der Vater des jetzigen Vereinsvorsitzenden, auf der Hauptversammlung des „Vereins Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten“ gehalten hat und in dem er bestimmte Forderungen für den Betonbau aufstellte. Albert Ed. Toepffer von der Portland-Zement-Fabrik Stern in Stettin gab dann die erste Anregung zur Gründung eines eigenen Vereins, um die Interessen des Betonbaues mit mehr Nachdruck vertreten zu können, als dies im Zement-Verein möglich war. Der Gedanke wurde von Hüser freudig aufgenommen und beide Männer trafen gemeinsam alle Vorbereitungen, die am 5. Dezember 1898 in Berlin zur Gründung des „Deutschen Beton-Vereins“ führten. Hartwig Hüser wurde zum 1. Vorsitzenden gewählt, starb aber schon anfangs 1899. Ihm folgte im Vorsitz Eug. Dyckerhoff-Biebrich a. Rh., der nach 12jähriger erfolgreichster Tätigkeit von dem jetzigen Vorsitzenden Alfred Hüser-Oberkassel abgelöst wurde.

Die Aufgabe, die der Verein sich bei seiner Gründung gestellt hat, war die „Förderung der gemeinsamen, fachwissenschaftlichen und wirtschaftlichen Angelegenheiten seiner Mitglieder“. Die letzteren Fragen mußten aber in den ersten Jahren des Bestehens hinter den fachwissenschaftlichen fast ganz zurücktreten. Die erste zu erledigende Frage war die einer sachgemäßen Prüfung des Betons, die Schaffung geeigneter Prüfungsmaschinen, die Aufstellung von Vorschriften für die Verarbeitung des Betons bei Bauten. Umfangreiche Versuche, die Unterstützung der staatlichen Behörden und die Zuziehung besonderer Sachverständigen waren hierzu nötig. Im Jahre 1905 wurden die Leitsätze für Stampfbeton herausgegeben. Vom Jahre 1903 an traten die Vorarbeiten für Eisenbeton-Vorschriften zu den bisherigen Arbeiten hinzu. Der Verein entsandte Vertreter in den „Eisenbeton-Ausschuß der Jubiläums-Stiftung der deutschen Industrie“ und trat, aufgefordert vom „Verbande Deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine“, mit diesem zusammen zur Aufstellung von Vorschriften für Eisenbeton. Das Ergebnis dieser Beratungen waren die 1904 erschienenen „Vorläufigen Leitsätze für die Vorbereitung, Ausführung und Prüfung von Eisenbeton-Bauten“, die in verschiedenen Bundesstaaten noch heute Anwendung finden und auch nicht ohne Einfluß geblieben sind auf die (etwas früher erschienenen) preußischen Vorschriften v. J. 1904, die in der Hauptsache mit ihnen übereinstimmen.

Die großzügigen Versuche, die sowohl auf dem Gebiete des Stampfbeton- wie des Eisenbeton-Baues nötig wurden, konnte der Verein, der schon erhebliche Mittel für Vorversuche ausgegeben hatte, natürlich nicht allein leisten, auch nicht mit Hilfe des „Vereins Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten“, der sich von Anfang an lebhaft und mit erheblichen Mitteln beteiligte. Die Anträge und Anregungen des „Deutschen Beton-Vereins“ führten schließlich zur Schaffung des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“ unter staatlicher Führung, dem auch reiche Mittel vom Staat zur Verfügung gestellt wurden. Durch energische Mitarbeit und vielfache Anregungen hat der Verein in diesem Ausschuß dann die Interessen des Betonbaues weiter gefördert, seine eigenen Arbeiten nunmehr auf bestimmte Sondergebiete beschränkend.

Hierhin gehören die schon 1899 aufgenommenen Arbeiten für die Prüfung von Zementtröhrren, die Schaffung einer Prüfungsmaschine, die Aufstellung von Leitsätzen für die Prüfung, von Tabellen über die Mindesttraglasten, von Leitsätzen für die Verlegung, Arbeiten, die vor zwei Jahren abgeschlossen wurden. Daneben wurde i. J. 1908 bei der wachsenden Bedeutung, die der Beton-Werkstein und die künstlerische Behandlung des Betons erlangten, ein besonderer Kunststein-Ausschuß gegründet, dessen Hauptarbeit ein demnächst erscheinendes Werk über „Betonwerkstein und künstlerische Behandlung des Betons“ sein wird.

Technischer und zugleich wirtschaftlicher Art sind die Bestrebungen des Vereins, die sich mit der Frage der Unfälle im Eisenbetonbau befassen. Sie führten zur Aufstellung von Sachverständigen-Listen und zur Aufstellung einer Schiedsgerichts-Ordnung für Streitigkeiten bei Betonbauten. Die Arbeiten waren 1910 abgeschlossen und haben vielfach Anerkennung gefunden. Die Schiedsgerichts-Ordnung ist in verschiedenen Bundesstaaten auch angenommen worden, während in Preu-

ßen im Jahre 1912, vielleicht nicht ganz unbeeinflusst durch die Arbeiten des Beton-Vereins, eine einheitliche Regelung des Schiedsgerichts-Verfahrens in Baustreitigkeiten überhaupt durchgeführt worden ist.

Weitere Arbeiten betreffen die Aufstellung von Vorschriften für Eisenbeton-Rundeisen, in Gemeinschaft mit dem „Verein deutscher Eisenhüttenleute“, desgl. über die Verwendung von Hochofenschlacke für Eisenbeton-Bauten. Diese Arbeiten, deren Endzweck die Auffindung eines einfachen Verfahrens ist, um zur Betonbereitung geeignete Schlacke von ungeeigneter unterscheiden zu können, erfolgen ebenfalls unter Leitung des preußischen Staates und in Gemeinschaft mit verschiedenen anderen Vereinen.

Die Denkschrift führt noch eine Reihe Arbeiten auf, die hier nicht einzeln erwähnt werden können und geht dann auf die Tätigkeit des Vereins ein, soweit sie sich wirtschaftlichen Fragen zugewendet hat. Seit 1909 ist ein besonderer wirtschaftlicher Ausschuß eingesetzt worden, deren Leitung einem Juristen unterstellt ist. Versicherungswesen, Haftpflicht, Bildung einer besonderen Beton-Berufsgenossenschaft, Verdigungswesen usw. sind die Aufgaben, die in diesem Ausschuß z. Zt. besonders bearbeitet werden.

Zahlreich sind die technischen Einzelfragen, die der Verein in kleinen Einzelveröffentlichungen, meist auf Grund von Umfragen bei seinen Mitgliedern, bzw. bei Behörden, behandelt hat. Eine Anzahl dieser Veröffentlichungen befassen sich auch allgemein mit der Bedeutung, Verwendbarkeit, Feuersicherheit, Wirtschaftlichkeit des Eisenbetonbaues.

Die vielseitige Tätigkeit des Vereins hat auf das Interesse am Betonbau in weitesten Kreisen fördernd eingewirkt. Es kommt das vielleicht am besten in der immer steigenden Teilnahme an den jährlichen Wanderversammlungen des Vereins zum Ausdruck, die von 203 im Jahre 1899 auf 778 im Jahre 1913 gestiegen ist. Gestiegen sind in dieser Zeit aber auch gewaltig mit den Leistungen des Vereins die Ansprüche, die dieser an seine Mitglieder stellt, wobei allerdings zu berücksichtigen ist, daß, wenn auch die Zahl der Mitglieder seit der Gründung eigentlich keine Erhöhung erfahren hat, deren Leistungsfähigkeit inzwischen ebenfalls erheblich gewachsen ist. Während 1898 nur 7090 M. an Mitgliederbeiträgen eingingen, waren es 1912 i. G. 73 620 M. bei 164 ordentl., 78 außerordentl. Mitgliedern (die 22 beratenden Mitglieder, die dem Verein in technischen Fragen zur Seite stehen, zahlen keine Beiträge). Für Versuche hat der Verein als solcher — abgesehen von den vielfach sehr umfangreichen Versuchen und Arbeiten, die von einzelnen Firmen unentgeltlich geleistet wurden — seit 1903 i. G. 172 490 M. ausgegeben bzw. bewilligt, davon allein 150 500 M. für den „Deutschen Ausschuß für Eisenbeton“, dem i. G. bisher 926 000 M. zur Verfügung gestellt sind (davon 160 500 M. durch den „Verein Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten“, je 35 000 M. durch den „Verein Deutscher Ingenieure“ und den „Verein Deutscher Eisenhüttenleute“, 145 000 M. durch Deutsches Reich, 400 000 M. durch Preußen).

Mit Recht weist die Denkschrift am Schluß darauf hin, daß eine verhältnismäßig kleine Zahl von Betonbau-Firmen mit ihren der Allgemeinheit in vollem Maße zugehörigen guten kommenden Arbeiten und Aufwendungen erhebliche Lasten auf sich nehmen, daß es gerechtfertigt wäre, wenn die bisher außerhalb stehenden, aber an dem Nutzen teilnehmenden Firmen sich veranlaßt sehen würden, durch ihren Beitritt die Leistungsfähigkeit des Vereins zu stärken. Wir können uns diesem Wunsch nur anschließen.

Auf der Ausstellung in Düsseldorf ist der „Deutsche Beton-Verein“ mit seinen Leistungen erstmalig vor die breitere Öffentlichkeit getreten. Die kühne Betonbrücke, die später noch ein wertvolles Versuchsobjekt abgab, die große Brunnen-Anlage in Kunststein, die sie umschließende Pergola mit den mächtigen Säulen bildeten einen Glanzpunkt der Ausstellung. Sie mußten fallen, aber an ihrer Stelle entstand ein neues Brunnenbauwerk in Kunststein, das von Mitgliedern des Vereins hergestellt worden ist. Auf der diesjährigen internationalen Baufach-Ausstellung in Leipzig zieht wohl kein anderes Bauwerk die Aufmerksamkeit in dem Maße auf sich, wie die Betonhalle mit ihrem mächtigen Kuppelbau, die als ein bleibendes Denkmal erhalten werden soll. Von Mitgliedern des „Beton-Vereins“ erbaut, enthält sie die Sonderausstellung des Beton- und Eisenbetonbaues, die die gewaltigen Fortschritte erkennen läßt, die auf diesem Gebiet in den letzten zehn Jahren gemacht worden sind und die zu einer erfolgreichen Einführung des Betonbaues in fast allen Gebieten des Bauwesens geführt haben. An dieser Entwicklung gebührt dem „Deutschen Beton-Verein“ ein nicht zu unterschätzender Anteil. —

Fr. E.

No. 14.

Die neuen Gütevorschriften für Rundeisen.

Von Dr.-Ing. A. Kleinlogel in Darmstadt.

Der neue Runderlaß des preuß. Ministers der öffentl. Arbeiten vom 22. April 1913, welcher für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten die Erhöhung der zulässigen Zug- und Druckspannung des Eisens von 1000 auf 1200 kg/qcm zum Gegenstand hat*), enthält als Einschränkung die Bestimmung, daß das zur Verwendung gelangende Rundeisen „eine über das gewöhnliche Maß hinausgehende Festigkeit“ besitzen muß. Für die Zugfestigkeit von Eisen geringer Stärke (10 mm) sind mindestens 4200 kg/qcm, für Eisen größerer Stärke (30 mm) sind mindestens 3800 kg/qcm vorgeschrieben, wobei Zwischenwerte geradlinig einzuschalten sind. Die Streckgrenze darf ferner nicht weniger als das 0,6 fache und nicht mehr als das 0,7 fache der Zugfestigkeit betragen; die Bruchdehnung muß mindestens 25% erreichen.

Der Herr Polizeipräsident von Berlin hat nun bereits für 5 verschiedene Durchmesser unter Zugrundelegung des ministeriellen Erlasses die entsprechenden Zahlenwerte angegeben**), welche in folgender Zusammenstellung wiederholt sein mögen:

Durchmesser mm	Querschnitt qcm	Zugfestigkeit kg/qcm	Streckgrenze kg/qcm	
			mindest.	höchstens
10	0,7854	4200	2520	2940
15	1,767	4138	2483	2897
20	3,142	4050	2430	2835
25	4,909	3938	2363	2757
30	7,069	3800	2280	2660

Was nun zunächst das Verhältnis der Streckgrenze zur Zugfestigkeit anbelangt, so ist dieses Verhältnis in dem ministeriellen Erlaß für alle Durchmesser auf mindestens 0,6 und auf höchstens 0,7 der Zugfestigkeit festgesetzt worden. Untersucht man die Ergebnisse der bisherigen, in deutschen Material-Prüfungsanstalten durchgeführten amtlichen Versuche, so zeigt sich, daß bei den schwächeren Durchmessern bis zu 15 mm die Streckgrenze meistens erst bei 0,7 bis 0,75 der Zugfestigkeit, teilweise sogar noch etwas höher liegt. Erst etwa von 15 mm an aufwärts bewegt sich die Streckgrenze in den neuerdings vom preuß. Minister vorgeschriebenen Grenzen, wobei immerhin noch einige vereinzelte Ueberschreitungen oder Unterschreitungen zu verzeichnen sind. Es wird sich daher fragen, ob es zweckmäßig ist, hinsichtlich der Streckgrenze eine für alle Durchmesser gleichlautende Bestimmung zu treffen. Die aus den neueren Veröffentlichungen des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“, der „Jubiläumstiftung der deutschen Industrie“ u. a., im ganzen aus 15 Quellen gemachten Auszüge, lassen darauf schließen, daß sich das Verhältnis der Streckgrenze zur Zugfestigkeit mit dem Eisendurchmesser derart ändert, daß bei kleineren Durchmessern (5—15 mm) die Streckgrenze verhältnismäßig näher an der Zugfestigkeit liegt, als bei größeren Durchmessern. Dieser Umstand ist auch durch neuere Versuche des „Deutschen Beton-Vereins“ aus den Jahren 1912—1913, welche in Groß-Lichterfelde durchgeführt wurden, bestätigt worden. Es wäre vielleicht angebracht, diese Versuchsergebnisse dahin zu berücksichtigen, daß entweder die Grenzen etwas weiter gesteckt werden (0,6—0,75 der Zugfestigkeit) oder daß für die schwächeren Durchmesser (bis 15 mm), dem Charakter des beim Walzen dichter gepreßten Eisens entsprechend, eine etwas höher liegende Streckgrenze zugelassen werden möchte.

Die mit mindestens 25% vorgeschriebene Bruchdehnung wird so gut wie immer erreicht und meistens ziemlich überschritten. Auch hier ist, allerdings in undeutlicheren Zügen, zu erkennen, daß die Bruchdehnungen der schwächeren Durchmesser etwas niedriger liegen, als diejenigen der größeren Durchmesser.

Was die Zugfestigkeit des zu Eisenbetonbauten verwendeten Handelsrundeisens anbelangt, so waren hierüber bisher besondere Vorschriften nicht vorhanden. An sich ist es ja sehr erfreulich, wenn die Beschaffenheit des Eisens nunmehr behördlicher Aufmerksamkeit begegnet. Bisher wurde im großen und ganzen eine mittlere Zugfestigkeit von 4000 kg/qcm als immer vorhanden angenommen. Andererseits ist es bekannt, daß die Zugfestigkeit des Rundeisens mit zunehmendem Durchmesser etwas abnimmt und daß für die kleineren Durchmesser (bis 15 mm) die Zugfestigkeit meistens über 4000 kg/qcm gelegen ist. Aus dieser Erkenntnis heraus sind die vom Mi-

nister angegebenen Grenzen (4200 bis 3800 kg/qcm) entstanden. Nach neueren Versuchen des „D. B.-V.“ vom Jahre 1912/13 ist zu erwarten, daß die nunmehr vorgeschriebenen Festigkeiten bei Eisen verschiedenster Herkunft (Westfalen, Hannover, Lothringen und Schlesien) erreicht werden.

Die Hauptfrage ist jedoch die, ob es nötig war, zugleich mit der Zulassung einer höheren Beanspruchung auch Gütevorschriften für Rundeisen zu erlassen. Es darf hierzu daran erinnert werden, daß bereits früher 1200 kg/qcm ohne Schaden zugelassen waren und ohne daß die Rundeisen-Beschaffenheit selbst einer Kontrolle unterlag. Aber abgesehen davon, hatte der Wunsch nach Erhöhung der zulässigen Spannung seine Begründung in der Tatsache, daß die in Wirklichkeit auftretenden Beanspruchungen in den weitaus meisten Fällen erheblich unterhalb der rechnermäßigen Werte liegen.

In Heft 45—47 der „Mitt. üb. Forsch.-Arb.“ weist z. B. Bach S. 43, 48, 58, 63, sowie in der Zusammenstellung S. 56 nach, daß die bei Eintritt der Streckgrenze berechnete Spannung ziemlich größer ist, als die tatsächlich ermittelte Streckgrenze des betr. Eisens. In den Schlussfolgerungen S. 151 ist wiederholt darauf hingewiesen, daß die Rechnung zu hohe Werte liefert, also eher zu einer Ueberschätzung als zu einer Unterschätzung der Anstrengung des Eisens führt. Mörsch bringt für diese Verhältnisse ebenfalls zahlreiche Belege („Der Eisenbetonbau“, 4. Aufl., S. 184 u. a.). Ebenso können die Versuche von Schüle (Heft 10 der „Mitt. der Mat.-Prüfanst. Zürich“), der französischen Regierungs-Kommission, die Versuche von Probst-Johnson, sowie von Talbot u. a. hier angeführt werden. In „Beton und Eisen“, Heft 8, Jahrgang 1913, ist eine verdienstvolle zusammenfassende Besprechung diesbezüglicher Versuchs-Ergebnisse von Graf enthalten. Vergleicht man hierzu die bei Eisen vorliegenden Verhältnisse, berücksichtigt man namentlich in objektiver Weise den Unterschied zwischen den theoretischen Voraussetzungen und zwischen der wirklichen Sachlage bei Eisenkonstruktionen (siehe hierzu z. B. die Versuche von Schüle), so muß zugegeben werden, daß der Eisenbeton bisher eine ganz ungerechtfertigte Zurücksetzung erfahren hat. Auch mit den 1200 kg/qcm ist ein vollwertiger Ausgleich noch nicht geschaffen. Eine weitere Erhöhung der zulässigen Spannung soll für Eisenbeton nicht befürwortet werden, es wäre jedoch angebracht, mit der Zulassung noch höherer Spannungen für Eisen auch in Sonderfällen etwas vorsichtiger zu sein.

Es hätte somit erwartet werden können, daß die Erhöhung der zulässigen Spannung für Rundeisen zu Eisenbetonzwecken lediglich als eine Folge der eigentlichen, durch Versuchsergebnisse belegten Erkenntnis erfolgt wäre. Die Festsetzung von besonderen Gütevorschriften bedeuten in doppelter Hinsicht eine unnötige Erschwerung. Erstens sind mit den hierzu nötigen Prüfungen manche Unzuträglichkeiten und Schwierigkeiten verbunden; bei kleinlicher Handhabung der Zahlengrößen können die Unternehmer empfindlich getroffen werden. Zweitens ist es nicht ausgeschlossen, daß die Eisenindustrie ihrerseits den neuen Erlaß nicht ohne weiteres hinnimmt, sondern daraus wieder alle möglichen Bedingungen abzuleiten versucht.

Im übrigen darf die erhöhte zulässige Spannung in ihrer Wirkung auf die Wirtschaftlichkeit des Eisenbetons nicht überschätzt werden. Bei Decken z. B. sinkt allerdings der Bedarf an Eisen von $0,00293 \sqrt{M}$ auf $0,00228 \sqrt{M}$, der Betonbedarf steigt aber von $0,39 \sqrt{M}$ auf $0,411 \sqrt{M}$; es kommt also immerhin im einzelnen darauf an, wie die Kiespreise im Vergleich zum Eisenpreis beschaffen sind. Ferner ist bei stark bewehrten Plattenbalken und auch bei sonstigen Konstruktionsteilen zu beachten, daß die Bemessung häufig durch die zulässige Druckbeanspruchung des Betons begrenzt ist, so daß nicht überall die höhere zulässige Beanspruchung des Eisens ausgenutzt werden kann.

Immerhin ist der neue ministerielle Erlaß als ein Erfolg zu begrüßen, welcher dem Eisenbetonbau wirklich zu gönnen ist. Es ist zu hoffen, daß die in den Gütevorschriften für Rundeisen enthaltenen Beschränkungen baldmöglichst wieder fallen mögen, da sie geeignet sind, den auf der einen Seite erzielten Vorteil auf der anderen Seite wieder abzuschwächen. Eigentlich hat die Erhöhung der zulässigen Spannung mit der Festlegung der Eigenschaften des Eisens in Form von Mindestfestigkeiten gar nichts zu tun. —

*) Vergl. „Mitteilungen“ No. 10, S. 80

**) Verfügung vom 15. Mai 1913, vergl. „Mitteilungen“ No. 10, S. 80.

Literatur.

Neuere Bogenbrücken aus umschnürtem Gußeisen, System Dr. Ing. Fritz Edler von Emperger. Mit zahlreichen Plänen der Schwarzenberg-Brücke auf der Internationalen Baufach-Ausstellung in Leipzig und über 200 Abb. Berlin 1913, Wilhelm Ernst & Sohn (Preis 5 M.).

Das vorliegende Buch ist ein Werk, das uns einen Inhalt von wesentlicher Bedeutung und wahrscheinlich großer Tragweite für den Eisenbetonbau darbietet. Der bekannte Verfasser macht uns mit einem neuen Baustoff näher bekannt, den er durch Versuch und Theorie sorgfältig studierte und durch ein wagemutiges, musterhaftes Bauwerk — die Fürst Schwarzenberg-Brücke auf der „Iba“ in Leipzig — durch die Feuerprobe führte. Ganz unbekannt ist uns der „umschnürte Gußeisenbeton“ nicht mehr; Dr. von Emperger hat im Jahre 1911 und 1912 und früher mehrfach bereits kleinere Mitteilungen über seine Versuche in „Beton u. Eisen“ veröffentlicht. In dem jetzt erschienenen vornehm ausgestatteten, 152 Seiten starken Buche finden wir eine erschöpfende Darstellung der bedeutsamen Neuerung, die als die bautechnische Rehabilitation des Gußeisens angesprochen werden muß. Keiner der Fachgenossen wird das eingehende Studium dieses Werkes unterlassen können und wollen. Drum wird es genügen, hier nur kurz den Inhalt anzudeuten.

Im Vorwort entwickelt der Verfasser geschichtlich die Anwendung des Gußeisens im Brückenbau, zeigt seine Bewährung an Beispielen und begründet, weshalb die Existenzberechtigung den gußeisernen Brückenbauwerken fehlt. Im folgenden Abschnitt werden ältere gußeiserne Bogenbrücken in England, Deutschland, Oesterreich und Frankreich besprochen; dieses Kapitel ist von besonderem Interesse durch die zahlreichen guten Brückenbilder; im übrigen wird hier die Leistungsfähigkeit des Gußeisens dieser älteren Brücken im Hinblick auf die neue Verwendungsweise dieses außerordentlich druckfesten Materiales charakterisiert. Weiter behandelt der Verfasser die Druckfestigkeit von Verbundkörpern und die Knickfestigkeit des umschnürten Gußeisens nach Theorie und Versuch in eingehendster und scharfsinniger Weise. Es kann hier naturgemäß dem Studium des Buches nicht durch ausführlichere Besprechung der überraschenden Versuchsergebnisse und der darauf beruhenden Theorien — (Herleitung einer neuen „Tragkraftformel“ usw.) — vorgegriffen werden; erwähnt sei nur, daß Dr. von Emperger der Stauchung der verbundenen Baustoffe bei seinen Arbeiten neben Spitzer erstmalig die gebührende und notwendige Beachtung geschenkt hat. Im nächsten Kapitel wird gezeigt, daß das neue System sich zum verstärkenden Umbau bestehender gußeiserner Brücken in außerordentlich wirtschaftlicher Weise nutzbar machen läßt. Dann folgt die Erörterung der Frage, welche Form für eine Brücke mit Rücksicht auf Wirtschaftlichkeit, Sicherheit und Schönheit die beste sei. Diese Frage wird ebenfalls ausführlich unter Anziehung und Auswertung von Versuchen behandelt. (Statische Bestimmtheit des Systems, Temperaturspannungen, Setzungen der Widerlager, volle Einspannung des Bogens bei Anwendung von Widerlager-Kragarmen). Der hier anschließende Teil des Werkes ist der Beschreibung des ersten nach dem neuen System erbauten Tragwerkes, der Fürst Schwarzenberg-Brücke gewidmet; über Berechnung, Konstruktion, Bauausführung, Probelastung, Kosten, Versuche mit Brückenteilen in natürlicher Größe wird sehr eingehend berichtet.

Das vorzügliche Ergebnis der Probelastung der Brücke im Verein mit nachweisbarer Wirtschaftlichkeit der Bauweise besiegelte deren vollen praktischen Erfolg und sichern ihre Bedeutung im Eisenbetonbauwesen. Ich wiederhole, der Fachmann kann an diesem Buche nicht vorübergehen. —

Dr. Nitzsche.

Deutscher Ausschuss für Eisenbeton. Heft 24. Spannung σ_{bz} des Betons in der Zugzone von Eisenbeton-Balken unmittelbar vor der Ribbildung. Von Dr.-Ing. C. Bach, Baudir., Prof., Vorstand des Ing.-Laboratoriums und der Material-Prüfungs-Anstalt an der Techn. Hochschule zu Stuttgart, und O. Graf, Ing. der Material-Prüfungs-Anstalt. Berlin 1913. Verlag Wilh. Ernst & Sohn. Pr. 2,80 M. —

Die preuß. „Bestimmungen für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten“ vom Jahre 1907 fordern für Bauteile und Bauten, die der Witterung, Nässe, Rauchgasen und anderen schädlichen Einflüssen ausgesetzt sind, den Nachweis, daß das Auftreten von Rissen im Beton durch die von diesem zu leistenden Zugspannungen vermieden wird. Es ist daher die vorliegende Arbeit von besonderer Wichtigkeit, die aus den in Stuttgart ausgeführten umfangreichen Biegungsver-

suchen eine Zusammenstellung darüber gibt, wie hoch sich hier unter Zugrundelegung der amtlichen Berechnung die Zugspannungen unmittelbar vor Auftreten der ersten Risse stellten, durch welche Umstände sie beeinflusst werden. Die Berechnungen sind durchgeführt sowohl unter Zugrundelegung der Zahl $n = 15$, wie $n = 10$. Den Versuchsergebnissen werden einige allgemeine Betrachtungen vorausgeschickt über den Einfluß der Größe von n auf die Beton-Zugspannungen σ_{bz} und die Eisen-Zugspannungen σ_{ez} für verschiedene Bewehrungs-Prozente. Für das kleinere n , d. h. unter der Annahme einer Annäherung der Beton-Elastizität an diejenige des Eisens, wächst σ_{bz} , fällt σ_{ez} , und zwar wächst der Unterschied mit der Stärke der Bewehrung.

Die Versuchsergebnisse beziehen sich auf 644 Balken verschiedenen Querschnittes und verschiedener Bewehrungsweise, sowie verschiedener Zusammensetzung des Betons, der mit wechselndem Wassergehalt angemacht ist. Auch die Lagerung der Probekörper war eine wechselnde. Alle diese verschiedenen Umstände werden berücksichtigt. Das Ergebnis ist in umfangreichen Tabellen zusammengestellt. Es werden dabei auch die Eisenspannungen mitgeteilt, die sich ohne Berücksichtigung des Betons in der Zugzone ergeben.

Was zunächst den Einfluß der Bewehrung anbelangt, so zeigt sich hinsichtlich der Größe der Bewehrung kein ausgeprägter Einfluß auf die Größe von σ_{bz} , wohl aber hinsichtlich des Abstandes der Eiseneinlagen von den äußeren Kanten der Unterfläche des Balkens. Betrug dieser Abstand 9 cm und mehr, so unterschied sich die Größe von σ_{bz} nicht mehr von der Biegungsfestigkeit unbewehrter Betonbalken. Trockene Lagerung hat gegenüber der feuchten Lagerung, da sich der trockene Beton verkürzt, sodaß also Druckspannungen im Eisen, Zugspannungen im Beton schon vor Aufbringung der Last entstehen, zur Folge, daß die Risse schon bei erheblicher kleinerer Last auftreten. Die Unterschiede zwischen trockener und feuchter Lagerung wachsen noch mit steigendem Alter, da σ_{bz} bei trockener Lagerung nur wenig zunimmt. Während dem höheren Zementgehalt des Betongemisches bei feuchter Lagerung auch ein höheres σ_{bz} entsprach, traf das für trockene Lagerung nicht mehr zu, im übrigen wechselt der Einfluß der Lagerung auch mit der Beschaffenheit des Zementes. Erhöhter Wasserzusatz hat, wie zu erwarten, Verringerung von σ_{bz} zur Folge. Allgemein sind natürlich von Einfluß auch die Beschaffenheit des Zementes und der Zuschläge, das Mischungsverhältnis und das Alter. Balken mit vorgespannten Eisen (die Spannvorrichtung wurde etwa sechs Stunden vor Beginn der Prüfung nach 45 Tagen gelöst) zeigten ein nicht unerheblich höheres σ_{bz} . Schließlich ist auch noch der Einfluß der Bügel untersucht worden. Während sich nach früheren Untersuchungen die Bügel in Bezug auf Erhöhung des Gleitwiderstandes als verstärkend erwiesen, ist ihr Einfluß auf das Auftreten der ersten Risse nicht günstig, da an den Stellen, wo die Bügel einbetoniert werden, Neigung zur Ribbildung vorhanden ist und zwar um so mehr, je näher die Bügel der Oberfläche liegen.

Im übrigen sei bezüglich der Zahlenwerte auf die Veröffentlichung selbst verwiesen. —

Vermischtes.

Zu dem Artikel „Pumpwerk Alte Emscher“ erhalten wir folgende Zuschrift:

„Auf Wunsch der Emschergenossenschaft in Essen bitte ich Sie, Folgendes zu meinem in No. 6 und 7 d. Mitteilungen ds. J. veröffentlichten Vortrag über das „Pumpwerk Alte Emscher“ zu ergänzen:

Die in der Einleitung gemachte Bemerkung, daß das Emscherbett keine Vorflut zum Rhein mehr hat, bezieht sich auf den alten Emscherlauf, der nur noch zur Entwässerung eines verhältnismäßig kleinen Teiles des Emschergebietes dient. Der Hauptlauf der Emscher ist auf seine letzten 13 km nach Norden verlegt und mündet jetzt etwa 3 km unterhalb der alten Emschermündung mit natürlicher Vorflut in den Rhein.

Ferner legt die Emschergenossenschaft Wert auf die Feststellung, daß die von uns ausgeführten umschnürten Druckrohre his heute noch nicht in Betrieb genommen sind; es kann also ein Urteil über ihre Bewehrung noch nicht abgegeben werden. —

Mautner.

Inhalt: Die Jahrhunderthalle in Breslau. — Der Deutsche Beton-Verein. — Die neuen Gütevorschriften für Rundeisen. — Literatur. — 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

X. JAHRGANG 1913.

NO 15.

Neubau der Viktoria-Brücke in Bromberg.

Von Dipl.-Ing. A. Köhler, technischer Leiter, und Dipl.-Ing. Dr. V. Lewe, Vorsteher des statischen und Konstruktions-Büros der Firma Windschild & Langelott in Bromberg und Königsberg.

Hierzu die Abbildungen Seite 116.



Über die Brahe im Zuge der Viktoria-Straße in Bromberg führte eine aus 3 Gewölben von je 11 m l. W. bestehende Brücke. Sie ruht auf 2 mächtigen 1,5 m breiten Strompfeilern und tief in den Straßenkörper eingreifenden Land-Widerlagern aus Ziegelmauerwerk in Zementmörtel. Wie der Abbruch zeigte, waren die Tragwerke äußerst sorgfältig auf Fundamente aus Beton

mit eingelegten Findlingen gegründet. Abbildung 1 zeigt die alte Brücke, von oberstrom gesehen; man sieht, daß die Konstruktion vollkommen erhalten und den Anforderungen des Verkehrs in der Viktoria-Straße noch auf Jahrzehnte genügt hätte.

Der Ausbau des sogenannten Bromberger Kanales zu einem Schiffsfahrts-Kanal für 400 t-Kähne machte die Abzweigung des Kanales vor der Schleuse VI und die Einmündung desselben in die Brahe weiter oberhalb notwendig. Es mußte deshalb das zwischen der alten und neuen Einmündungstelle des Kanales liegende Stück der Brahe kanalisiert werden,

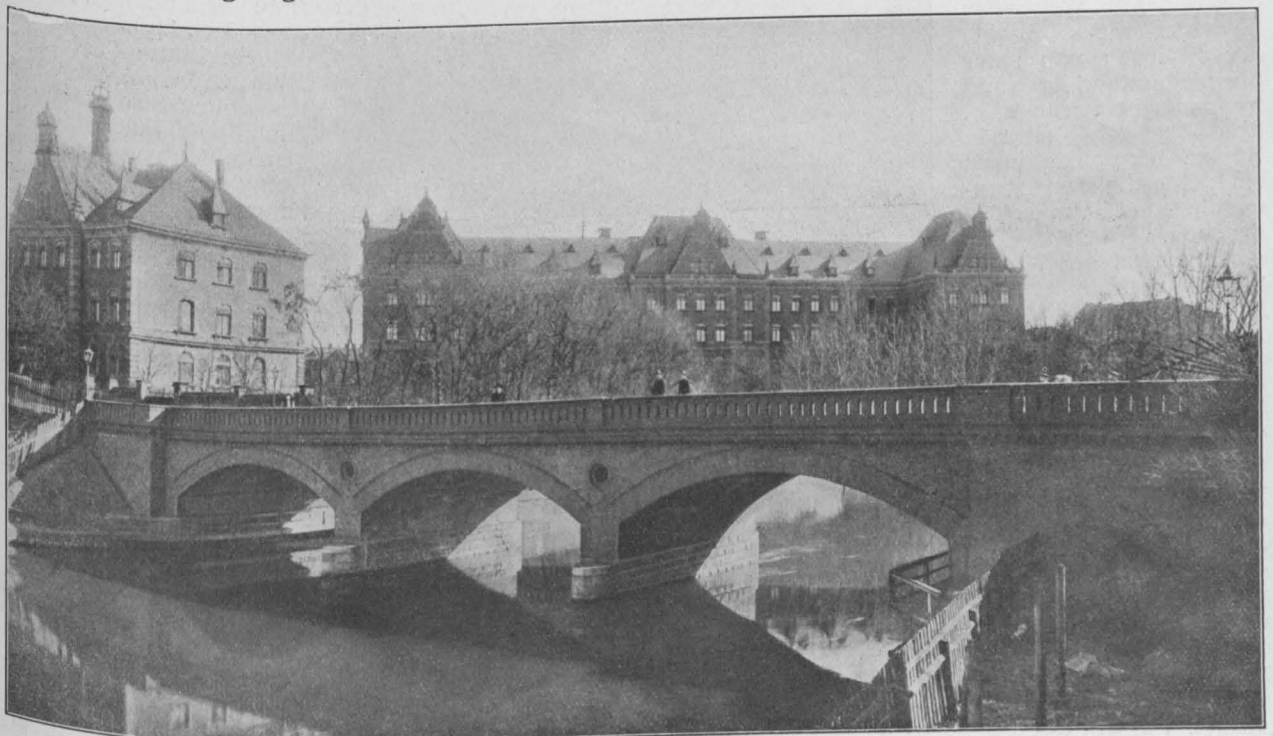


Abbildung 1. Ansicht der alten Viktoria-Brücke über die Brahe in Bromberg.

ein Plan, dem die stattliche erst 50 Jahre alte Viktoria-Brücke zum Opfer fiel, da die Wasserbau-Verwaltung ein liches, nicht durchbrochenes Schiffahrtsprofil

hölzer und Anker wurde angenommen, daß die Hälfte des Horizontalschubes von den in Zementmörtel gemauerten Strompfeilern selbst aufgenommen würde,

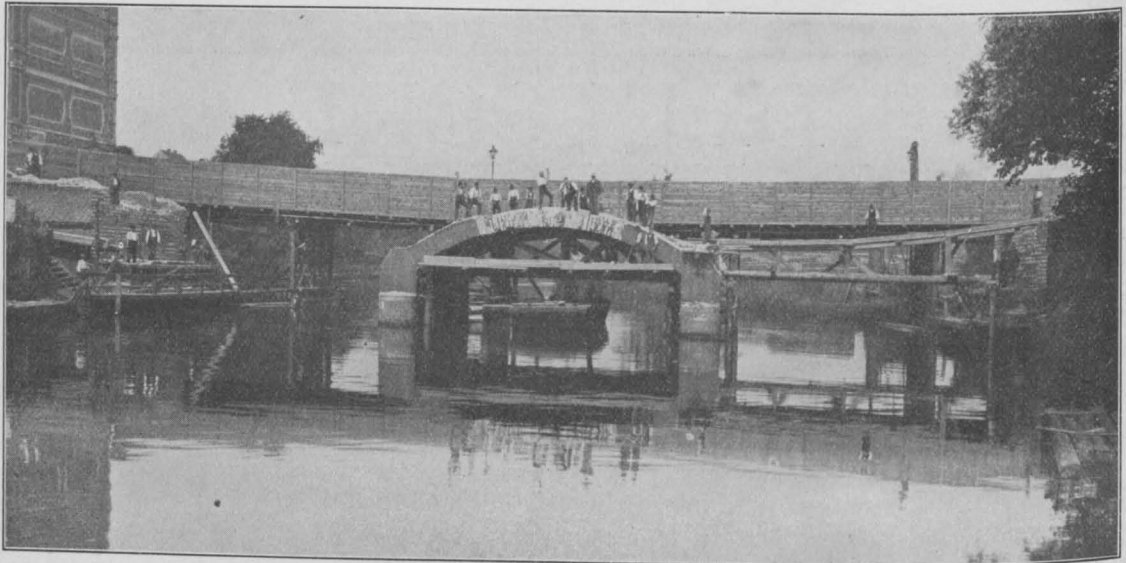


Abbildung 2. Abbruch der alten Brücke.

von 36,09 m lichter Weite und 4,04 m lichter Höhe über dem höchsten schiffbaren Wasserstand von + 36,54 ü. NN. verlangte.

Abbruch der alten Brücke.

Der soliden Bauart der alten Brücke entsprachen die Schwierigkeiten des Abbruches. Zu diesen kamen noch weitere Erschwernisse durch die Forderung, daß ständig eine der drei Schiffahrts-Oeffnungen frei von Baugerüsten gehalten werden mußte. Man brach deshalb nach Fortnahme der Gesamt-Uebermauerung zunächst die beiden seitlichen Bögen ab. Wegen des Ziegelverbandes mußte der Abbruch von einer Stirnseite aus erfolgen und treppenartig vordringen. Das letzte übrig bleibende Bogenstück wurde durch ein kleines Lehrgerüst unterstützt und dann durchbrochen. Während des Abbruchs der Seitenbögen wurde der Horizontalschub des Mittelbogens von rd. 100 t durch je 7 Rundhölzer von je 30 cm Durchm. nach den Land - Widerlagern übertragen. Abb. 2 zeigt diesen Arbeitsabschnitt. Beim Abbruch des Mittelbogens wurde zur Aufnahme des Horizontalschubes die Einspannung von sechs Rundeisen - Anker von 50 mm Dm. angeordnet. Für die Berechnung der Rund-



Abbildung 4. Abbruch eines Pfeilerfundamentes.

eine Annahme, bei der 2 kg/qcm Zugspannung in Fuge A (s. Abb. 3, S. 116) auftraten.

Vor Beginn des Abbruches wurden die Ankerschrauben allmählich um wenige Millimeter gelockert, mit dem Erfolg, daß zuerst Risse an den Stellen A der Pfeiler eintraten. Bei weiterer Lockerung folgte zunächst der Scheitelriß B und fast gleichzeitig sodann die Kämpferisse C. Es war also in dem Augenblick der Ribbildungen B und C genau das der alten Gewölbstützlinien-Theorie zugrunde liegende Bild der Minimaldrucklinie vorhanden (s. Abbildung 3, S. 116).

Abbildung 4 zeigt den Abbruch des Fundamentes des linken Strompfeilers. Die alte auf Flußsohle abgeschnittene vorhandene Spundwand wurde mit einer neuen Spundwand-Umschließung, die bis 2 m unter Flußsohle reichte, umgeben und der Zwischenraum zwischen beiden Spundwänden mit einer Tonschicht ausgestampft. Da Sprengungen verboten waren, wurde das sehr feste Betonmaterial durch Abkeilen nach und nach unter ständiger Wasserhaltung gelöst. Diese Arbeit wurde erleichtert dadurch, daß der Beton, welcher seinerzeit ganz augenscheinlich als Schüttnbeton unter Wasser in Schichten

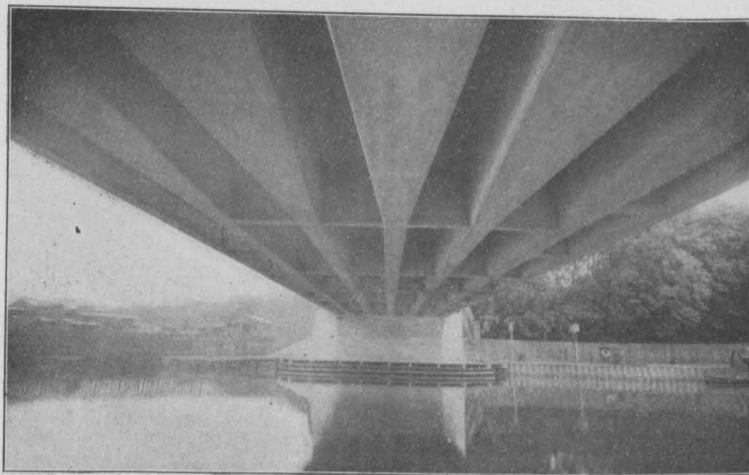


Abbildung 10. Untersicht der fertigen neuen Brücke.

von etwa 40 cm eingebracht war, fast keine Verbindung zwischen den einzelnen Schüttschichten zeigte. Die Land-Widerlager konnte man in den hinteren Teilen, die Flügelwände vollständig stehen lassen. Das Gewicht beider und des hinter ihnen festgelagerten, von der Bauausführung nicht berührten Straßendamms wurde zur Aufnahme des Horizontalschubes der Rahmen-Konstruktion der neuen Brücke glücklich ausgenutzt.

Konstruktionsforderungen für die neue Brücke.

Außer durch die oben genannten Vorschriften der Wasserbau-Verwaltung (36 m l. W. und 4,04 m l. H. über + 36,54 ü. NN.), zu denen noch die einer lichten Höhe von 2 m über den seitlichen Treidelwegen trat, wurde die Form und Konstruktion der neuen Brücke durch die Rücksichtnahme auf die Höhenlage der zuführenden Straßen bestimmt. Wegen der in der Nähe der Brücke liegenden Häuser der Viktoria-Straße konnte letztere keine wesentliche Aufhöhung in Mitte der Brücke erfahren, zumal als höchst zulässiges Steigungs-Verhältnis 1:40 vorgeschrieben war. Es verblieb daher zwischen der von der Wasserbauverwaltung angegebenen unteren Grenze und dem Straßenpflaster nur ein Raum von 1,68 m Höhe. Da für die Fahrbahn-Befestigung einschließlich Unterbettung 20 cm (6 cm Betonschutzschicht über der Asphalt-Isolierung, 10 cm Würfelpflaster mit 4 cm Sand-Unterbettung) Höhe abzuziehen sind, so verblieb für die Konstruktionshöhe nur 1,48 m. Da seitliche, über die Fahrbahn sich erhebende Tragteile wegen der Behinderung des freien Ausblickes auf den Fluß und des unschönen Aussehens inmitten der bebauten Straße ausgeschlossen waren, so schien zunächst nur eine Eisenkonstruktion die hier mögliche Lösung zu bieten. Eine Plattenbalken-Konstruktion in Eisenbeton erforderte in vorliegendem Falle ein Verhältnis von Stützweite zur Konstruktionshöhe von $\frac{l}{h} = \frac{37,59}{1,48} = 25,5$, während die bisher bekannten Eisenbeton-Ausführungen dieser Art unterhalb des Wertes 21 verbleiben (s. Handbuch für Eisenbetonbau, 2. Aufl., Bd. 6, Brückenbau S. 83). Plattenbalken in Eisenbeton schienen um so weniger ausführbar, als es sich um eine außergewöhnlich schwere Straßenbrücke handelt. Die zu berücksichtigenden Verkehrslasten sind die bekannte 23 t-Walze und Menschen-Gedränge von 450 kg/qm. Sie machen Eisen-Armierungen bis zu 5,5% im Stegquerschnitt des Mittelbalkens erforderlich. Die Firma Windschild & Langelott in Bromberg unternahm es, durch Einreichung von 4 Vorentwürfen den Beweis zu erbringen, daß auch eine Eisenbeton-Konstruktion den Forderungen der Stadt und der Wasserbau-Verwaltung gerecht zu werden vermag und daß diese, da in Eisen ein Blechträger gewählt werden müßte, die billigere und architektonisch wirkungsvollere Konstruktion ist.

Die äußere Konstruktion der Brücke.

Der Entwurf I der genannten Firma, der schließlich in dem endgültigen Wettbewerb Sieger blieb und unwesentlich abgeändert zur Ausführung gelangte, ist eine Rahmen-Konstruktion mit gelenkartiger Auflagerung der Rahmenpfosten auf den Fundamenten von 36,09 m lichter Weite und 6,44 m lichter Höhe über den Fußgelenken. Die untere Abschlußlinie der Plattenbalken verläuft fast wagrecht; sie liegt in der Mitte wegen der Durchbiegung 4 cm höher (auf + 40,58), als an den Seiten. In den Ecken ist von der Wasserbau-Verwaltung eine Voute von 2,5 m Ausladung, begin-

nend in 2 m Höhe über den Treidelwegen, zugelassen worden. Da diese Voute nur knapp zureichte, so konnte nicht nur keine Ausrundung vorgenommen werden, sondern es erwies sich noch eine Verbreiterung der Stegquerschnitte bis zum vollen Querschnitt vor den Vouten zur Aufnahme der großen Schubkräfte als notwendig. Das Bauwerk ist in den Abb. 5—9, S. 116, in Ansicht, Grundriß und Schnitt dargestellt. (Ein Bild des fertigen Bauwerkes gibt die Bildbeilage in der nächsten Nummer wieder).

Die Brückentafel, die aus 6,6 m breiter Fahrbahn und je zwei angrenzenden 2,5 m breiten Fußwegen besteht, wird durch 3 Mittelbalken und beiderseits von je einem Fußweg und einem Randbalken getragen. Die Stegbreite ersterer ist wegen der starken Eisen-Einlage mit 0,5 m, die letzterer mit 0,4 m bemessen. Von Fußweg- und Randbalken auskragende Konsolen tragen einen 0,9 m breiten Streifen der Fußwege, während der übrige Teil derselben aus 11 cm starken Platten besteht, welche die zwischen Fußweg- und Randbalken gebildeten Kanäle zur Aufnahme der Straßenleitungen überdecken. Querträger, 0,25 m stark, sorgen für die Verteilung einzelner Radlasten über mehrere Hauptträger. Die Unteransicht, Abbildung 10, gibt ein Bild der Balkenteilung.

Schwierigkeiten in der Ausführung bot noch die Ausbildung der unter die stehen bleibenden Teile des alten Widerlagers greifenden Fundamente der Rahmenstiele. Wegen der Vertiefung des Brahe-Bettes auf + 33,64 war eine tiefere Lage der neuen Fundament-Unterkante auf + 32,64 gegenüber derjenigen des alten Fundamentes mit einer Höhenlage von + 33,41 notwendig. Da man andererseits eine Heranziehung der wichtigen Masse des alten Widerlagers zur Aufnahme des Horizontalschubes anstrebte, so war es notwendig, die Fußgelenke des Rahmens ziemlich hoch zu legen (nachteilig für die Erzielung geringer Konstruktionshöhe in Balkenmitte), um altes und neues Widerlager-Fundament unterhalb der Gelenke noch auf eine möglichst große Höhe, hier auf 0,78 m, zu verbinden. Um die freie, elastische Beweglichkeit des Rahmenstieles sicher zu stellen und somit zu erreichen, daß die Berechnungs - Annahmen beim fertigen Bauwerk möglichst zutreffen, ist oberhalb der Gelenke eine scharfe Trennung der neuen Tragkonstruktion von den alten Bauteilen durch zwischengelegte Asphaltpappe vorgenommen.

Die neuen Flügelwände, die infolge der Verbreiterung der Straße erforderlich wurden, sind ohne besondere Gründung auf den Fundamentabsatz der alten Flügelwände aufgesetzt und mit denselben durch Eisenanker bzw. eine Eisenbeton-Konstruktion fest verbunden. Von der Tragkonstruktion sind diese neuen Flügelwände durch offene Fugen getrennt.

Die 2,5 m von den Widerlagern auskragenden Treidelstege sind durch I-Träger mit zwischengespannten Eisenbetonplatten gebildet und unterstom durch Treppen-Anlagen von Straßen-Höhe aus zugänglich gemacht. Da der Brahe-Wasserstand infolge des Betriebes der gleich unterhalb liegenden Stadt-Schleuse im Laufe des Tages Schwankungen bis zu 60 cm unterliegt, lag die Gefahr vor, daß bei niedrigem Wasserstand Floßholz sich unter die Treidelwege schiebt und bei steigendem Wasser diesen in gefährlicher Weise nach oben biegt. Um dies zu verhindern, wurden an kräftigen Winkeleisen-Konsolen bis unter den niedrigsten Wasserstand reichende Streichbalken längs der Vorderkante der Treidelstege befestigt. —

(Fortsetzung folgt.)

Die Jahrhunderthalle in Breslau.

Vortrag von Stadtbauinspektor Dr.-Ing. Trauer, gehalten auf der XVI. Hauptversammlung des „Deutschen Betonvereins“ in Berlin 1913. (Schluß.) Hierzu eine Bildbeilage.



In den Strebenbindern treten obere Kämpferkräfte von 156 t im längeren Binder I, von 172 t in II auf, während die unteren durch den Zuwachs infolge der Apsidenlasten und Bindergewichte 220 t und 225 t

betragen. Bei der Berechnung der Strebenbinder wurde jedoch noch die Forderung erfüllt, daß die Binder den Seitenkräften des Hauptbogens auch für den Fall gewachsen sein müssen, daß diese durch unvorhergesehene Ereignisse ihre vollkommene

Abbildung 5.

Ansicht von Oberstrom.

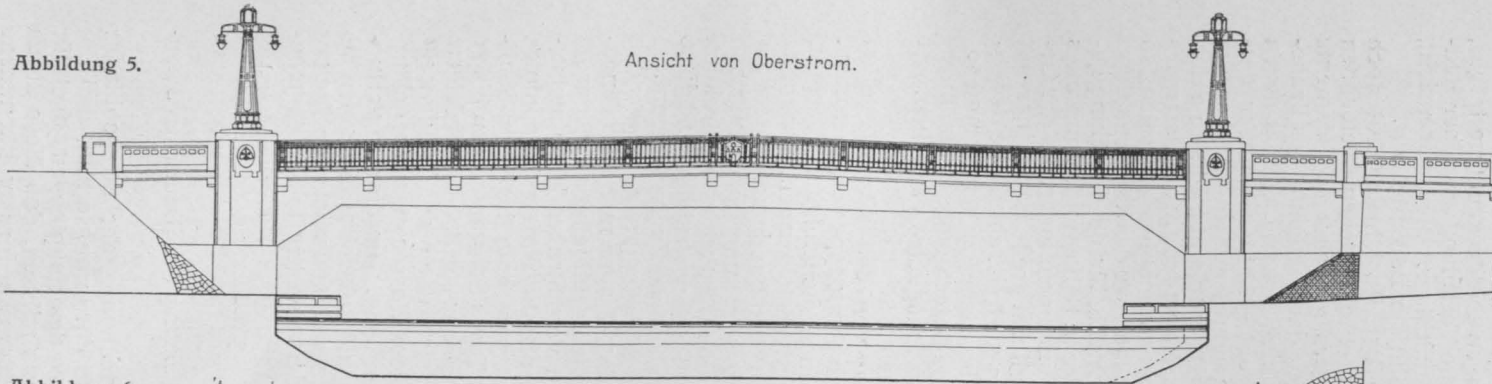


Abbildung 6.

Schnitt durch die Tragkonstruktion.

Draufsicht auf die Fahrbahn.

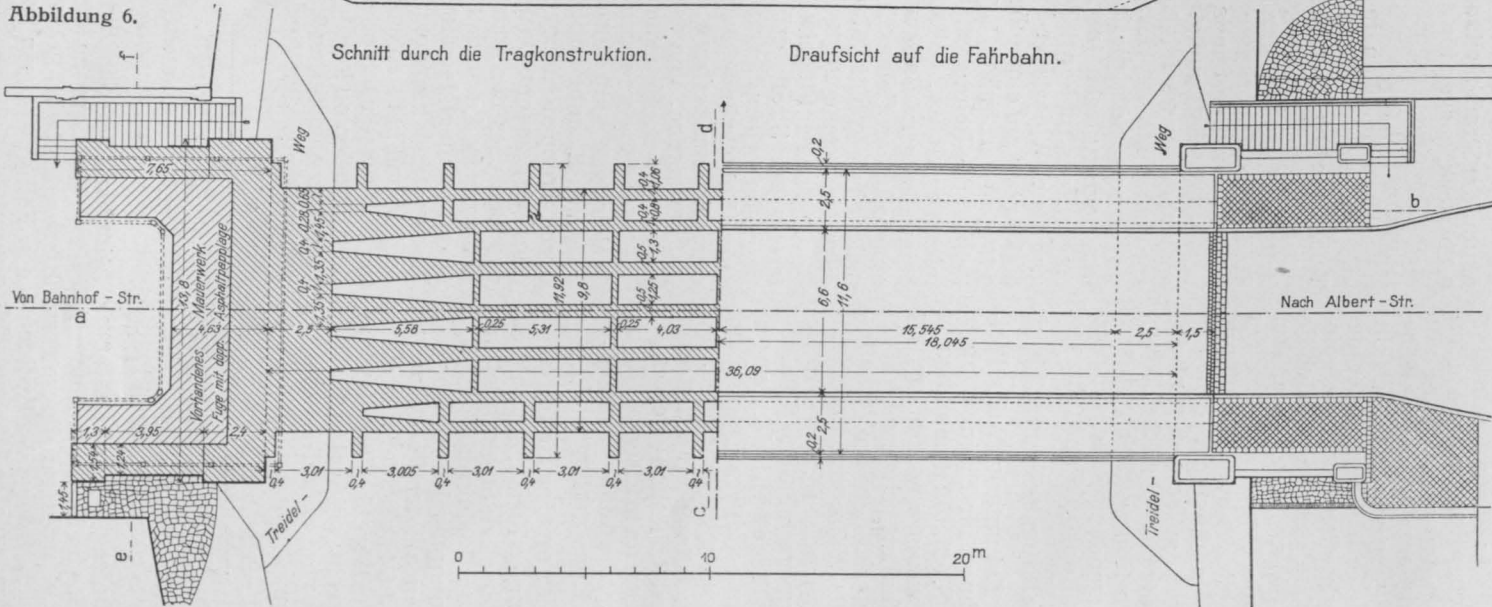
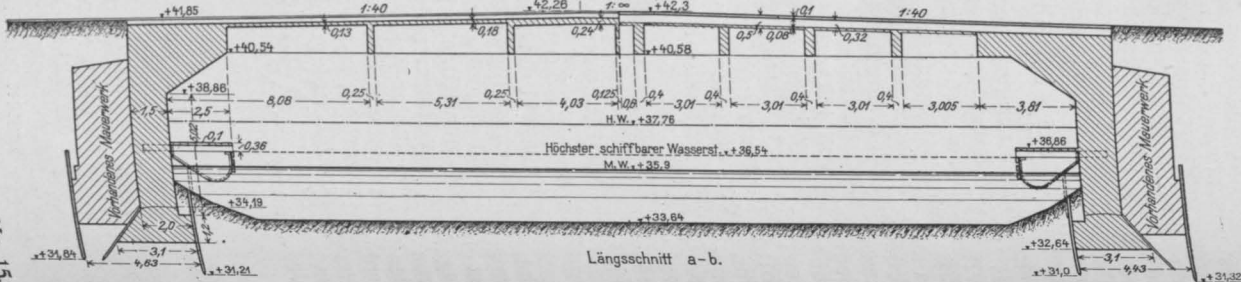


Abbildung 7.



No. 15.

Neubau der Viktoria-Brücke in Bromberg.

Entwurf und Ausführung:
Windschild & Langelott in Bromberg.

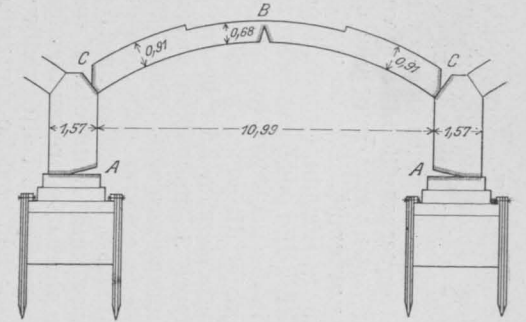


Abbildung 3. Bildung von Rissen im Mittelbogen der alten Brücke beim Abbruch.

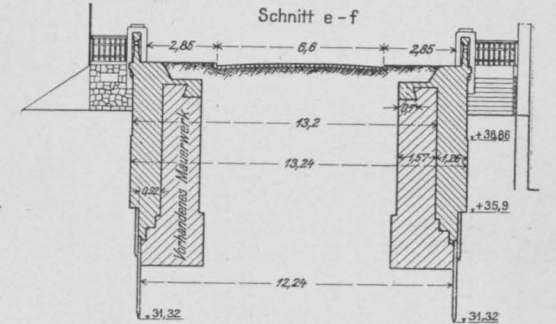
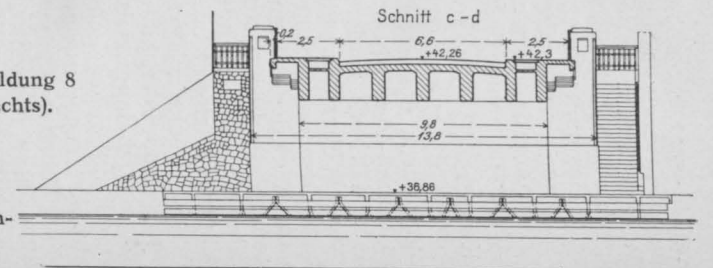


Abbildung 9. Querschnitt am Widerlager.

Abbildung 8 (rechts).

Querschnitt in Brückenmitte.



Abbildungen 5-9. Konstruktionsübersicht der neuen Brücke.

men gefaßt, der außer den Kuppelasten noch den gesamten Winddruck auf eine Kuppelhälfte, rd. 56 t bei 150 kg/qm Einheitsdruck, in den Eckpfeiler weiter zu leiten hat. Die beiden äußeren kurzen Pfeiler sind auf Veranlassung der ausführenden Firma gelenkig gelagert worden, um größere Nebenspannungen im Hauptbogen und im Rahmen zu vermeiden. Das System ist infolge der Symmetrie bei Winddruck nur noch 3 fach statisch unbestimmt. Die Felder zwi-

eigentliche Kuppel; jedes Lager überträgt eine Last von rd. 200 t. Der 0,57 m hohe Zwischenraum zwischen Unterbau und Kuppel soll zugleich der Aufnahme des Heizkanales zur Erwärmung des Kuppelraumes dienen und wird voraussichtlich mit einem durchlöcherten Blech geschlossen werden. Doch wird die scharfe Trennung von Unterbau und Kuppel auch dann noch durch das kräftige Vortreten des Zugringes betont bleiben.

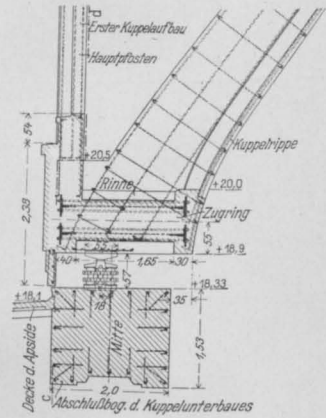
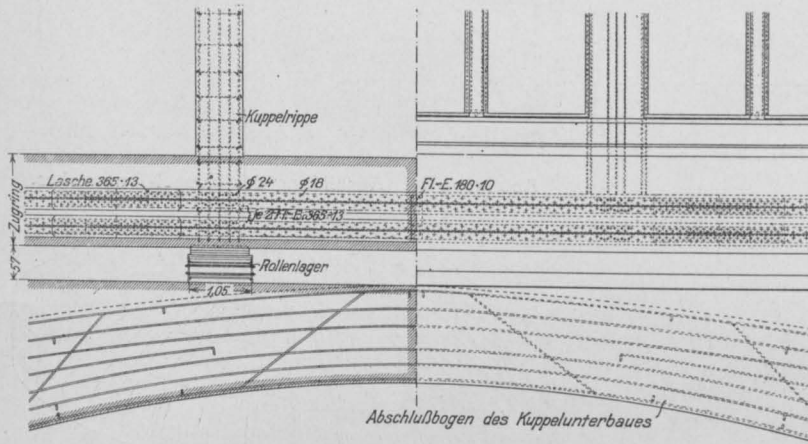


Abbildung 19 a-c. Konstruktion des Kuppelzugringes.

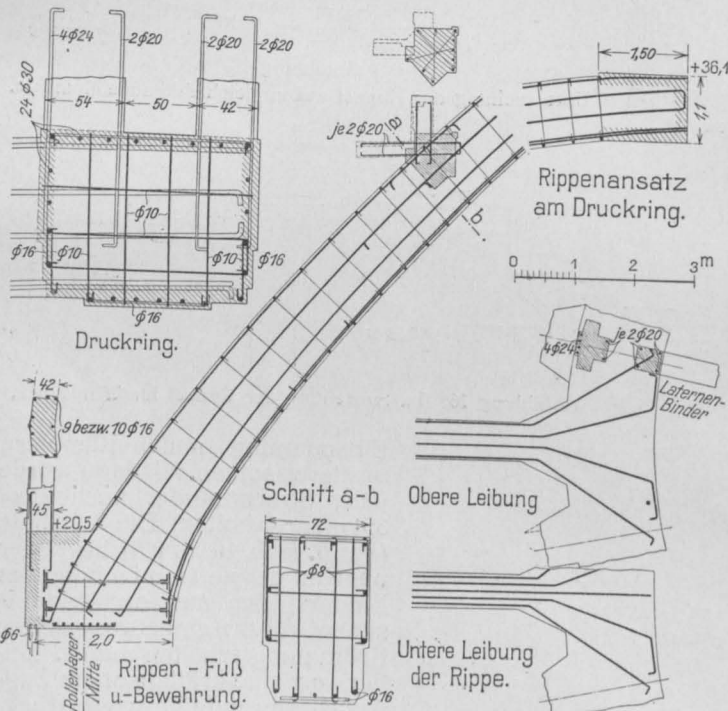
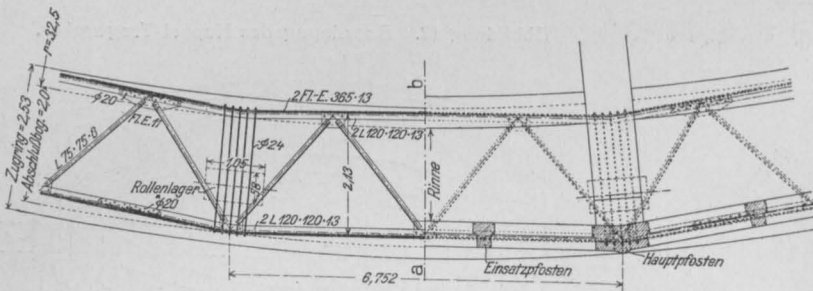


Abbildung 18. Armierung von Kuppelbinder und Druckring.

schen den Pfosten sind zunächst mit Stoff bespannt worden, wie sie endgültig ausgestaltet werden sollen, steht noch dahin. In dem unfertigen Zustand (vergl. Abbildung 9 in No. 14) kommt gut die statische Wirkung des Unterbaues zur Geltung; diese Wirkung würde auch bei einer etwas zurück tretenden Wandfüllung erhalten bleiben.

Auf dem Unterbau ruht mittels 32 Stelzenlagern, normalen Brückenlagern mit Kippvorrichtung, die

ternen-Rahmen. Bei symmetrischer Belastung wirken auf das Doppelgebilde: Druckring und Laternen-Rahmen (Abb. 13, S. 117) am oberen Ende jedes der 32 halben Binder gleich drehende Momente, z. B. nach innen drehende positive, diese würden eine gewisse Verdrehung des Druckringes nach innen sowie eine Verbiegung der Laternen-Rahmen ergeben. Das Gebilde ist nun für jeden Binder durch ein Balkenstück von solchem Trägheitsmoment ersetzt gedacht wor-

den, daß dessen Verbiegungen durch ein beiderseitiges Moment $M = +1$ den Verdrehungen des Druckringes mit Laternen-Rahmen entsprechen. Es hat sich ergeben, daß das Doppelgebilde durch ein Binderstück von etwa dem 3fachen Trägheitsmoment des anschließenden $1,05\text{ m}$ hohen, $0,65\text{ m}$ breiten Binderstückes zu ersetzen ist. Von den aussteifenden Ringdecken ist nur die unterste als Zugband berücksichtigt worden, die oberen, die von geringerem Einfluß sind, jedoch nicht. Somit ist jeder Binder als Zweigelen-Bogen mit zwei Zugbändern aufzufassen. Die Einflußlinien für X_a und X_b und die Stützlinie für Eigengewicht sind in Abbildung 14, S. 117, dargestellt.

Das Gebilde ist ferner untersucht worden für ungleich drehende Momente, $+M$ links, $-M$ rechts, welche z. B. bei Winddruck und einseitiger Schneelast auftreten. Führt man einen Achsenschnitt (Abb. 15, S. 117), so muß man im Schnitt Querkräfte Z_1 und Z_2 anbringen, von denen Z_2 im Laternen-Binderschnitt angreift, Z_1 dagegen nicht in den Druckringschnitten, sondern an anschließenden starren Scheiben im Abstand $\eta = 0,312 r$. Dieser Abstand ergibt sich aus der Bedingung, daß die Druckring-Querschnitte sich gegen einander nicht verdrehen können; es sind hierbei wieder sowohl Biegungs- als Torsions-Momente zu berücksichtigen gewesen. Es hat sich ergeben, daß von symmetrischen Momenten $M = 1$, also bei Eigengewicht, der Druckring nur $0,161$, der Laternen-Rahmen aber $0,839$ aufnimmt, also daß bereits bei Eigengewicht letzterer in erheblichem Maße mit zum Tragwerk heran gezogen wird, während bei ungleich drehenden Momenten, also Winddruck und einseitiger Schneelast, beide Teile annähernd zur Hälfte an der Kraftübertragung beteiligt werden.

Der genauen Berechnung der Kuppel für Winddruck und einseitige Schneelast stellen sich noch wesentlich größere Schwierigkeiten entgegen als der Berechnung auf symmetrische Lasten. In Anbetracht der außerordentlichen Abmessungen der Kuppel, deren Beanspruchungen doch infolge unberechenbarer Einflüsse sich nicht genau nachweisen lassen, kam es hier nicht sowohl auf eine peinlich genaue Berechnung als vielmehr auf eine ausreichende Bemessung der Stärke der einzelnen Teile unter den jeweils ungünstigsten Annahmen an.

Für den Winddruck, der mit 150 kg/qm angesetzt worden ist, können die wagrechten breiten Ringdecken als nahezu unverbiegbare geschlossene Ringträger aufgefaßt werden. Es wird daher der Wind-

druck auf die senkrechten Fensterwände je zur Hälfte auf der Luvseite und zur Hälfte auf der Lee-seite in die Kuppelbinder geleitet werden. Anderenfalls müßten entsprechende Punkte der Binder verschiedenen große wagrechte Verschiebungen erleiden,

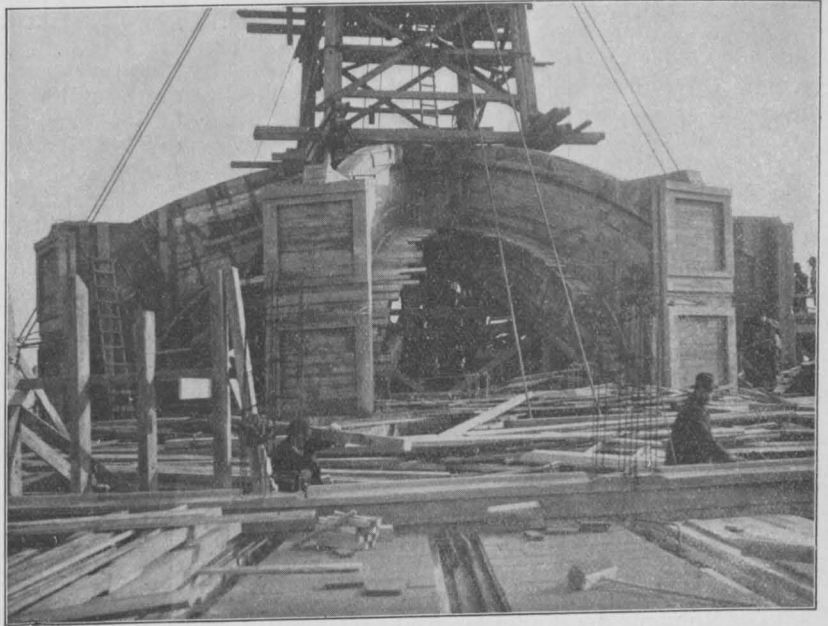
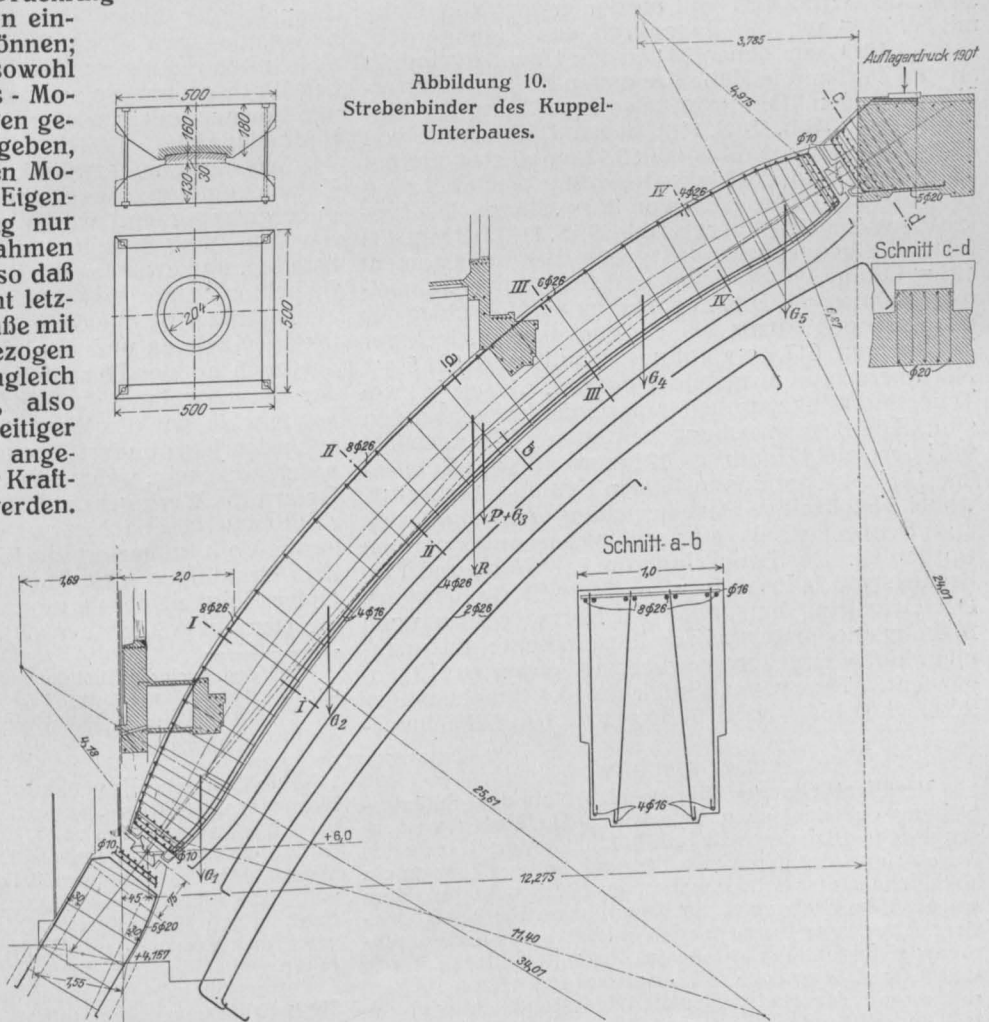


Abbildung 20. Laternenbinder ausgeschalt.

Abbildung 10. Strebenbinder des Kuppel-Unterbaues.



was aber der Voraussetzung starrer Ringdecken widersprechen würde. Es gibt also auch jeder Binder je den halben Winddruck auf der Luvseite und auf der Lee-seite in den verschieblich gelagerten Zugring ab. Dieser wieder leitet ihn durch die Lager in den Unterbau, wobei infolge der radialen Beweglichkeit

der Lager die in der Windrichtung stehenden Lager gar nicht, die senkrecht zum Winde stehenden am meisten an der Kraftübertragung beteiligt sind. Der die Hälfte der untersten Wand und den Zugang selbst treffende Winddruck wird nur auf der Luvseite in das Zugband und dann durch die Lager in den Unterbau übertragen. Jeder Kuppelbinder ist somit für die in Abb. 16, S. 117, dargestellte Lastverteilung berechnet worden, ist also für Winddruck statisch bestimmt. Der Zugring erleidet, wenn die Windkräfte durch die einzelnen Lager im Verhältnis des Sinus des Neigungswinkels gegen die Windrichtung übertragen werden, nahezu keinerlei Biegungsspannungen. Es ist jedoch für ihn der ungünstige Fall angenommen worden, daß lediglich die senkrecht zur Windrichtung stehenden Lager den gesamten Wind übertragen müssen.

Für einseitige Schneelast ist als ungünstigster Fall die Belastung eines Viertels des Grundrisses mit 75 kg/qcm zugrunde gelegt und jeder Binder ist für volle einseitige Schneelast berechnet worden. In Wirklichkeit werden indessen auch die nicht belasteten Binder vermöge des Zusammenhanges durch den Druckring und die starren Ringdecken an der Kräfte-Übertragung teilnehmen, was ebenfalls eingehend untersucht worden ist. Für den Zugring ist die ungünstige Annahme gemacht, daß 2 gegenüber liegende Viertel durch die Horizontalschübe der belasteten Binder beansprucht werden; die ausgleichende Wirkung der Ringdecken ist also wieder unberücksichtigt geblieben.

Die Momente der Binder aus Eigengewicht, Winddruck und Schneelast sind in Abb. 17, S. 117, dargestellt, der Größtwert tritt an der ersten Ringdecke mit rd. 70 mt auf, die Bogenkraft aus Eigengewicht beträgt 101 t , von denen 94 t an den Hauptzugring, 7 t an das Zugband in Höhe der ersten Ringdecke abgegeben werden. Die größte Beanspruchung der Binder (vergl. Abb. 18, S. 118), deren Querschnitt von $65/105 \text{ cm}$ nach unten bis auf $80/120 \text{ cm}$ wächst, beträgt 55 kg/qcm im Beton, 518 kg/qcm im Eisen; die Bewehrung besteht aus 13 Rundeisen von 30 mm Stärke. Die Zugkraft im Zugring (vergl. Abb. 19, S. 118) beträgt 480 infolge Eigengewicht, das größte Biegemoment 121 mt infolge Winddruckes und 101 mt infolge einseitiger Schneelast. Das Zugband ist auf Vorschlag der ausführenden Firma als ein genietetes vieleckiger Träger von $617,2 \text{ qcm}$ Vollquerschnitt und $521,5 \text{ qcm}$ Nutzquerschnitt ausgebildet worden, dessen je zwei Teile mit Winkelstreben untereinander verbunden sind. Die Beanspruchung beträgt aus Eigengewicht 920 kg/qcm , aus Winddruck 121 kg/qcm und aus Schneelast 192 kg/qcm , im ungünstigsten Fall also 1112 kg/qcm , wobei gleichzeitige Beanspruchung aus Winddruck und Schneelast als ausgeschlossen angenommen worden ist. Der Druckring von $1,1 \text{ m}$ Höhe und $1,5 \text{ m}$ Breite ist mit 24 Rundeisen von 30 mm Stärke bewehrt. Der Druckring hat außer den Normalkräften noch Biegemomente und Torsionsmomente aufzunehmen. Seine Druckbeanspruchung beträgt aus Eigengewicht $31,7 \text{ kg/qcm}$, aus Winddruck $13,4$, aus einseitiger Schneelast $15,9$, der Größtwert tritt also bei Schnee-

Vermischtes.

Veröffentlichungen über die mit Mitteln der Jubiläums-Stiftung der deutschen Industrie ausgeführten wissenschaftlichen Arbeiten seit Juli 1912. Der Vorsitzende des Kuratoriums der genannten Stiftung hat vor kurzem ein Verzeichnis der betr. Arbeiten erscheinen lassen, dem wir aus dem Fachgebiet der Kommission für Architektur, Bauingenieur- und Verkehrswesen entnehmen, daß folgende Arbeiten veröffentlicht sind: a) C. Bach und O. Graf. Versuche mit Eisenbetonbalken, IV. Teil, und zwar A. Versuche über die Widerstandsfähigkeit von Balken mit breiter Platte, ohne und mit Bewehrung der letzteren. Einfluß verschiedener Bewehrung der Platte, der Plattenbreite und der Plattenstärke. B. Versuche mit rechteckigen Balken, welche Einlage in der Druckzone besitzen (vergl. auch die Ausführungen von Mörsch über diese Arbeiten in den „Mitteilungen über Zement usw.“ 1912, No. 24). Die Berichte sind veröffentlicht in den „Mitteilungen über Forschungsarbeiten“, herausgegeben vom

last mit $47,6 \text{ kg/qcm}$ auf, die Scherbeanspruchung infolge der Torsionsmomente bei einseitigen Lasten beträgt $3,6 \text{ kg/qcm}$. Die Laternen-Rahmen (Abbildung 20, S. 119) sind sehr kräftig ausgebildet, zwischen sie sind noch Eisenbetonbalken gespannt, die eine Glasdecke aufnehmen; unter dieser äußeren ist noch eine innere gewölbte Glasdecke aufgehängt.

Die Ringdecken sind berechnet auf die Übertragung der halben Winddrücke von der Luv- nach der Leeseite, sie werden gebildet aus den 8 cm (oben 6 cm) starken Decken, den radialen Unterzügen und den kräftigen Fenstersohlbänken und Fensterstürzen. Die Biegemomente in diesen wagrechten Ring-Trägern sind erheblich, bis 75 mt in der untersten Decke, die Beanspruchungen halten sich aber infolge des großen Widerstandsmomentes des fast 7 m hohen Trägers in angemessenen Grenzen. Neben der Annahme, daß die Binder allein den gesamten Winddruck aufnehmen und in den Zugring weiter leiten, ist noch die zweite Annahme gemacht, daß ein Teil des Winddruckes durch die kräftigen, aus den Fensterstürzen, Pfeilern und Sohlbänken gebildeten Rahmen-Träger von oben nach unten geleitet wird. Auch die Verteilung des Winddruckes auf die Binder einerseits und diese Rahmenträger andererseits ist aus den elastischen Verbiegungen der einzelnen Teile ermittelt worden.

Wie die Halle von außen in erster Linie durch ihre Gesamterscheinung wirken soll und in den einfachsten Formen gehalten ist, so ist auch im Inneren allenthalben die Konstruktion unverhüllt gezeigt und auf architektonisches Beiwerk fast völlig verzichtet worden. Nur die Hauptbogen, Strebenbinder und Kuppelbinder haben eine einfache Profilierung erhalten, dagegen ist die Wirkung der Betonschalung absichtlich nicht durch eine Bearbeitung der Flächen beseitigt worden. So soll das Werk durch seine kühnen Formen allein wirken und fesseln. (Vergl. die Bildbeilage.)*

Wie eingangs erwähnt, ist der architektonische Entwurf ein Werk des Stadtbaurates Berg. Der Aufgabe entsprechend waren an der Bearbeitung und der Bauleitung Architekt und Ingenieur gemeinsam beteiligt, und zwar lag die Bauleitung dem Stadtbau-Inspektor Schreiber als Architekten, dem Verfasser als Ingenieur ob, die örtliche Bauleitung dem Architekten Matthes und Dipl.-Ing. Dr. jur. W. Meyer, der auch an der Durchführung der Berechnungen der Bauverwaltung großen Anteil hat.**)

Möchte, wie das Werk glücklich gelungen ist, so auch der Jahrhundert-Ausstellung ein voller Erfolg beschieden sein, welche die Stadt Breslau mit großen Opfern ins Werk gesetzt hat, möchte vor allem auch das Bauwerk, errichtet zur Erinnerung an 1813, unserem Volk immerfort ein Mahner sein an die große Zeit einmütiger Vaterlandsliebe und beispielloser Opferwilligkeit, als ein monumentum aere perennius, ein Denkmal dauernder als Erz! —

*) Vergl. auch die Abbildungen S. 462 und 465 im Hauptblatt der „Deutschen Bauzeitung“ 1915.

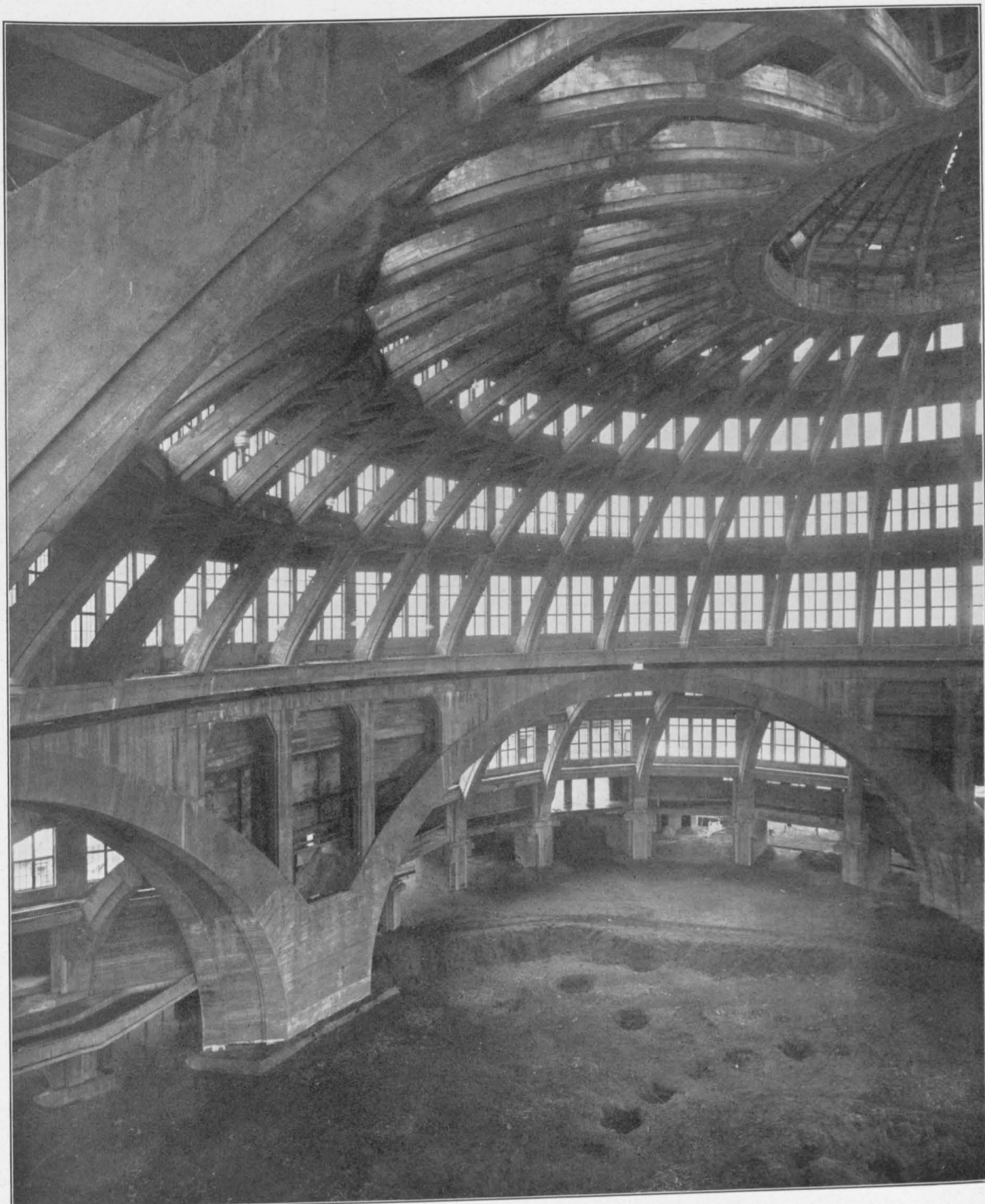
**) Die Beteiligten der ausführenden Firma sind in dem Vortrag des Herrn Prof. Dr.-Ing. Gehler aufgeführt.

„Verein Deutscher Ingenieure“. b) Von der Versuchs-Kommission des „Vereins Deutscher Brücken- und Eisenbaufabriken“. Es sind bereits 3 Berichte früher erschienen, nämlich 1. Bericht über Festigkeitsversuche für Eisenbauten, 2. Bericht über Festigkeitsversuche mit Eisenkonstruktionen, beide 1907 erschienen in der „Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure“; 3. Bericht über Versuche mit Nietverbindungen und Brückenteilen (von Geh. Reg.-Rat Prof. Rudeloff), 1911 und jetzt 4. Bericht über die Versuche mit den Hamburger Stäben 1912, beide erschienen in den Verhandlungen des „Vereins zur Beförderung des Gewerbefleißes“. —

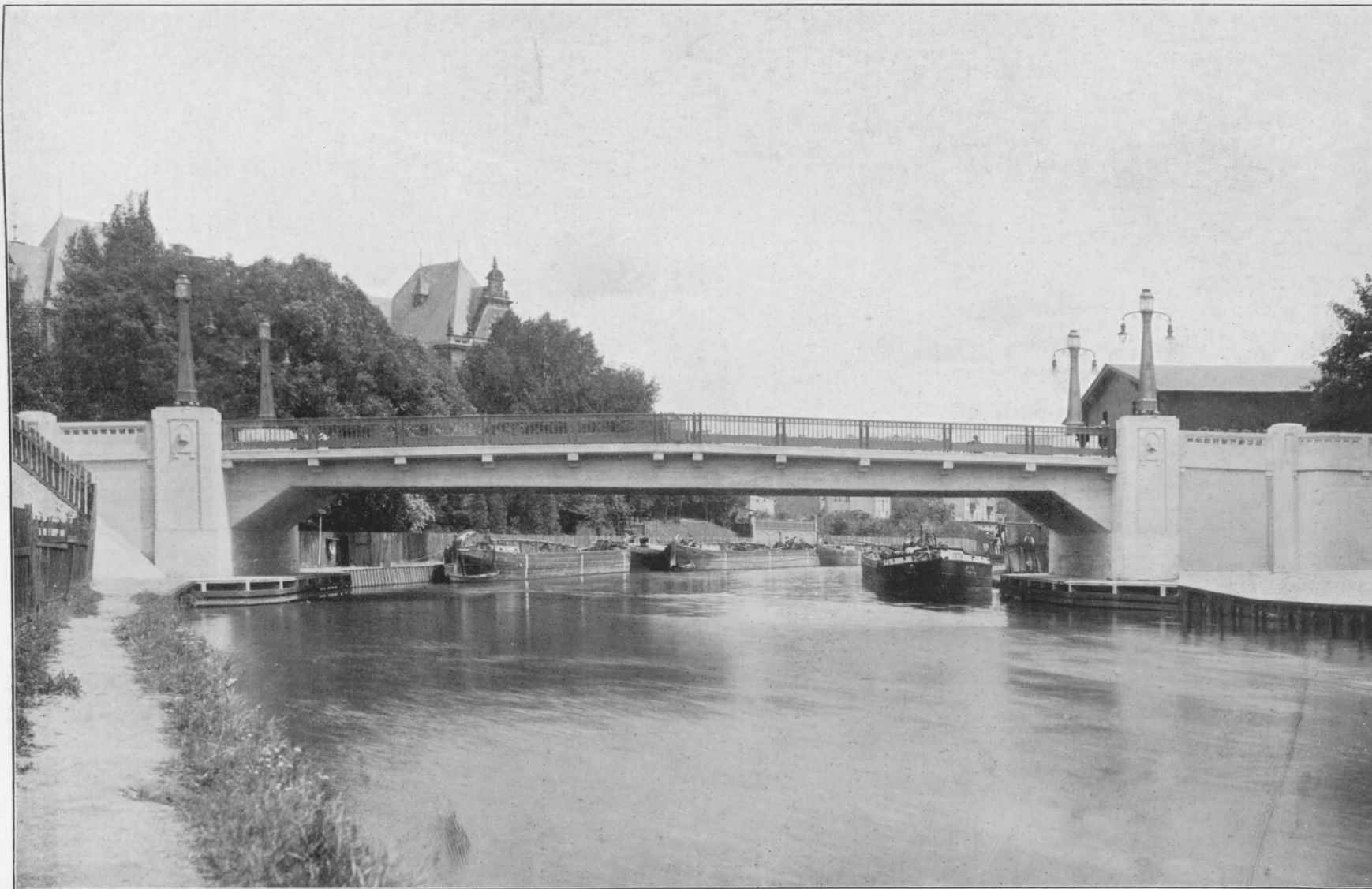
Inhalt: Neubau der Viktoria-Brücke in Bromberg. — Die Jahrhunderthalle in Breslau (Schluß). — Vermischtes. —

Hierzu eine Bildbeilage: Die Jahrhunderthalle in Breslau.

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.



AHRHUNDERTHALLE IN Breslau. * ARCHITEKT:
STADTBAURAT BERG IN Breslau. * AUSFÜHRUNG:
DYCKERHOFF & WIDMANN A.-G. IN DRESDEN.
* * * * B L I C K I N D I E K U P P E L H A L L E . * * * *
===== DEUTSCHE BAUZEITUNG =====
MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND
EISENBETONBAU * X. JAHRGANG 1913 * NO. 15.



EUE VIKTORIA-BRÜKE
KE IN BROMBERG. *
PLATTENBALKEN-
BRÜKE IN RAHMEN-
KONSTRUKTION. *
ENTWURF UND AUS-
FÜHRUNG: WIND-
SCHILD & LANGE-
LOTT IN BROMBERG.

=== DEUTSCHE ===

** BAUZEITUNG **
MITTEILUNGEN ÜBER
ZEMENT, BETON- UND
* EISENBETONBAU *
X. JAHRGANG 1913
* * * * NO. 16. * * * *



DEUTSCHE

BAUZEITUNG

 MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT,

 BETON- UND EISENBETONBAU

 * * * * *

 UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-

 CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

X. JAHRGANG 1913.

№ 16.

Beobachtungs- und Signalturm im Hafen zu Kiel.

Von Dr.-Ing. Paul Müller in Wiesbaden. Hierzu die Abbildungen S. 123, 124 und 125.



egen Ende des Jahres 1911 erließ das Garnison-Bauamt I in Kiel ein engeres Ausschreiben an mehrere Eisenbeton-Unternehmungen zur Erlangung von Ausführungs-Vorschlägen und Angeboten für die zum Neubau eines Beobachtungsturmes im dortigen Kriegshafen erforderlichen Gründungs-, Beton- und

Eisenbeton-Arbeiten. Die Firma Hüser & Cie. in Oberkassel bei Bonn erhielt auf Grund ihres Vorschlages den Auftrag auf Herstellung der Gründung, des Rohbaues und des in Verbindung damit herzustellenden Teiles der Ausbauarbeiten des Turmes.

Den Ausführungs-Vorschlägen der genannten Firma sind die vom Garnison - Bauamt I in Kiel angefertigten Zeichnungen des Turmes zugrunde gelegt. Alle darin enthaltenen Höhen- und Lichtmaße sowie die gesamte Raumeinteilung und Anordnung der

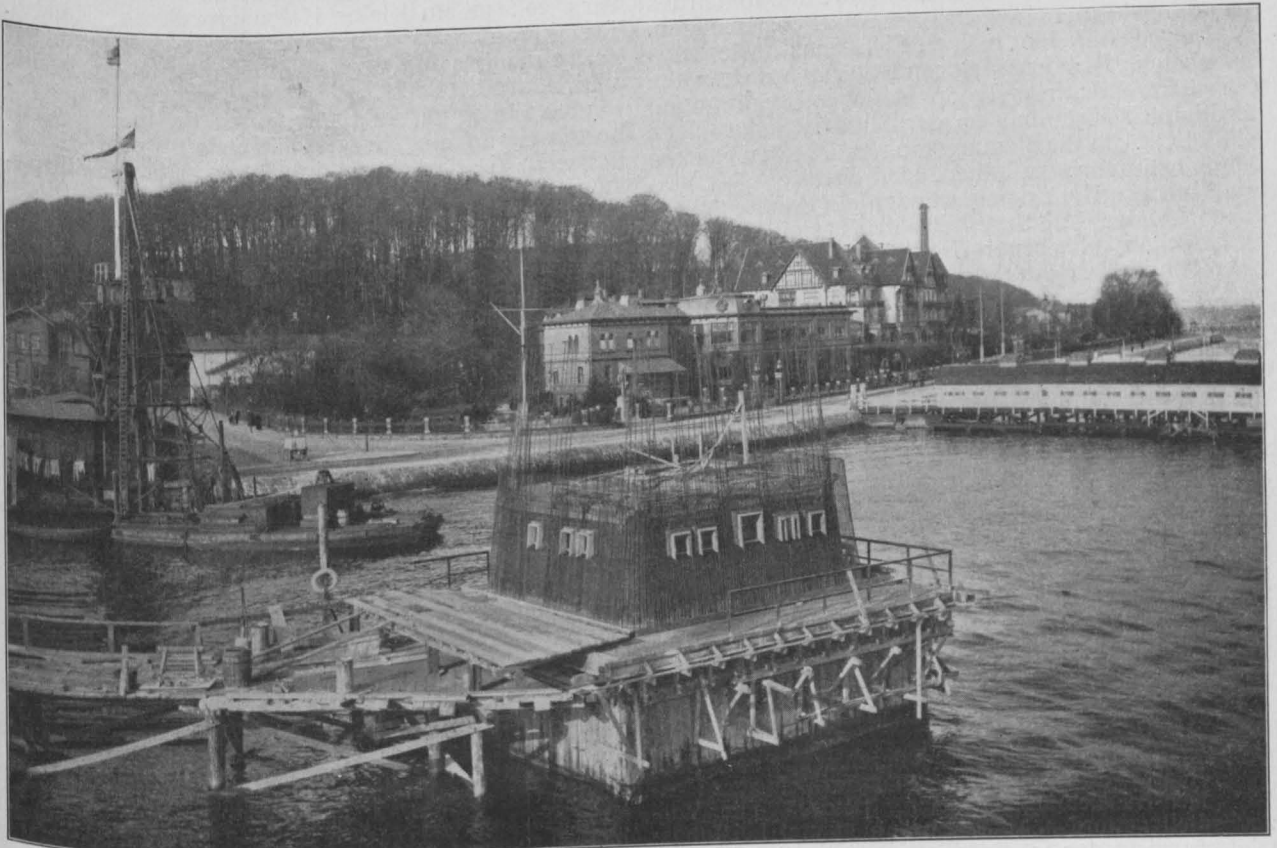


Abbildung 12. Blick auf den Turm und das Ufer. (Eiseneinlagen des Erdgeschosses in der Aufstellung.)

Türen, Fenster, sämtlicher Leitungen und der Inneneinrichtung sind beibehalten. Die Vorschläge der ausführenden Firma erstrecken sich auf die Ausbildung der Eisenbeton-Konstruktionen und auf die Gründung des Turmes. Die Abbildungen 1—7 geben einen Längsschnitt durch den Turm und zeigen die Grundrisse der verschiedenen Stockwerke.

Der Turm steht, wie aus der Abbildung 1 zu ersehen ist, auf einem Stampfbeton-Sockel, der zwischen Spundwänden im unteren, größeren Teil unter Wasser geschüttet, im oberen, kleineren Teil mit Wasserhaltung im Trockenen gestampft wurde. Der untere, geschüttete Teil wurde aus Zement-Traß-Beton unter Wasser mittels Schüttrichters hergestellt. Das Mischungsverhältnis betrug für diesen Beton 1 Teil Zement zu 0,8 Teilen Traß zu 8 Teilen Kiessand, während der im Trockenen gestampfte Beton im Verhältnis 1 Teil Zement zu 9 Teilen Kiessand zu 5 Teilen Granit-schotter gemischt wurde. Die Wasserhaltung für den oberen gestampften Teil ließ sich wegen des unmittelbar auf die Spundwand wirkenden Wasserdruckes nur mit einem schweren Pumpendampfer von 400 cbm stündlicher Leistung bewältigen; einige verhältnismäßig kleine, aber dem Wasser trotzdem zu viel Einlaß gewährende Undichtigkeiten in der Spundwand mußten vorher durch einen Taucher beseitigt werden.

Zum Schutz gegen den Wellendruck, der den in Höhe des Erdgeschoß-Fußbodens befindlichen Umlauf bei stark bewegter See beschädigen könnte, befindet sich am oberen Teil des Grundsockels ein Wellenbrecher aus Betonwerksteinen, der die Gewalt der sich brechenden Wogen abfängt und gleichzeitig zur architektonischen Gliederung des Sockels dient. Die Werksteine für diesen Wulst wurden in Formen, die mit Eisenblech beschlagen waren, am Ufer hergestellt und nach 4—5 wöchiger Erhärtung ordnungsmäßig versetzt. Eine gleichzeitige Herstellung des Wellenbrechers mit dem Betonsockel schien nicht ratsam, da eine gleich sorgfältige Schalung an Ort und Stelle bedeutend höhere Kosten verursacht hätte.

Die den Betonklotz umschließenden Spundwände wurden nach Fertigstellung des Turmes etwa 20 cm unter dem mittleren Wasserstand des Kieler Kriegshafens abgeschnitten. Der Rest verbleibt in fester Verbindung mit dem Bauwerk, um einem Unterspülen des Gründungskörpers in wirksamer Weise vorzubeugen.

Der gesamte Hochbau des Turmes besteht aus Eisenbeton. Aus dem gleichen Material bestehen alle Zwischenwände, Erker, Treppenanlagen, Umgänge und der kleine Turmaufbau an der Südwest-Ecke (siehe Abbild. 1). Um die Biegemomente in den Decken möglichst niedrig zu halten, sind letztere in Verbindung mit den Umfassungswänden als Rahmenträger durchgebildet. Auf diese Weise ließ es sich erreichen, alle Decken mit ebener Untersicht ohne Unterzüge bei mäßigen Betonstärken auszuführen. Die einzelnen Geschosse wurden hierbei als Zweigelenk-Rahmen aufgefaßt, und die Auflagerdrucke der oberen Geschosse jedesmal als äußere Kräfte für das darunter befindliche Geschoß eingeführt. Diese mehrgeschossige Rahmen-Ausbildung des Turmes wurde in der N.-S.-Ebene durchgeführt und die senkrecht zu dieser Ebene stehenden Kopfwände nur zum Abschluß der Rahmen mit der gleichen Bewehrung angeordnet. Die Decken erhielten in dieser letzteren Ebene nur eine genügende Anzahl Verteilungseisen. Der Turm wirkt mithin in der N.-S.-Ebene in denjenigen Teilen, die nicht durch Zwischenwände getrennt werden, wie ein mehrgeschossiger Rahmen-Binder, wobei die durch die Lichtöffnungen unterbrochenen Teile der Ständer des Rahmens durch

eine genügende Anzahl von Verteilungseisen auf die als eigentliche Rahmen wirkenden Parallelstreifen des Bauwerkes übertragen werden. Die Deckenstärken betragen 12,5—15 cm, die Abmessungen der Umfangswände 20—25 cm. Letztere mußten der hohen, infolge des Winddruckes entstehenden Biegespannungen wegen zum großen Teil doppelt bewehrt werden (siehe Abbildungen 8 und 9.)

Die Zwischenwände sind zum Teil 7, zum Teil 10 cm stark und ebenfalls auf beiden Seiten mit Eisen-Einlagen versehen (siehe Abbildung 10). Sämtliche Treppen sind freitragend in Eisenbeton-Konstruktion angeordnet und haben Terrazzo-Belag mit Metall-Vorstoßschienen erhalten. Auf den Umläufen sowie auf der oberen Plattform wurde ein 3 cm starker Asphaltbelag aufgebracht. Die Bedachungen des Turm-Aufbaues sowie des kleinen Erkers an der Ost-Seite wurden in Kupfer nach dem Verfahren Eberhardt in München ausgeführt.

Zum Schutz gegen Wärme-Verluste erhielten sämtliche Außenwände und die Decke des oberen Geschosses eine innere Bekleidung mit 50 mm starken Korksteinplatten. Diese Platten wurden gegen die fertige Schalung gestellt und der Beton unmittelbar dagegen gestampft. Zur besseren Verbindung zwischen Beton und Korksteinschicht dienen 6 Zoll lange Nägel, die vorher in genügender Anzahl von außen durch die Korksteinplatten getrieben waren und mit ihren umgebogenen Enden in den Beton eingreifen. Der auf diese Weise erzielte Zusammenhang zwischen Beton und Korksteinen ist außerordentlich gut.

Sämtliche Außenflächen des Turmes wurden steinmetzmäßig bearbeitet, und zwar wurden die Fenster-Umrahmungen und einzelne andere Bauteile scharriert, alle übrigen Sichtflächen dagegen gestockt. Der im Mischungsverhältnis 1 Teil Zement zu 4 Teilen Kiessand zu 2 Teilen rotem Granitsplitt hergestellte Beton der Umfangswände zeigt nach der steinmetzmäßigen Bearbeitung ein recht gutes Aussehen. Die Flächen sind in Form und Farbe völlig gleichmäßig und bringen das Bauwerk gut zur Geltung.

Als Schalung für die Außenflächen wurden durchweg gehobelte und gespundete Bretter verwendet.

Der Turm befindet sich etwa 60 m von dem Bohlwerk entfernt im Kieler Hafen unweit des Kaiserl. Yachtklubhauses. Um die Zufuhr der Baustoffe zur Verwendungsstelle bequem zu ermöglichen, mußte eine Hilfsbrücke errichtet werden, wobei der ausführenden Firma gestattet war, einen Teil der benachbarten alten Anlegebrücke mit zu benutzen. Sämtliche für die Betonbereitung erforderlichen Zusatzstoffe einschließlich des Zementes wurden auf dem Wasserwege herbeigeschafft, an dem Bohlwerk gelöscht und auf dem zunächst gelegenen Ufergelände mittels Kraftbetrieb zu Beton verarbeitet. Die Zufuhr des fertigen Betons erfolgte alsdann über die Hilfsbrücke zum Turm, wo ein kleiner Benzinmotor zum Hochziehen der Betonmasse verwendet wurde.

Die Abbildungen 11 bis 13 zeigen die fertig gerammte Spundwand mit einem Teil der Schalung für den Umgang am Erdgeschoß, die Eiseneinlagen des Erdgeschosses, sowie den nahezu im Rohbaufertigen Turm. Die Abbildung 14 gibt ein Bild des fertigen Turmes mit dem eingebauten Signalmast.

Mit den Bauarbeiten wurde im Anfang Mai 1912 begonnen, am 1. März 1913 war das Bauwerk im Rohbau fertig gestellt. Die örtliche Bauleitung lag in Händen des Reg.-Bmstrs. Blaich vom Marine-Garnison-Bauamt in Kiel, während die Oberaufsicht über den Bau der Marine-Intendantur-Baurat Hagen von der Kaiserlichen Marine-Intendantur Kiel führte. —

Der Betonbau auf der Internationalen Baufach-Ausstellung in Leipzig 1913.

Dem Betonbau und im Besonderen seiner modernen Abart, dem Eisenbeton, ist auf der Leipziger Bau-fach-Ausstellung vor anderen Bauweisen der Vorzug zuteil geworden, seine Bedeutung und Leistungsfähigkeit nicht nur in einer interessanten Sonder-Ausstellung zeigen, sondern auch zugleich im Ausstellungs-

Gebiet Bauten schaffen zu dürfen, die nach Anlage und Ausführung der praktischen Anwendung des Betons entsprechen, zum Teil auch als dauernde Bauwerke erhalten bleiben sollen. Zu den letzteren gehört die monumentale „Betonhalle“, die gleichzeitig die Ausstellung des „Deutschen Beton-Vereins“, des „Vereins Deutscher

Abbildung 8.

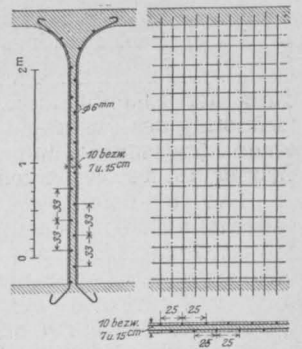
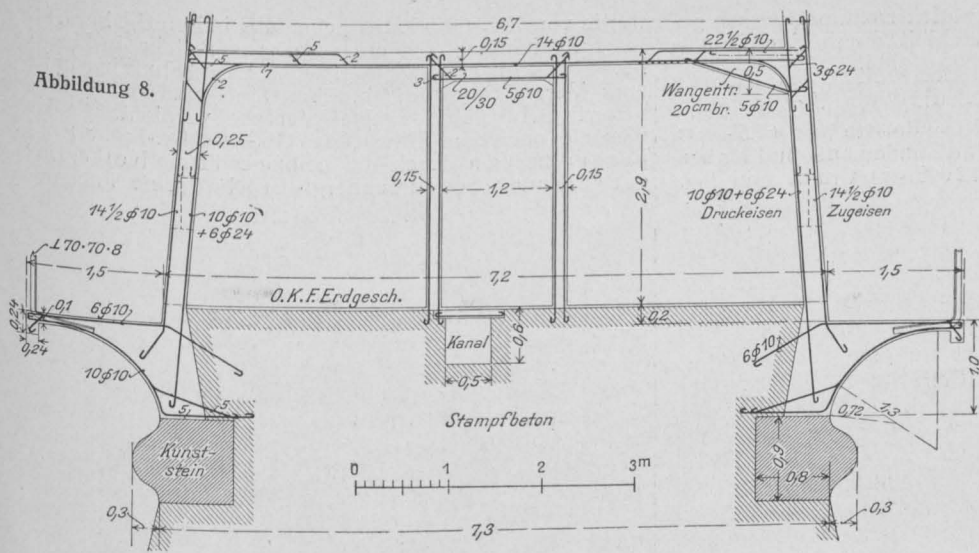


Abbildung 10.
Bewehrung der inneren
Zwischenwände
(Maßstab 1:80).

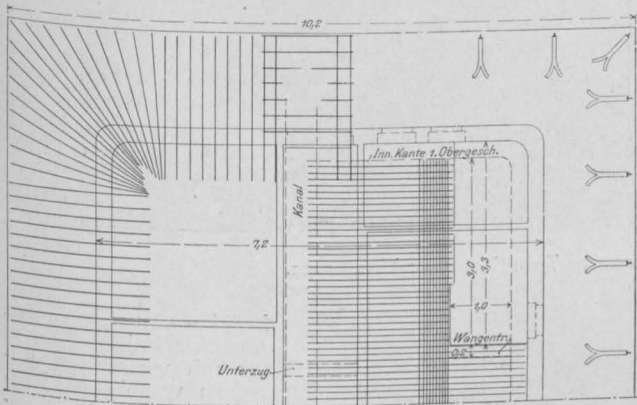
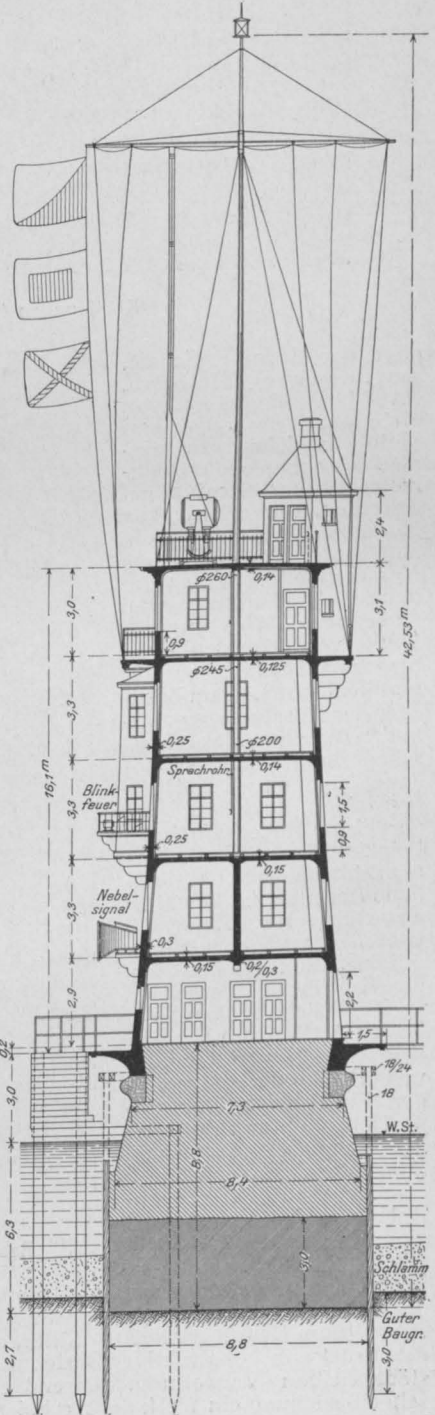


Abbildung 8
(oben).
Querschnitt
durch das Erd-
geschöß mit
Eintragung der
Eisen-Beweh-
rung (1:80).

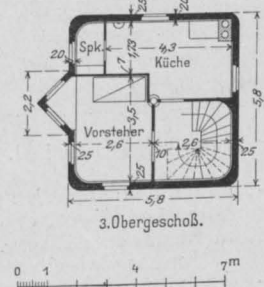
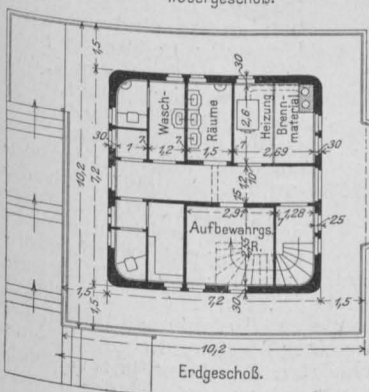
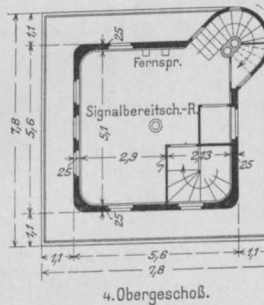
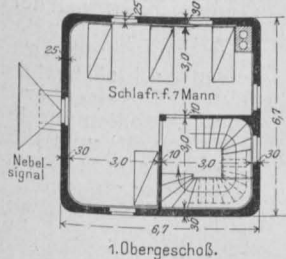
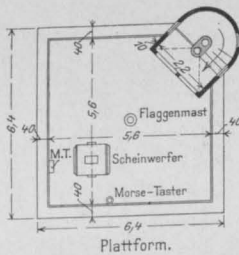
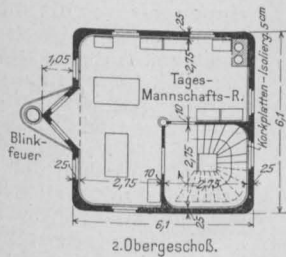
Abbildung 9
(links).
Halber Grund-
riß des Erdge-
schosses. Be-
wehrung der
Plattform und
der Decke
(1:120).



Abbildungen
2-7 (links).
Turmgrund-
risse in verschie-
denen Höhen
(Maßstab 1:250).

Abbildung 1
(rechts).
Längsschnitt
1:250.

Beobachtungs-
und Signalturm
im Hafen zu Kiel.
Ausführung in
Eisenbeton einsch-
l. der Gründungs-
arbeiten: Hüser & Cie.
in Oberkassel
bei Bonn.



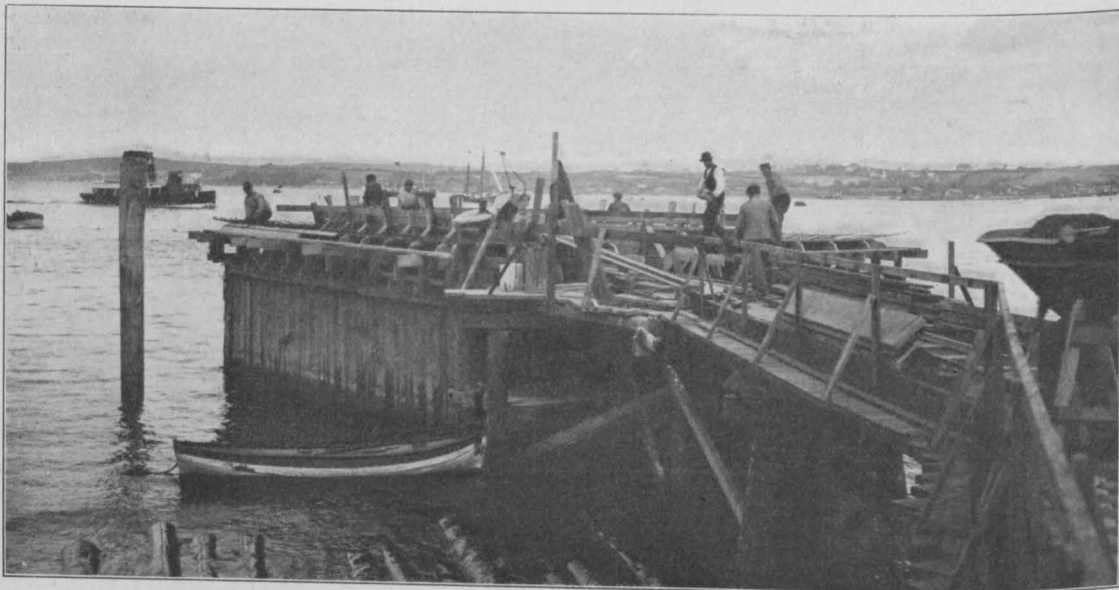
Portland-Cement-Fabrikanten“ und des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“ aufnimmt, ferner die Brücke im Zuge der großen Prachtstraße des 18. 6. September 1913.

Oktober. Und hinter dieser Brücke, die den 4gleisigen Einschnitt der Leipzig-Hofer-Eisenbahn überspannt, erhebt sich, außerhalb des Ausstellungsgebietes, in mäch-

tiger Wirkung das Völkerschlacht-Denkmal, dessen gewaltige Massen, allerdings umhüllt durch eine Granit-schale, ebenfalls in Beton gebildet sind.

Es würde kaum möglich gewesen sein, diesen Bau, der einschließlich der Fundamente eine Gesamthöhe von 94 m besitzt, auf einer Grundplatte von 67,5 · 80 m, also 5400 qm Fläche, ruht und an Fundament- und Mauer-Massen 132000 cbm, davon 12,000 cbm Granit und Por-

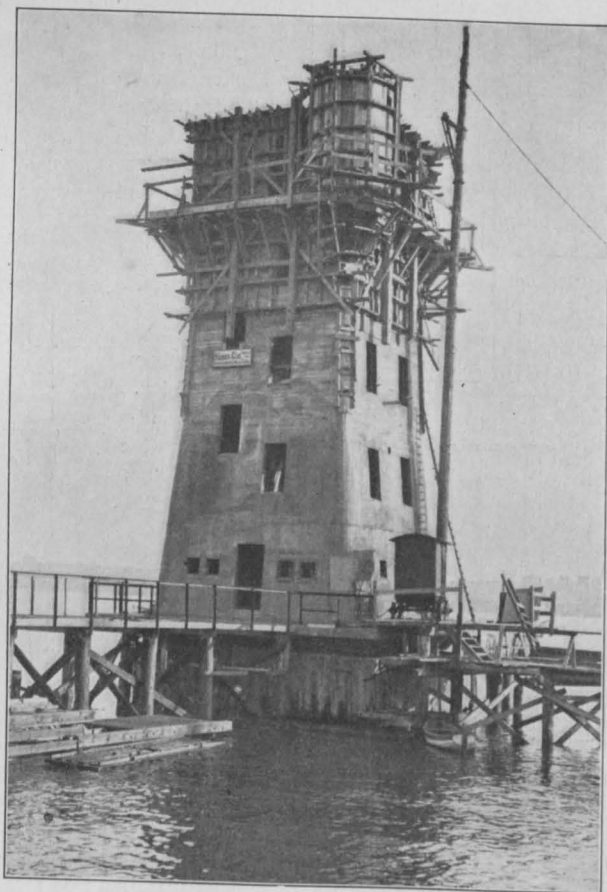
wurde von Brt. Otto Enke, ebenfalls in Leipzig, bewirkt. Es sei hier gleich einer weiteren Brücke in Eisenbetongedacht, die über denselben Eisenbahn-Einschnitt zum Vergnügungspark hinüber führt und durch ihre neuartige Ausbildungsweise Interesse verdient. Es ist dies die nach dem Entwurf des Ob.-Brts. Dr.-Ing. v. Emperger in Wien durch die Leipziger Firma Kell & Löser erbaute „Schwarzenberg - Brücke“, eine Fußgän-



Abbildungen 11 und 15. Ausführung des Turm-Unter- und Aufbaues.

phyr der äußeren Schale, sonst durchweg Kiesbeton, enthält, in einem anderen Material mit den gegebenen Mitteln ausführen zu können. Der Schöpfer des Denkmals, Bruno Schmitz, hat daher auch kein Bedenken getragen, den Beton — wohl zum ersten Male bei einem Monumentalbau dieser Bedeutung — als Baumaterial zu benutzen. Wir haben das Werk vom konstruktiven Standpunkt aus schon früher veröffentlicht¹⁾. Dem Besucher der Ausstellung geben in der Abteilung des „Deutschen Beton - Vereins“ Modelle, Zeichnungen und Photographien, ausgestellt von der Firma Rudolf Wollé in Leipzig, die mit Ausnahme der Bildhauerarbeiten sämtliche Arbeiten am Denkmal ausgeführt hat, Aufschluß über den auch konstruktiv interessanten Aufbau und die Ausführung desselben.

Die Brücke in der „Straße des 18. Oktober“ hat eine Breite von 24 m erhalten, davon je 5 m für die beiderseitigen Bürgersteige. Der große Höhen-Unterschied zwischen dem Gelände vor und hinter der Bahn wird durch eine monumentale Treppen-Anlage in Verbindung mit einer Rampe überwunden²⁾. Die Konstruktion ist in Eisenbeton und zwar in Form durchgehender Balkenträger auf 4 Stützen von 52 m Länge ausgebildet (16 Stück). Die mittlere Oeffnung hat 20 m Stützweite. Der Entwurf der Brücke in konstruktiver Beziehung stammt von der städt. Tiefbau - Verwaltung, während er in architektonischer Beziehung ein Werk der Arch. kgl. Brte. Weidenbach & Tschammer in Leipzig ist. Die Ausführung



Beobachtungs- und Signalturm im Hafen zu Kiel.

gerbrücke von 5 m Breite, die den Einschnitt mit einem Bogen mit verlorenen Widerlagern von 42,4 m Lichtweite übersetzt. Die Brückenbahn wird von zwei Bogenrippen getragen, die im Scheitel nur 30/50 cm Querschnitt besitzen. Auf sie stützt sich die Fahrbahn mit einem leichten Rahmenwerk. Als Belastung sind der Berechnung 500 kg/qm zugrunde gelegt. Die Balken der Fahrbahn sind mit nietlosen Gitterträgern der Fabrik „Nietlose Gitterträger A.-G.“ in Düsseldorf bewehrt, die Bogenrippen nach der neuen v. Emperger'schen Bauweise mit „umschnürtem Gußeisen“; d. h. sie bestehen aus einem Gußeisenkern (hier aus 2 C-Profilen von je 40 qcm Querschnitt), umschnürt mit 3 mm starkem Stahldraht, das Ganze eingehüllt in Beton. Zur Aufnahme von Zugspannungen, die bei exzentrischer Belastung entstehen können, sind außerdem längs der Leibungen noch je 4 Rundeseisen von 15 mm Durchm. hinzugefügt. Die Tragfähigkeit dieser Druckglieder beruht in erster Linie auf dem Gußeisen; dem Beton fällt hauptsächlich die Aufgabe der Versteifung derselben zu, und damit er nicht vorzeitig unter der Last abfüllen kann, wird er umschnürt. Es handelt sich daher mehr um eine Eisen- als um eine Betonkonstruktion, wie v. Emperger selbst in seiner Veröffentlichung „Neue Bogenbrücken aus umschnürtem Gußeisen“³⁾ hervorhebt. Bezüglich der besonderen statischen und wirtschaftlichen Vorteile, die sich der Erfinder von dieser neuen Bauweise verspricht, sei auf die erwähnte Veröffentlichung hinge-

¹⁾ Vergl. „Mitteilungen über Zement, Beton- und Eisenbetonbau“, Jahrg. 1907, S. 33 ff.

²⁾ Vergl. die Abbildung „Deutsche Bauztg.“ 1913, S. 581.

³⁾ Vergl. die Besprechung dieses Werkes in den „Mitteilungen“ Jahrg. 1913, No. 14, Seite 112.

wiesen. Das Bauwerk macht einen außerordentlich leichten Eindruck und hat durch Brt. Frhrn. von Kraus in Wien eine einfache, gefällige Ausgestaltung erhalten. Pläne, Zeichnungen und Photographien der Brücke sind durch v. Emperger im Ausstellungsgebäude des österreichischen Staates und in der wissenschaftlichen Abteilung, Ingenieurwesen, ausgestellt.

Der Pavillon des österreichischen Staates ist ebenfalls als ein Betonbau zu bezeichnen, denn seine Wände sind in Beton-Winkelhohlsteinen, in einer der Firma Janesch & Schnell in Wien patentierten Bauweise ausgeführt. Das Dach ist allerdings in Eisen hergestellt und mit Ziegeln gedeckt.

Eine hervorragende Lage hat die „Betonhalle“ erhalten als Abschluß der großen, das Ausstellungs-Gelände durchziehenden Querstraße, der Lindenallee, die im Grunde den Hauptverkehr der Ausstellung aufnimmt, da die Verbindungen der Ausstellung mit der Stadt es mit sich bringen, daß wohl die Mehrzahl der Besucher den Eingang von der Raitzenheimer-Straße wählt. Nach Durchschreiten der Eingangshalle hat man dann gleich den Blick auf den Kuppelbau der Betonhalle.

Auch dieser Bau, ein Werk von Prof. Kreis in Düsseldorf in architektonischer, der Firmen Rud. Wolle und Kell & Löser in Leipzig in konstruktiver Beziehung und in der Ausführung, ist schon früher, nach dem Entwurf, von uns besprochen und in Abbildungen dargestellt worden⁴⁾. Vornehmer Ruhe zeichnet den in klassizistischen Formen gehaltenen Bau aus, der sich breit der Lindenallee vorlagert. Er besteht aus einem kuppelgekrönten mittleren Rundbau von etwa 45 m Durchm., dessen Kern ein Kuppelbau bildet von 30 m Durchmesser und 28 m Höhe bis zum 9 m weiten oberen Druckring der Kuppel. Die niedrigeren Umgänge, welche die Kuppel umgeben, leiten zu den rechteckigen Seitenflügeln

von je rd. 40 m Länge und 22 m Tiefe über. Dem Rundbau ist eine Säulenhalle mit breiter Freitreppe vorgelagert, nach hinten schließt sich ein monumentales Treppenhaus an und hinter diesem ein Anbau in Eisen für die Kunst-Ausstellung. Weitere Treppen führen an den Enden der Seitenhallen zu deren Galerien empor; die Umgänge des Kuppelbaues sind zweigeschossig. Mittelbau und rechte Seitenhalle sind unterkellert. Die beiden Seitenhallen sind konstruktiv verschieden ausgebildet, die rechte dreischiffig (Mittelschiff 10,5 m weit) mit durchlaufender Decke, zweigeschossig in den Seitenschiffen, die linke mit einer einzigen Decke zwischen 24 m weit gespannten Zweigelenk-Rahmenbindern überspannt. Auch hier sind die Seitenteile zweigeschossig, aber derart ausgebildet, daß später eine Verschmälerung der Galerie um die Hälfte erfolgen kann, derart, daß die verbleibende Galerie nur noch von den aus den Bindern vorgestreckten Konsolen getragen wird. Die 30 m weit gespannte Kuppel wird lediglich von

16 Eisenbeton-Wandsäulen getragen. Sie ist frei auf den zwischen die Säulen eingefügten Zwischenkonstruktionen, Architrav mit Sims und Fries, aufgelagert, ist also in ihrer Bewegungsfreiheit nicht behindert. Sie besteht aus einem unteren Zugring, 16 Rippen und oberen Druckring. Die Rippen stützen sich gelenkartig gegen den Zugring, sind aber mit dem Druckring starr verbunden. Zwischen die Rippen sind Zwischenringe gespannt, auf denen 8 cm starke Eisenbetonplatten gelagert sind. Die Decken in dem Kuppelumgang haben 7 m Spannweite. Sie sind mit ebener Untersicht, im Erdgeschoß z. T. als Hohldecken, im Obergeschoß mit über der Decke liegenden Balken ausgeführt. Im

Vorraum über der Vorhalle, der eine etwas reichere Ausstattung erhalten hat, ist die Decke 11 m weit gespannt und profiliert. Die inneren Oberlichter sind im ganzen Bau mit gekreuzten Eisenbeton-Rippen hergestellt.

Die Vorhalle ist im Äußeren steinmetzmäßig bearbeitet. Im Inneren wird der Beton im Allgemeinen frei gezeitigt, wie er aus der Schalung kommt; durch Vorsatzbeton in verschiedener Struktur und Farbe, erzielt durch verschiedenartige Zuschläge zerklüftertes Steinmaterial, wird ein Eindruck erreicht, der sich in dem mächtigen Kuppelbau zu monumentaler Wirkung steigert. Ein hoher Puttenfries und eine schuppenartige Behandlung der Kuppelfläche (bewirkt durch Einlegung von Holzformen beim Stampfen), ein Fußboden aus Kunststeinfliesen und ein Kunststein-Brunnen in der Mitte, von E. Schwenk in Ulm, tragen zur Belebung des Raumes bei. Die hellen Töne des Vorraumes sind durch Verwendung von „weißem Sternzement“ erzielt. Die Freitreppen sind in Muschelkalkbeton-Kunststeinstufen von dem Hydro-Sandsteinwerk Schulze & Comp. in Leipzig hergestellt.

Die Baukosten der „Betonhalle“ haben nicht weniger als 800 000 M. betragen.

Davon sind 300 000 M. durch die Stadt Leipzig gedeckt, in deren Besitz die Halle später übergeht, 100 000 M. durch Platzmiete durch die ausstellenden Mitglieder des „Deutschen Beton-Vereins“, 75 000 M. durch den „Verein Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten“ (25 000 M. durch Barbeitrag, 50 000 M. durch Zementlieferung). Die Bauausstellung zahlt für die Mitbenutzung der Halle für Ausstellungszwecke 75 000 M. und die i. J. 1914 zu veranstaltende Ausstellung für Buchgewerbe 100 000 M. Im übrigen ist die Halle Ausstellungsgegenstand der genannten beiden Firmen. Der Bau ist in außerordentlich kurzer Frist und unter recht ungünstigen Verhältnissen hergestellt worden, da die endgültige Entschließung über die Ausführung erst Ende Oktober 1912 gefaßt worden ist und Schnee, starke Kälte bis zu 10° C. und Arbeiter-Schwierigkeiten im Wege standen. Die gesamten Betonierungs-Arbeiten waren aber schon Mitte Februar 1913 beendet, der innere Ausbau war Mitte April fertig gestellt. Die „Betonhalle“ bildet in der Entwicklung des Betonbaues ein Werk von bleibendem Wert. —

(Fortsetzung folgt.)



Beobachtungs- und Signalturm im Hafen zu Kiel. Abb. 14. Fertiger Turm.

⁴⁾ Vergl. „Mitteilungen“ Jahrg. 1912, S. 169.

$$\sigma_{b_1} = \frac{56}{15(135-56)} \cdot 1000 = 47,3 \text{ kg/qcm},$$

$$\sigma'_e = \frac{56 - 4,5}{135 - 56} \cdot 1000 = 655 \text{ kg/qcm}.$$

Spannung aus der Längskraft N : $\sigma_{b_2} = \frac{N}{F} = 4,2 \text{ kg/qcm}.$

Es wird also an dieser Stelle: $\sigma_b = \sigma_{b_1} + \sigma_{b_2} = 51,5 \text{ kg/qcm}.$

Angesichts dieser hohen Druckspannung ist allerdings zu berücksichtigen, daß die der Berechnung zugrunde gelegten, der allgemein üblichen Berechnungsweise entsprechenden Voraussetzungen an sich zu größeren Biegemomenten und damit Spannungen in der Feldmitte führen, als sie in Wirklichkeit auftreten. Die Voute und die notwendige Verstärkung in der Rahmen-Ecke führt hier zu einem außerordentlich großen, beiderseits langsam abfallenden Trägheitsmoment, welches mehr als das Zehnfache der der Berechnung zugrunde liegenden Werte J und J' beträgt (vergl. Abbildung 17).

Die Folge dieser fast starren Ausbildung in der Rahmen-Ecke ist eine geringere Durchbiegung und mit der Abnahme der Kontingenzwinkel der Biegungskurve auch eine Verkleinerung der Feldmomente, so insbesondere desjenigen in Feldmitte. Die nachstehende, genaue graphische Untersuchung ermittelt die Einflußlinie für den Horizontalschub auf Grund des Verfahrens der Stabzug-Verschiebungspläne. Es werden hierzu zunächst die Kurven aufgetragen (s. Abbildung 17), die den Verlauf der Trägheitsmomente der einzelnen Querschnitte der Fahrbahn und Widerlager und jener Biegemomente angeben, wie sie unter Wirkung eines nach außen gerichteten Horizontalschubes von der Größe von 1000000 kg entstehen. Posten und Balken sind in einzelne Abschnitte ds , hier 23 von der Länge 1,2 bzw. 1,1 m, geteilt. In der Tabelle I werden in der ersten Spalte die sich auf die einzelnen Abschnittsmitten beziehenden Werte

Tabelle I.

Ab-schnitt	$\frac{M}{J} \cdot ds$ kg/qcm	$\sum \frac{M}{J} \cdot ds$ kg/qcm	$(\sum \frac{M}{J} \cdot ds) \cdot ds$ kg/cm	$\frac{N}{F} \cdot ds$ kg/cm
1	+ 17,25			1375
2	+ 18,00	35,30	3 882	"
3	+ 19,00	54,30	5 980	"
4	+ 20,50	74,80	8 230	"
5	+ 21,60	96,40	10 600	"
6	+ 23,40	119,80	13 350	"
7	+ 25,70	145,50	16 000	"
8	+ 27,50	173,00	19 030	"
9	+ 28,80	201,80	22 200	"
10	+ 32,50	234,30	25 820	"
11	+ 34,00	268,30	29 600	"
12	+ 34,00	302,30	33 300	"
13	+ 30,40	332,70	36 600	"
14	+ 21,70	354,40	39 100	"
15	+ 10,20	364,60	40 200	"
16	+ 3,20	366,80	40 400	"
17	+ 2,64	369,50	40 600	"
18	+ 2,62	372,10	44 700	"
19	+ 2,52	374,60	45 000	"
20	+ 8,16	382,80	45 900	"
21	+ 5,64	388,40	46 600	"
22	+ 3,36	391,80	47 000	"
23	+ 1,13	392,90	47 200	"

$\frac{M}{J} \cdot ds$ aufgeschrieben. In der zweiten Spalte sind von Abschnitt 1 ausgehend die die Zahlen bis zu dem betreffenden Abschnitt umfassenden Summen $\sum \frac{M}{J} \cdot ds$, in der dritten Spalte endlich die Produkte $(\sum \frac{M}{J} \cdot ds) \cdot ds$ angegeben.

$\sum \frac{M}{J} \cdot ds$ sind die Drehungen, die die einzelnen Stab-Elemente im Raum infolge der Momente ausführen (siehe Müller-Breslau, Bd. II, 2. Abt., Abschn. VII). Die den Drehungen entsprechenden, senkrecht zur Stabachse erfolgenden Verschiebungen sind Winkel mal Hebelarm oder

$$(\sum \frac{M}{J} \cdot ds) \cdot ds.$$

Die Längskraft N tritt nur im Balken auf und ist gleich der Größe H oder 1000000 kg. Nimmt man jetzt den Abschnitt 1 als in seiner Lage verbleibend an, so gibt die Aneinanderreihung der Einzelverschiebungen $(\sum \frac{M}{J} \cdot ds) \cdot ds$ die Verschiebung eines jeden Punktes von

1 bis 23. Da die Längskraft N nur in ihrer die Fahrbahn verlängernden Gesamtwirkung zum Ergebnis beiträgt, so bildet man unter Annahme eines mittleren Querschnittes der Fahrbahn von 80 000 qcm den Wert

$$\Delta l = \frac{N l}{F 2} = \frac{1 000 000 \cdot 1785}{80 000} = 22 400 \text{ kg/cm}$$

und trägt denselben vor Punkt 18 nach links wagrecht auf. Der Verschiebungsplan ist mit der aus ihm folgenden Biegelinie in Abbildung 17 aufgetragen. Abbildung 18 gibt nochmals die aus Abbildung 11 bekannte Einflußlinie für das Moment in Rahmen-Ecke nach dem gebräuchlichen Verfahren berechnet, im Vergleich mit der genaueren nach dem Stabzug-Verschiebungsplan-Verfahren.

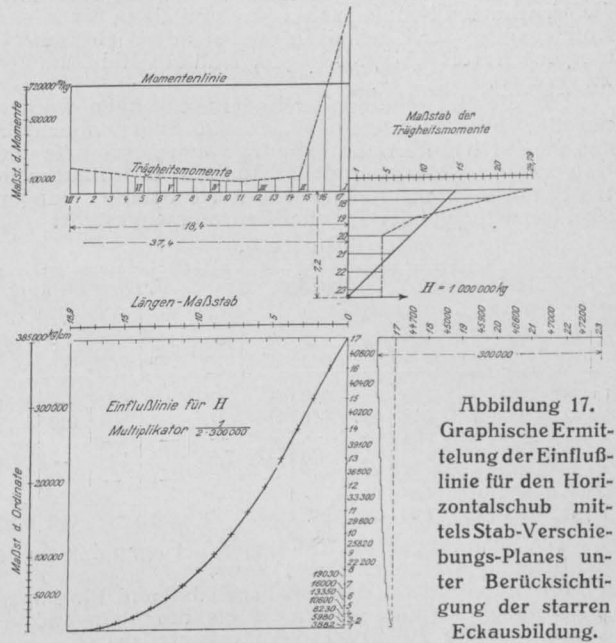


Abbildung 17. Graphische Ermittlung der Einflußlinie für den Horizontalschub mittels Stab-Verschiebungs-Planes unter Berücksichtigung der starren Eckausbildung.

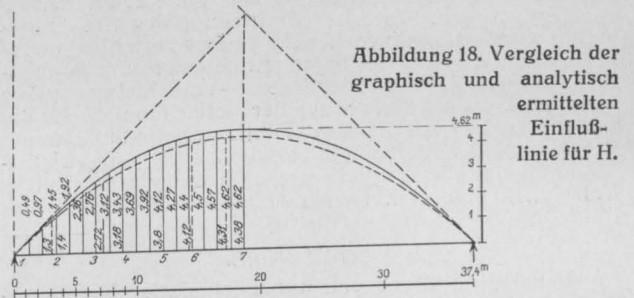


Abbildung 18. Vergleich der graphisch und analytisch ermittelten Einflußlinie für H.

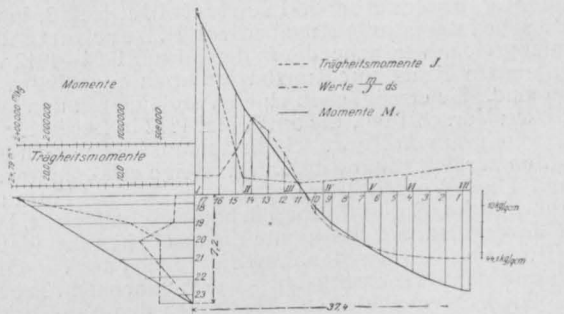


Abbildung 19. Graphische Ermittlung der Durchbiegungs-Kurven mittels Stab-Verschiebungs-Planes.

ren ermittelten. Die Ordinaten der Abbildung 17 sind mit der Pfostenhöhe 7,2 m zu multiplizieren und durch die wagrechte Verschiebung des Gelenkpunktes zu dividieren. Letztere beträgt 300 000 kg/qcm oder, wenn man noch mit E dividiert, rd. 2 cm.

Der Pfeil der Einflußkurve beträgt somit nach Abb. 17:

$$f = \frac{385\,000}{300\,000 \cdot 2} \cdot 7,2 = 4,62.$$

Der früher analytisch ermittelte Wert ist 4,38. Die Momente in Feldmitte werden, wie der Vergleich der graphisch mit jener früheren analytisch ermittelten beweist, etwa 5 % kleiner, infolge der starrer Verbindung in der Rahmen-Ecke.

Die Ermittlung der Querkräfte ist statisch bestimmt; die errechneten Schubspannungen und die notwendigen Aufbiegungen der Längseisen, die aus der Ueberschreitung des Wertes 4,5 kg/qcm folgen, sind aus Abbildung 15 zu ersehen.

Für die Berechnung der Bodenpressungen wurden nur die senkrechten Kräfte als wirksam angenommen, da der alte durch hinterramte Spundwände geschützte und festgelagerte Widerlagerteil ein Ausweichen im wagrechten Sinne verhindert. Die Größtwerte der Spannungen sind in nachfolgender Tabelle II zusammengestellt:

Tabelle II.

Punkt	Mittelbalken				Randbalken				Fußwegbalken			
	σ_b kg/qcm	σ_{ed} kg/qcm	σ_{ez} kg/qcm	τ_o kg/qcm	σ_b kg/qcm	σ_{ed} kg/qcm	σ_{ez} kg/qcm	τ_o kg/qcm	σ_b kg/qcm	σ_{ed} kg/qcm	σ_{ez} kg/qcm	τ_o kg/qcm
1	28,3	790	—	2,60	26,5	850	—	2,26	38,6	907	—	3,74
2	47,2	955	625	2,10	49,1	980	655	4,47	47,4	880	610	7,46
3	25,8	525	320	5,94	—	—	—	—	—	—	—	—
4	28,8	565	—	8,22	40,1	870	—	7,50	27,8	745	—	7,04
5	46,1	780	615	6,28	—	—	—	—	—	—	—	—
6	47,9	950	625	4,85	—	—	—	—	—	—	—	—
7	51,5	1000	655	1,44	46,2	995	—	0,98	53,7	952	690	0,95

Die Spannungen im Widerlager betragen bis zu 44, die Bodenpressungen bis zu 3 kg/qcm.

Um zu verhüten, daß das Fahrbahnband für den zu Schiff ankommenden Beschauer als durchhängend erscheint, mußte die Brücken-Unterkante anstatt genau wagrecht mit einem kleinen Gefälle nach den Seiten zu angelegt werden. Zwecks Ermittlung des Steigungsmaßes wurde deshalb vorher die genaue Durchbiegungslinie unter Wirkung des Eigengewichtes graphisch ebenfalls nach dem Verfahren der Stabzug-Verschiebungspläne berechnet. Es wurden die aus der statischen Berechnung bekannten, sich auf die ganze Fahrbahn, also auf 2 Rand-, 2 Fußweg-, 3 Mittelbalken beziehenden Eigengewichtsmomente und die Trägheitsmomente aufgetragen und in Tabelle III eingesetzt. Genau wie oben werden die Werte

Vermischtes.

Ueber die Prüfung von Kunststeinplatten für Bürgersteige enthalten die „Mitteilungen“ des kgl. Material-Prüfungsamtes Berlin-Lichterfelde, Heft 3, Jahrg. 1913 sehr interessante Angaben von H. Burchartz über umfangreiche Versuche, die in den Jahren 1904—1912 von genanntem Amte mit Kunststeinplatten angestellt worden sind. Sie ermöglichen einen Vergleich mit den technischen Vorschriften, die am 3. Mai 1912 in Berlin für die Verwendung von Kunststeinplatten anstelle von Granitplatten zur Befestigung der Bürgersteige erlassen worden sind. Diese Vorschriften erstrecken sich auf Form und Größe, Dicke, Material, Oberflächen-Beschaffenheit, Herstellungsweise und bestimmte Eigenschaften der Platten im Alter von 3—4 Monaten. Einen Vergleich der Vorschriften und der Versuchsergebnisse gibt nebensteh. Tabelle.

Die Versuche bleiben also hinter den Vorschriften etwas zurück, es ist aber zu berücksichtigen, daß sie sich z. T. auf noch nicht erprobte Materialien, z. T. auch auf zurückgewiesene Platten erstrecken, wodurch die Mittelwerte gedrückt werden. Verfasser hält daher die Berliner Vorschriften für im Allgemeinen wohl geeignet, aber doch einige Erleichterungen für die Erzeuger auf Grund der Versuchsergebnisse für erwünscht. Das bezieht sich namentlich auf die Vorschrift der Abnutzbarkeit unter der Schleifscheibe. Hier hat kaum $\frac{1}{3}$ aller untersuchten Platten den Berliner Vorschriften genügt, während unter dem Sandstrahlgebläse fast $\frac{3}{4}$ derselben geringere Abnutzung als nach den Vorschriften zeigte. Burchartz hält daher für die Schleifscheibe auch 25 % für unbedenklich. Die Festlegung eines Mindestwertes für das spezif. Gewicht erscheint dem Verfasser ferner überflüssig, da dieses sehr wenig oder fast garnicht ausschlaggebend sei für die Güte des Materiales, namentlich wenn es sich, wie bei den

$\frac{M}{J} \cdot ds$, $\Sigma \frac{M}{J} \cdot ds$ und $\left(\Sigma \frac{M}{J} \cdot ds\right) \cdot ds$ für die einzelnen Abschnitte, ebenso die Werte $\frac{N}{F} \cdot ds$, die den Anteil der Längskräfte an der Verschiebung darstellen, gebildet und mit ihrer Hilfe der in Abbildung 19 dargestellte Stabzug-Verschiebungsplan und die Durchbiegungslinie des Balkens gezeichnet. Die Ordinaten der Durchbiegungskurve sind mit dem Multiplikator $\frac{1}{E}$ zu multiplizieren. Für den Wert $E = 140\,000$ kg/qcm erhält man die Durchbiegung in Feldmitte von $f = \frac{429\,000}{140\,000} = 3$ cm.

Die Ueberhöhung des Lehrgerüsts in der Mitte wurde mit 4 cm angenommen (vergl. die Abb. im Schlußaufsatz).

Tabelle III.

Ab-schnitt	$\frac{M}{J} \cdot ds$ kg/qcm	$\Sigma \frac{M}{J} \cdot ds$ kg/qcm	$\left(\Sigma \frac{M}{J} \cdot ds\right) \cdot ds$ kg/cm	$\frac{N}{F} \cdot ds$ kg/cm
1	+44,10	88,11	9 692	34,7
2	+44,00	131,45	14 460	"
3	+43,34	174,15	19 154	"
4	+42,68	215,38	23 692	35,3
5	+41,25	253,88	27 927	"
6	+38,50	288,64	31 715	37,8
7	+34,76	318,77	35 065	"
8	+30,13	342,97	37 727	"
9	+24,20	356,72	39 239	48,1
10	+13,75	350,89	38 598	43,1
11	— 5,83	324,49	35 694	38,7
12	— 26,40	283,68	31 205	36,6
13	— 40,81	232,93	25 622	34,0
14	— 50,75	205,35	22 598	26,1
15	— 27,58	193,15	21 247	16,8
16	— 12,20	180,89	19 898	12,5
17	— 12,26	167,26	20 071	11,0
18	— 13,63	153,47	18 416	25,0
19	— 13,79	153,47	18 416	33,4
20	— 37,49	115,98	13 918	36,2
21	— 26,64	98,34	10 721	43,1
22	— 15,92	73,42	8 810	46,0
23	— 5,39	68,05	8 164	"

Für die Durchbiegungen infolge der Temperatur-Änderung kann die in Abbildung 17 gezeichnete Durchbiegungslinie für $H = 1\,000\,000$ kg benutzt werden. Da

$$H_t = \frac{14\,400}{7,2} = 2000 \text{ kg, so ist der Multiplikator für die Durchbiegungen infolge Temperaturwechsel } \pm 30^\circ \text{ C:}$$

$$\frac{2000}{1\,000\,000} \cdot E = 1,4 \cdot 10^{-8}.$$

(Schluß folgt.)

Berliner Vorschriften			Im Mat.-Prüf.-Amt ermittelt. (Mittelwerte)
1.	Wasseraufnahme der trockenen Platte bis zur Sättigung, vom Trockengewicht nicht mehr als	2,5 %	3,8 %
2.	Spezif. Gewicht der trockenen Platte nicht kleiner als	2,55	2,63 (Decklage)
3.	Dichtigkeitsgrad*) der Decklage nicht kleiner als	0,925	0,880
4.	Biegefestigkeit der trockenen Platte (von 35cm Kantenlänge) bei 30cm Stützweite nicht unter	50 kg/qcm	48 kg/qcm
5.	Abschleifbarkeit nach dem Bauschinger'schen Verfahren bei 50 qcm Schleiffläche, 30 kg Belastung, 440 Umdrehungen nicht mehr als	0,20 ccm auf 1 qcm	0,25 ccm/qcm
6.	Materialverlust unter Sandstrahlgebläse auf Kreisfläche von 28 qcm einer trockenen Platte während 2 Minuten mit 3 Atm. Dampfdruck, für 1 qcm Fläche nicht über	0,25 ccm	0,25 " "

*) Dichtigkeitsgrad $d = \frac{r}{s}$, worin r = Raumgewicht, s = spezif. Gewicht.

Berliner Vorschriften, auf die ganze Platte bezieht, statt nur auf die Deckschicht. Burchartz hält statt dessen für zweckmäßiger, einen bestimmten Sollwert für das Raumgewicht einzuführen, da von diesem, bei sonst gleichen Materialien die Höhe des Abnutzungswertes (in ccm) abhängt.

Inhalt: Beobachtungs- und Signalturm im Hafen zu Kiel. — Der Betonbau auf der Internationalen Baufach-Ausstellung Leipzig 1913. — Neubau der Viktoria-Brücke in Bromberg. (Forts.) — Vermischtes.

Hierzu Bildbeilage: Neue Viktoria-Brücke in Bromberg.

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

X. JAHRGANG 1913.

No 17.

Die Neubauten der Groß-Brauerei Dischinger am neuen Hauptbahnhof in Darmstadt.

Von Stadtbaurat Steinberger.

Hierzu die Abbildungen Seite 132.

Seit einer Reihe von Jahren beschäftigte sich die Verwaltung der Stadt Darmstadt in Verbindung mit den Staatsregierungen in Hessen und Preußen mit der Erweiterung der Bahnhofsanlage, da sich schon lange ein Mangel an Bewegungsfreiheit bei der Bewältigung des gesamten Verkehrs fühlbar gemacht hatte; auch waren die vorhandenen Bahnanlagen, namentlich in Hinsicht auf die Uebergänge von Straßen, Stellwerke usw. technisch nicht mehr ganz zeitgemäß und in vieler Beziehung hinderlich, vielleicht sogar gefährlich. Besonders der Uebergang der verkehrsreichen Rheinstraße über die außerordentlich stark befahrene Linie der ehemaligen Main-Neckar-Bahn, Verbindung Frankfurt-Heidelberg-Basel, in gleicher Höhenlage war außerordentlich hemmend für das Wirtschaftsleben der Stadt und ihre Verbindung mit dem Vorort Griesheim nebst Truppenübungsplatz und den jenseits der Bahnlinie gelegenen Industriegebieten. Nach langen mühevollen Arbeiten gelangte die Stadtverwaltung i. J. 1909 zu dem Entschluß, von einem Ausbau der alten Bahnanlagen abzusehen und einem Neubau zuzustimmen, der dann auch alsbald in Angriff und im Mai v. Js. in Betrieb genommen wurde.

Da der neue Bahnhof in einem zurzeit noch wenig bebauten Gebiete sich befindet und die notwendigen Zubehöre privater Art, wie Hotel- und Restaurationsbauten noch fehlen, hat die Groß-Brauerei von Dischinger einen der Stadt Darmstadt gehörigen Baublock erworben und auf ihm mehrere Gebäude errichtet.

Hauptsächlich sind diese Gebäude für Hotel- und Wirtschaftsbetrieb bestimmt, sie enthalten aber auch kleinere Verkaufsläden und Privatwohnungen, die mit allen neuzeitlichen Einrichtungen versehen sind. Es läßt sich denken, daß die vielen Teilungen der oberen Wohngeschosse durch Längs- und Querwände in den unteren Räumen, namentlich in den Restaurationsräumen des Erdgeschosses, nicht zum Ausdruck kommen durften, da sich sonst ein Gewirr von Unterzügen ergeben hätte, das dann in irgend

einer Weise behufs Herbeiführung einer regelmäßigen Aufteilung der Decke über dem Erdgeschoß hätte verdeckt werden müssen.

Gewöhnlich werden in solchen Fällen die kleineren Unterzüge durch eine untergehängte besondere Decke aus Rabitz oder dergleichen dem Auge entzogen, während die größeren Balken sichtbar bleiben. Diese werden dann als Richtlinien für die regelmäßigen Aufteilungen der Deckenfläche mittels blinder Balken verwendet. Es entsteht aber hierdurch zwischen Deckenkonstruktion und Putzdecke ein Hohlraum, der oft sehr bedeutend ist und der die Kosten des Baues sehr wesentlich erhöht. Es ist nicht nur ein beträchtliches Mehr an Mauerwerk entsprechend der Höhe dieses Hohlräumes zu erstellen, es ist auch die angehängte Decke, die in der Ausführung recht teuer ist, noch besonders zu beschaffen. Die bauleitenden Architekten Mahr und Markwort haben diese Aufwendungen in sehr geschickter Weise umgangen; sie haben, wie aus Abbildung 1 zu ersehen ist, das Gebäude in streng durchgeführten Achsenmotiven entworfen und im Erdgeschoß eine regelmäßige Teilung der Unterzug- und Säulenstellung angeordnet, ohne Rücksicht auf die oberen Wände.

Die Architekten haben die Einteilung des Erdge-

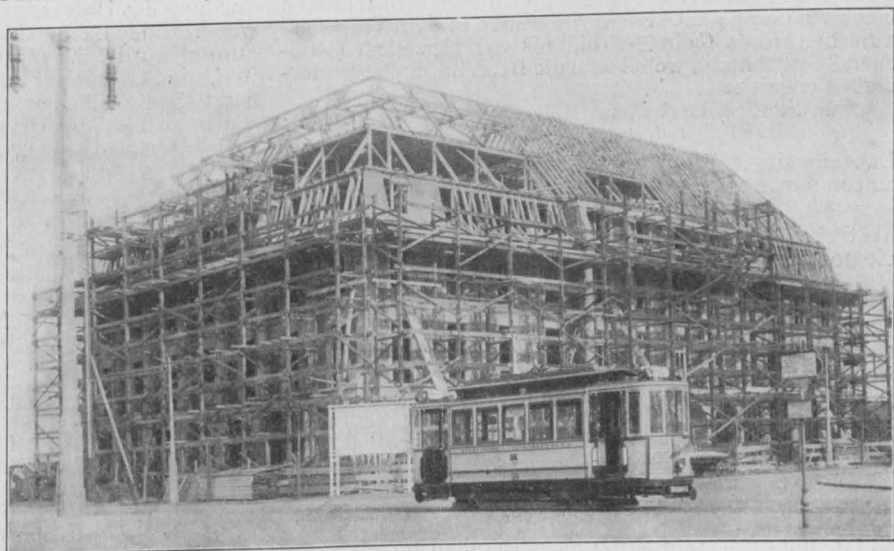


Abbildung 1. Gesamtansicht des Baues während der Ausführung.

schosses ganz für sich nach den Erwägungen der Zweckmäßigkeit und Schönheit durchgeführt, die Lasten aus den oberen Geschossen getrennt davon behandelt, diese entsprechend den oberen Wandteilungen schon im Obergeschosß zusammengefaßt und sie schließlich auf die Unterzüge der regelmäßigen Decke über Erdgeschosß verteilt.

Die Stützen für die oberen Geschosßlasten sind so angeordnet, daß sie in den Teilungswänden stehen, also später nicht mehr sichtbar sind. Ihre Lasten werden einzelnen Unterzügen der Decken über dem Erdgeschosß übermittelte. Diese Unterzüge sind durch die Einzellasten wohl etwas stark belastet, sie haben aber trotzdem keine größere Höhe erhalten, als die gewöhnlichen Deckenunterzüge, denn sie sind in besonderer Weise verstärkt worden.

Die Stützenstellung und Deckenteilung im Erdgeschosß veranschaulicht Abb. 2, S. 132. Die an der Decke sichtbaren Kasetten sind nicht nur aus künstlerischen Rücksichten, sondern auch wegen des notwendigen größeren Querschnittes der Deckenplatte am Auflager für die Aufnahme der Schubkräfte infolge der dort aufsetzenden Einzellasten aus den etwa 2 m hohen Schwemmsteinwänden im I. Obergeschosß notwendig.

Die architektonischen Ausdrucksmittel sind nach allem für die Konstruktion auf das Beste verwertet, jedenfalls ist es den Architekten gelungen, an Baumaterial alles das zu vermeiden, was irgendwie entbehrlich war. Die Unkosten für eine blinde Decke und das Mehr an Mauerwerk zwischen dieser Decke und der Konstruktion sind sehr geschickt vermieden worden, alles ist reine Konstruktion. Das war allerdings nur möglich mit Hilfe des Eisenbetons und seiner vielgestaltigen Möglichkeiten. Bei der konstruktiven Durcharbeitung des Entwurfes haben sich für den Ingenieur allerdings recht große Schwierigkeiten ergeben. So wurde an der in Abb. 3, S. 132 dargestellten Stelle die Einlage eines I-Trägers NP. 55 notwendig, da die Einzellast von oben in der Nähe des Auflagers den Querschnitt der Deckenträger zu sehr vergrößert hätte, wobei die Schubspannungen im Beton immer noch zu groß geblieben wären.

Es ergab sich an dem dargestellten Punkt die in Abbildung 4 gezeichnete Unterzug-Anordnung. Das Deckenfeld zwischen AB war nochmals durch einen Unterzug in der Längsrichtung aufgeteilt, sodaß bei P_1 die bezügliche Auflagerlast aus dem Deckenunterzug mit 15 000 kg entstand.

Bei P_2 waren die Lasten aus den oberen Geschossen mit 55 500 kg aufzunehmen. Nur diese Einzellast hätte in dem für die Deckenlasten gewählten Unterzug-Querschnitt bereits eine Schubkraft erzeugt von

$$\tau_o = \frac{P_a}{b \left(h - a - \frac{x}{3} \right)} = \frac{55\,000}{60(62-5)} = 17 \text{ kg/qcm,}$$

sodaß man also im Ganzen mit mindestens 20–24 kg Schubspannung für 1 qcm hätte rechnen müssen. Dafür und für das Biegemoment war aber der erforderliche Querschnitt im Beton bei nur gleich hohen Unterzügen nicht zu beschaffen. Es wurde daher in dem Trägerteil zwischen B und C ein I-Profil bis zur Einzellast P_2 reichend eingebracht, wobei sich die Berechnung folgendermaßen entwickelte.

Für die Einzellast P_2 am Hebelarm 1,01 m wurde

$$M = P_2 l_1 = 55,5 \cdot 1,01 = 56 \text{ tm.}$$

Das eingelegte Profil NP 55 war imstande, ein Moment aufzunehmen von:

$$M_1 = W \cdot k = 3602 \cdot 1200 = 43,2 \text{ tm.}$$

Restliches Moment $M_2 = 56 - 43,2 = 12,8 \text{ tm}$ und daher die noch verbleibende Kraft

$$P_2 = \frac{M_2}{l_1} = \frac{1\,280\,000}{101} = 12\,650 \text{ kg.}$$

Diese Kraft oder Last wurde dem anstoßenden Träger AB zugewiesen, für den sich ergab:

$$P_1 = 15 \text{ t, } g = 0,6 \text{ t f. d. lfdm.;}$$

$$A = \frac{P_1}{2} + \frac{P_2 l_1}{l} + \frac{pl}{2} = \frac{15}{2} + \frac{12,65 \cdot 1,01}{7,8} + \frac{7,80 \cdot 0,60}{2} = 11,48 \text{ t,}$$

$$M_I = A \frac{l}{2} - \frac{pl^2}{2} = 11,48 \cdot 3,90 - 0,60 \cdot \frac{3,90^2}{2} = 40,14 \text{ tm,}$$

und da teilweise Kontinuität als vorhanden angenommen wurde

$$M_I = 4/5 \cdot M_1 = 32,1 \text{ tm,}$$

Für das in Abbildung 5 dargestellte Profil war

$$h - a = 0,548 \sqrt{\frac{M}{b}} = 0,548 \sqrt{\frac{32100}{2,6}} = 61 \text{ cm,}$$

$$f_e = 57,8 \text{ qcm,}$$

$$\tau_o = \frac{B}{b \left(h - a - \frac{x}{3} \right)} = \frac{20\,850}{60 \cdot 55,3} = 6,28 \text{ qcm.}$$

Die von den Aufbiegungen aufzunehmende Kraft wurde:

$$Z = \frac{l_1}{\sqrt{2}} \left(\tau_o - \tau \right) \frac{b}{2} = \frac{100}{\sqrt{2}} (6,28 - 4,5) \frac{60}{2} = 7620 \text{ kg.}$$

Es wurden 6 Stäbe aufgebogen.

Aus Abbildung 6, S. 132 ist die Stellung der Stützen im Obergeschosß über den Unterzügen und Stützen des Erdgeschosses zu ersehen. Die Stützen sind 25 cm breit und werden von den anschließenden gleich starken Gangmauern aus Schwemmsteinen seitlich umfaßt. Das Gewicht der Schwemmsteinwand zwischen den Stützen und ebenso das der parallel laufenden 13 cm starken Gangwand wird von den Deckenplatten getragen, die dementsprechende Abmessungen erhielten.

Wegen Aufnahme der Schubkräfte unter den Einzellasten aus den aufsitzenden Gangwänden sind in den Deckenfeldern kleine, etwa 80 cm lange Eisenstücke senkrecht zu den Wandrichtungen verlegt.

Die Decken der Obergeschosse sind ebenfalls in Eisenbeton ausgeführt, sie spannen sich nach dem aus Abbildung 6 zu ersehenden Schema über verschiedene große Entfernungen. Gewählt wurden wegen der Schalldämpfung Hohlsteindecken nach Abbildung 7, Seite 132, wobei die Einzellasten aus den Gangwänden bei Ermittlung der Stegstärken berücksichtigt und demgemäß auch einzelne Rundeisen-Einlagen unter den Einzellasten abgesehen wurden.

Die Hohlsteindecke wurde zur Gewinnung eines größeren Druckgurtes nicht bis an den Unterzug im Obergeschosß herangeführt, sondern nach Abbildung 8 je 20 cm

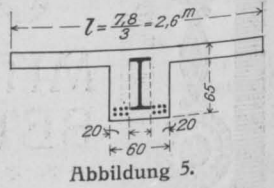


Abbildung 5.

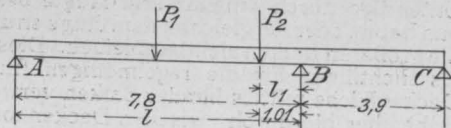


Abbildung 4.

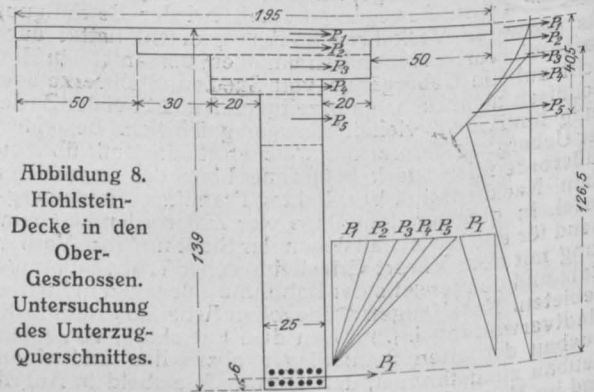


Abbildung 8. Hohlsteindecke in den Obergeschossen. Untersuchung des Unterzug-Querschnittes.

seitlich durch Betonmassen abgeschlossen. Die Untersuchung des Unterzug-Querschnittes erfolgte graphisch, wobei zunächst die Lage der Schwerpunkt-Achse bestimmt wurde. Zu diesem Zweck wurde der Querschnitt in Lamellen zerlegt und in den Achsen der einzelnen Streifen die Flächen als Gewichte aufgetragen. Es ergaben sich auf der Druckseite die Gewichte:

$$P_1 = 1,95 \cdot 0,04 = 0,078 \text{ qcm, } P_2 = 0,95 \cdot 0,06 = 0,057 \text{ qcm,}$$

$$P_3 = 0,65 \cdot 0,10 = 0,045 \text{ qcm, } P_4 = 0,45 \cdot 0,06 = 0,025 \text{ qcm,}$$

$$P_5 = 0,025 \cdot 0,20 = 0,050 \text{ qcm.}$$

Auf der Zugseite ist der Eisenquerschnitt mit seinem 15fachen Wert eingeführt: $P_2 = 15 \cdot 0,00456 = 0,0684 \text{ qcm}$. Nachdem die Gewichte aneinander getragen waren, wurden mit dem gleichen Polabstand die beiden Seilzüge nach den Gewicht-Angriffslinien gezeichnet. Der Schnittpunkt der beiden Seilzüge ergab den Schwerpunkt des Systemes. Es wurde:

$$X = 40,5 \text{ cm und } \sigma_b = \frac{Mx}{J} \text{ sowie } J = \sum y^2.$$

$$P_1 y^2 = 0,078 (0,405 - 0,02)^2 = 0,01156555$$

$$P_2 y^2 = 0,057 (0,405 - 0,07)^2 = 0,00639682$$

$$P_3 y^2 = 0,045 (0,405 - 0,15)^2 = 0,00292612$$

$$P_4 y^2 = 0,025 (0,405 - 0,23)^2 = 0,00082670$$

$$P_5 y^2 = 0,050 \cdot 0,145 \cdot 0,075^2 = 0,00019320$$

$$P_1 y^2 = 0,0684 (139,0 - 40,5)^2 = 0,06636339$$

$$J = 0,08826778 \text{ m}^4.$$

$$J = 8\,826\,778 \text{ cm}^4, M = \frac{9,1 \cdot 8,0^2}{10} = 58,20 \text{ t},$$

$$\sigma_b = \frac{Mx}{J} = \frac{5\,820\,000 \cdot 40,5}{8\,826\,778} = 26,7 \text{ kg/qcm},$$

$$V_{\max} = 4,0 \cdot 9,10 = 36,4 \text{ t},$$

$$\tau_o = \frac{V_{\max}}{b \left(h - a - \frac{x}{3} \right)} = \frac{36\,400}{25 \cdot 126,5} = 11,5 \text{ kg/qcm}.$$

Die Abbiegungen wurden bei 2,43 m vom Auflager entfernt vorgenommen, wobei

$$Z = \frac{243}{2} (11,5 - 4,5) \frac{1}{2} \cdot 25 = 15,1 \text{ t wurde.}$$

Die gleiche Anordnung der auskragenden I-Eisen-Einlagen mußte bei den 5 Bauten noch einmal angewandt werden, im übrigen war die Abtragung auf die Unterzüge über Erdgeschoß einfach, namentlich bei dem in Abb. 9, S. 132 dargestellten Punkt. Hier fielen die oberen Stützen in den Gangwänden mit ihren in den Abbildungen sichtbaren hohen Unterzügen zwischen 2 Raumpfeiler des Erdgeschosses, die nur 3,9 m von einander entfernt waren. Immerhin war auch hier bei den großen Einzellasten in nächster Nähe des Auflagers und bei dem schnellen Baufortschritt Vorsicht am Platze, denn die Schubspannungen im reinen Eisenbeton betragen 22 kg/qcm. Deshalb wurde auch in dem kleinen Unterzug der Sicherheit wegen ein I-Profil eingeschoben.

Nicht überall konnten im Obergeschoß die Wandlasten durch zweiseitig aufgelagerte Unterzüge abgefangen werden, an einer Stelle mußte zu diesem Zweck die in Abbildung 10, S. 132 dargestellte Konsole an der Stütze angeordnet werden, denn am vorderen Ende waren noch die Lasten der Querwände aufzunehmen. Der Fußpunkt der Stütze war durch die Anordnung im Erdgeschoß gegeben. Das Belastungsschema stellt Abbild. 11 dar. Für den Querschnitt I-I wurde:

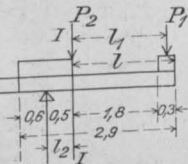


Abbildung 11.

$$M_I = P_1 l_1 + \frac{p l^2}{2}$$

$$M_I = 6,36 (1,80 + 0,15) + 2,50 \cdot \frac{2,10^2}{2} = 17980 \text{ kgm.}$$

Der vordere Teil der Konsole wurde doppelt armiert und zwar wie in Abbildung 12 veranschaulicht ist.

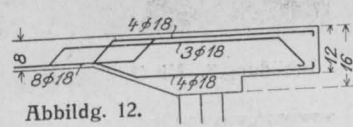


Abbildung 12.

$$f_e = 7 \text{ Durchm. } 18 \text{ mm} = 17,80 \text{ qcm}$$

$$f_e = 4 \text{ Durchm. } 18 \text{ mm} = 10,20 \text{ qcm}$$

$$f_e + f_e' = 28,00 \text{ qcm}$$

Für den Querschnitt 125/25 cm bei II wurde:

$$x = \frac{n(f_e + f_e')}{b} + \sqrt{\left[\frac{n(f_e + f_e')^2}{b^2} + \frac{2n}{b} (f_e' a + f_e) (h - a) \right]}$$

$$x = \frac{15 \cdot 28}{25} + \sqrt{\frac{15 \cdot 28^2}{25} + \frac{30}{25} (10,2 \cdot 4 + 17,8 \cdot 115)} = 35,9 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{bx}{2} \left(h - a - \frac{x}{3} \right) + n f_e' \frac{x - a}{x} (h - 2a)$$

$$\sigma_b = \frac{25 \cdot 35,9}{2} (115 - 11,96) + 15 \cdot 10,2 \cdot \frac{35,9 - 4}{35,9} \cdot 109$$

$$= 29,4 \text{ kg/qcm}, \sigma_e = 970 \text{ kg/qcm.}$$

Für den Querschnitt 25 1,60 bei II-II wurde:

$$M_{II} = P_1(l_1 + l_2) + P_2 l_2 + \frac{p(l + l_2)^2}{2}$$

$$M_{II} = 6,36(1,95 + 0,50) + 4,77 \cdot 0,55 + 2,50 \cdot \frac{2,60^2}{2} = 26420 \text{ kgm}$$

$$h - a = 0,48 \sqrt{\frac{M}{b}} = 0,48 \sqrt{\frac{26\,420}{25}} = 155 \text{ cm}$$

$$V_{\max} = 6,36 + 4,77 + 2,60 \cdot 2,50 = 17,63 \text{ t}$$

$$\tau_o = \frac{V_{\max}}{b \left(h - a - \frac{x}{3} \right)} = \frac{17630}{25 \cdot 138,9} = 5,12 \text{ qcm.}$$

Bei Ermittlung der Konsolstärke wurde die z.T. über der Stütze stehende Streckenlast P_3 nicht berücksichtigt, sie kam erst bei dem anstößenden Unterzugträger zur Geltung. Für diesen wurde das in Abbildung 13 gezeichnete Belastungsschema aufgestellt und es wurde

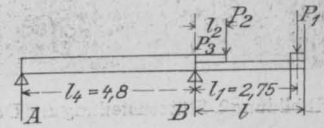


Abbildung 13.

$$A l_4 + P_1 l_1 + P_2 l_2 + \frac{p l^2}{2} + \frac{p_3 l_3^2}{2} - \frac{p_4 l_4^2}{2} = 0.$$

$$A \cdot 4,80 + 6,36 \cdot 2,75 + 4,77 \cdot 0,80 + 2,50 \cdot \frac{2,90^2}{2} + 5,30 \cdot \frac{0,80^2}{2} - 7,8 \cdot \frac{4,80^2}{2} = 0, A = 13,82 \text{ t}$$

der gefährliche Querschnitt zwischen AB wurde ermittelt bei

$$A = p_4 x \text{ und } x = \frac{A}{p_4} = 1,77 \text{ m}$$

$$M_{III} = A x - \frac{p_4 x^2}{2} = 13,82 \cdot 1,77 - 7,8 \cdot \frac{1,77^2}{2} = 12\,230 \text{ kgm}$$

$$h - a = 0,509 \sqrt{\frac{M}{B}} = 0,509 \sqrt{\frac{12230}{0,55}} = 76 \text{ cm.}$$

Die Gesamtbelastung des Unterzuges errechnete sich zu $Q = P_1 + P_2 + p l + p_3 l_3$
 $Q = 6,36 + 4,77 + 2,90 \cdot 2,50 + 0,80 \cdot 5,30 + 4,8 \cdot 7,8 = 60,02 \text{ t}$
 $B = Q - A = 60,02 - 13,82 = 46,20 \text{ t}$, sodaß die Stütze einschließlich Eigengewicht 47,10 t zu tragen hatte. Gewählt wurde ein Querschnitt 27·60 cm mit 8 Eisen, Durchm. 22 mm, was eine Beanspruchung von 22,7 kg/qcm ergab.

Die Stützen wurden im Mischungsverhältnis 1 : 4, dem eine zulässige Beanspruchung bis zu 25 kg/qcm zugebilligt werden konnte, ausgeführt. Das Betonmaterial bestand aus Rheinkies und Basaltschotter im gleichen Verhältnis. Die Eisenbetonarbeiten im Werte von annähernd 70000 M. wurden von der Rheinischen Betonbaugesellschaft in Mainz in tadelloser Weise ausgeführt, welche Firma auch die genaue statische Untersuchung nach gegebenen konstruktiven Anordnungen der Architekten und des Verfassers ausführte.

Der Betonbau auf der Internationalen Baufach-Ausstellung in Leipzig 1913.

(Fortsetzung)

In der Betonhalle ist der Mittelbau mit seinen Apsiden und oberem Umgang der Sonder-Ausstellung der Beton- und Zement-Industrie überlassen worden. Leider hat sich der ursprüngliche Plan einer einheitlichen Ausstellung, die einen systematischen Überblick über den jetzigen Stand des Betonbaues hätte geben können, nicht verwirklichen lassen. Zwar hat der „Verein Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten“ eine in sich geschlossene kleine Ausstellung veranstaltet, die über Zementfabrikation und -Prüfung Aufschluß gibt, auch wird durch den „Deutschen Ausschuss für Eisenbeton“ durch Ausstellung zahlreicher interessanter Versuchsstücke mit kurzen Erläuterungen ein gutes Bild von seiner umfangreichen Tätigkeit und der Bedeutung des Versuches für unsere Kenntnis der Eigenschaften des Eisenbetons und der aus ihm hergestellten Konstruktionen gegeben, aber die Anwendung des Beton- und Eisen-

betonbaues wird nur von einzelnen Firmen gezeigt. Sind hieran auch unsere bedeutendsten Firmen beteiligt und bieten deren Einzelausstellungen meist auch hervorragendes Interesse, so können sie doch eine unter einheitlichen Gesichtspunkten zusammen gebrachte Ausstellung nicht ersetzen, kein lückenloses Bild von der Bedeutung geben, die der Betonbau, vor allem der Eisenbetonbau, auf fast allen Gebieten des Bauwesens erreicht hat.

Die Ausstellung des „Vereins Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten“ nimmt gleich die erste Apside im Untergeschoß links vom Haupteingang ein, die durch einen aus den Zementmarken der zum Verein gehörigen Fabriken zusammen gesetzten Fries einen eigenartigen Schmuck erhalten hat. Eine Karte Deutschlands gibt Aufschluß über die Verteilung der Vereins-Fabriken, Inschrifttafeln geben die wichtigsten Bestimmungen aus den Normen vom Jahre 1898 und 1909 und lassen die große Steigerung der Ansprüche an die Güte

des Portland-Zementes erkennen. Proben von Rohstoffen geben Aufschluß über die zur Herstellung des Zementes verwendeten Materialien und eine Zusammenstellung sol-

cher Rohstoffe im Naturzustand zeigt, wieviel von ihnen zur Herstellung eines Sackes normalen Portland-Zementes erforderlich ist. Eine Zeichnung gibt in schematischer



Abbildung 2. Stützenstellung und Deckenteilung im Erdgeschoß.

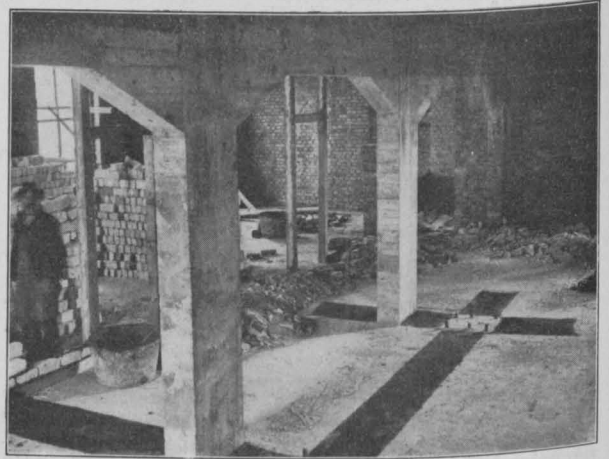


Abbildung 6. Stellung der Stützen im Obergeschoß über den Unterzügen des Erdgeschoßes.



Abbildung 9.
Gegen das Untergeschoß versetzte Stütze der Grenzwall.



Abbildung 3. Mit I-Trägern N. P. 55 verstärkter Unterzug.

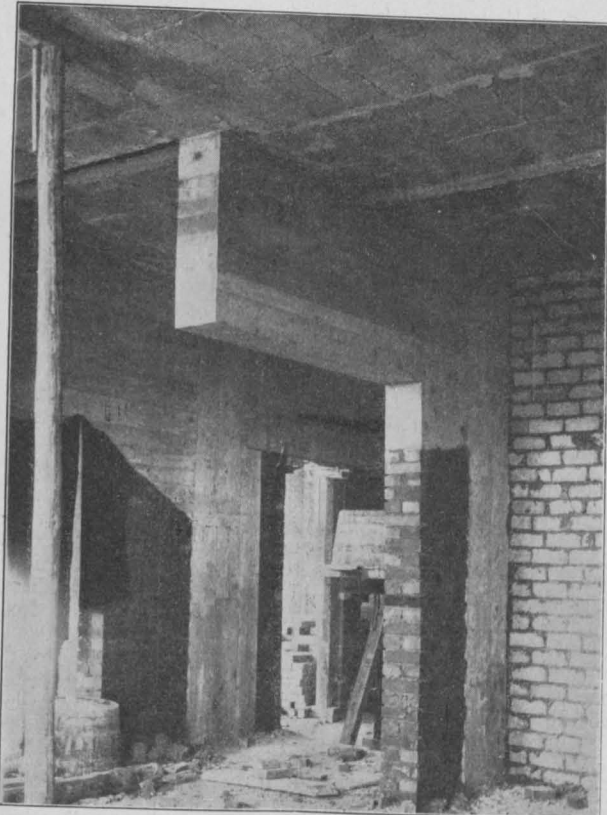


Abbildung 10.
Konsolanordnung zur Abfangung einer oberen Stütze.

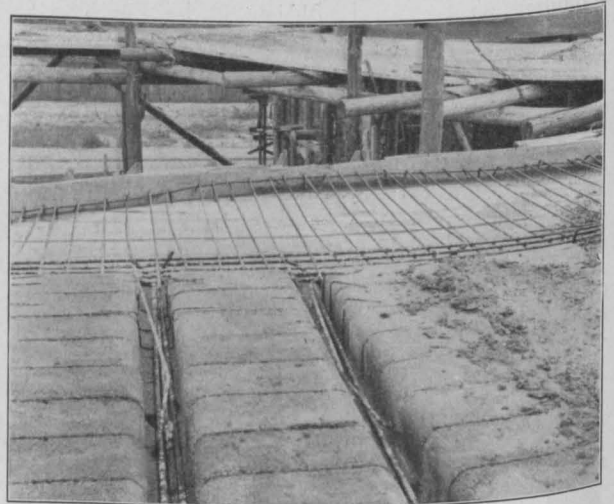


Abbildung 7.
Ausbildung der Decke des Obergeschoßes mit Hohlsteinen.

Die Neubauten der Groß-Brauerei Dischinger am neuen Hauptbahnhof in Darmstadt.

Darstellung eine Portland-Zement-Fabrik wieder und zeigt, welche Stufen das Rohmaterial durchlaufen muß, bis es als fertiger Portland-Zement zur Versendung kommen kann.

In Modellen werden dann die verschiedenen Ofen-Systeme vorgeführt, die zur Zementherstellung Verwendung gefunden haben und noch finden. Interessant ist ein kleines Modell des primitiven Ofens, in dem Aspdin, der Erfinder des Portland-Zementes, den ersten Zement

vor etwa 100 Jahren erbrannte. Er steht heute noch in der Nähe von Northfleet in England. Es folgen Modelle von Schachtföfen, von einem Ringofen, System Hoffmann & Licht, wie er 1872 erstmalig von Dyckerhoff & Söhne in Amöneburg bei Biebrich a. Rh. angewendet worden ist, von einem Dietz'schen Etagen - Ofen, vom ersten deutschen Rotierofen Forell'scher Bauweise (1896) und einem modernen Drehrohröfen.

Den großen Fortschritt in den Prüfungsmethoden läßt ein Vergleich zwischen einem primitiven Zerreiß-Apparat, wie man ihn in den Anfängen der Zement-Industrie benutzte, und unseren heutigen feinen Prüfungs-Apparaten erkennen, mit denen Festigkeit, Raumbeständigkeit, Abbindezeit usw. bestimmt werden.

Einige ausgewählte Stücke in Kunststein-Ausführung bilden einen besonderen Schmuck dieser Ausstellung, außerdem zeigt ein großes, sehr geschickt hergestelltes Modell der Festhalle in Breslau, zu welchen gewaltigen Bauten der Portland-Zement als ein wichtiges Glied des konstruktiven Aufbaues Verwendung findet.

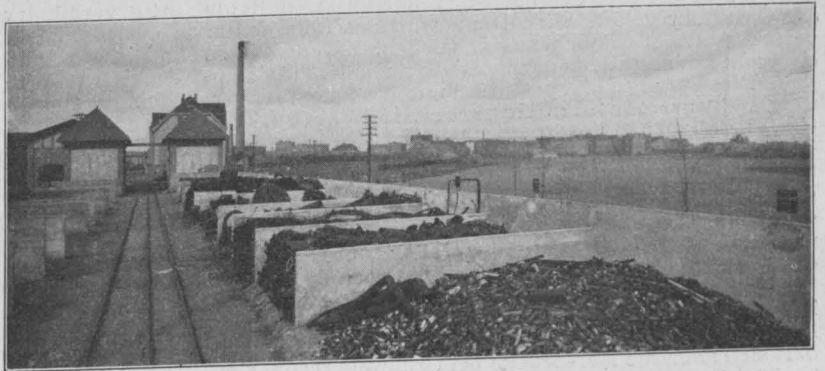
Der „Deutsche Beton-Verein“ hat sich mit der Ausstellung einiger Versuchskörper und der Herausgabe einer kleinen Broschüre begnügt, die eine Darstellung von der Tätigkeit des Vereins und seiner Bestrebungen im Interesse der deutschen Beton-Industrie gibt. Wir haben den Inhalt dieser Broschüre in No. 14 bereits auszugsweise mitgeteilt. Der Verein stellt auch das Modell eines durchschnittlichen, in den Konstruktionsteilen zum Teil die Eisen frei zeigenden Eisenbeton-Hauses aus, um daran zu zeigen, daß solche Bauten einen trefflichen Blitzschutz gewähren, da sie ein vollständiges metallisches Netz besitzen, das mit der vorzüglichen Erdung der Gas- und Wasserleitungen unschwer verbunden werden kann. Solche Bauten bieten also einem sie etwa treffenden Blitzstrahl einen Weg zur Erde, wie er großflächiger und von größerem Querschnitt bei keinem Gebäude-Blitzableiter auch nur annähernd erreicht wird.

Zu dem Modell wird eine Anleitung für die zweckmäßige Ausgestaltung des Blitzschutzes gegeben, der wir Folgendes entnehmen: „Besitzen die Gebäude keinen Dachstuhl aus Eisenbeton, so ist wie bei anderen Gebäuden eine Firstleitung zu verlegen, mit welcher die Einschlagstellen, wie Turm- und Giebelspitzen, sowie Schornsteine zu verbinden sind. Die Firstleitung ist im Dach möglichst mit der Wasserleitung und dem etwa vorhandenen Expansionsgefäß der Warmwasserheizung zu verbinden. Bei einem Eisenbetondach genügen an den Giebeln metallische Zierknäufe, die mit den Eiseneinlagen Verbindung haben. Bei langen Dächern kann man auch noch Firstleitungen vorsehen oder einzelne Metallstücke, die mit den Eisenbeton-Einlagen Verbindung erhalten, in etwa 10 m Abständen aus dem First um je 20 cm herausragen lassen. Die äußeren am Gebäude vorhandenen Metallteile, wie Dachrinnen und Abfallrohre, besitzen meist schon durch ihre Befestigung entsprechende Verbindung mit den Eisen-Einlagen. Sie werden zweckmäßig ebenso wie die Eisen-Einlagen der Hauptsäulen an ihrem unteren Ende durch eine besondere Erdleitung mit der Wasser- oder Gasleitung verbunden. Beim Fehlen solcher Leitungen werden Erdungen im Humusboden durch langgestreckte Leitungen aus verzinktem Bandeisens von mindestens 50 qmm Querschnitt (25 · 2 mm) und 50—100 m Länge, sowie durch in den Boden getriebene Eisenstangen hergestellt“.

Die Einteilung der sehr lehrreichen Ausstellung des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“, die hauptsächlich im oberen Kuppelungsgang Aufstellung gefunden hat, haben wir in No. 12 bereits besprochen, die ausgestellten Probestücke — Platten, Balken usw. — bringen in überzeugender Weise die statische Wirkung der Konstruktionsteile zum Ausdruck. Außer den Belastungsversuchen verdienen die Mitteilungen über das Verhalten im Moorwasser, bei Brandversuchen, unter dem Einfluß

blitzähnlicher elektrischer Entladungen und länger andauernder elektrischer Ströme Aufmerksamkeit. Bei den Versuchen mit blitzähnlichen Entladungen wurden zwischen den in den Betonkörper einmündenden Eisen-Einlagen Abstände von 2—10 mm eingehalten, um ein Ueberspringen von Funken zu erzielen. Es wurden Entladungen von 60—120 Sek. Dauer bei 50000 Volt Spannung zur Anwendung gebracht. Die durchschnittlichen Proben zeigen, daß der überspringende Funke im Beton zwischen den Eisen verglaste Röhren (Blitzröhren) bildet, ohne daß eine Lockerung der Eisen oder sonstige Zerstörungen auftreten. Die Versuche bestätigen also das, was oben über die Blitzschutzwirkung von Eisenbeton-Konstruktionen gesagt ist.

Ergänzt wird die Ausstellung des „Deutschen Ausschusses“, an der die Versuchsanstalten Lichterfelde, Darmstadt, Dresden, Stuttgart beteiligt sind, durch Versuchsstücke des letztgenannten Material-Prüfungsamtes, die nicht zu den Arbeiten des „Deutschen Ausschusses“ gehören. Es sind hier zu nennen Versuche zur Ermittlung



Abbildungen 8 und 9. Ansicht der fertigen Altmaterialien-Bansen. Altmaterialien-Bansen aus Eisenbeton auf dem Hofe der Eisenbahnauptwerkstätten in Halle a. S.

der Druckelastizität und Druckfestigkeit des Betons, der Widerstandsfähigkeit von Körpern, die auf Biegung und Achsialdruck beansprucht sind (exzentrisch belastete Säulen), desgl. von Eisenbeton-Quadern zu Brückengelenken, Versuche mit Eisenbetonbalken verschiedenen Querschnittes und verschiedener Bewehrung. Weitere Versuche erstrecken sich auf die Widerstandsfähigkeit von Zugkörpern verschiedener Querschnittsgröße, auf den Einfluß des Austrocknens auf die Zugfestigkeit, auf die Dehnungsfähigkeit des Betons mit und ohne Eisen-Einlagen und auf seine Volumen-Änderungen. Es handelt sich zum Teil um Versuche, deren Ergebnisse bisher noch nicht veröffentlicht sind. Interessant ist auch ein Schnitt durch einen Rammpfahl, der mehrere Monate alt, in Stuttgart zur Probe bis in eine feste Mergelschicht eingegrammt, dann während mehrerer Monate belastet und sodann ausgegraben wurde. Die Pfahlschuppe ist vollkommen zusammen gestaucht, der Beton knollenartig seitlich in den Mergel eingedrungen, sodaß das untere Pfahlende fast wie eine Ausführung nach dem Strauß'schen Verfahren erscheint.

Erwähnt sei hier gleich, daß das Prüfungswesen von Zement und Beton eine wertvolle Ergänzung in der Ausstellung einer betriebsfähigen Material-Prüfungsanstalt in der Halle für Baustoff-Prüfung findet, die dem rechten Flügel der großen Industriehalle angegliedert ist. Hier findet sich eine Werkstatt zur Herstellung von Mörtel-Probekörpern, ein Laboratorium für die physikalische Untersuchung der Bindemittel, eine Werkstatt zur Herstellung von Probekörpern aus natürlichen und künstlichen Steinen. Hier sind größere und kleinere Maschinen zur Bestimmung der Festigkeits-Eigenschaften von kleineren Probekörpern, sowie Vorrichtungen zur Prüfung ganzer Bauteile ausgestellt. Auch ein chemisches Laboratorium ist angegliedert. Die ganze Einrichtung und der Betrieb erfolgen unter Leitung der Dresdener Material-Prüfungsanstalt.

An der Ausstellung der Beton-Industrie haben sich einige 30 Betonbau-Firmen, dazu 7 Firmen der Beton-Mischmaschinen-Industrie beteiligt. Dazu kommen noch die Kunststein-Firmen, die an der Herstellung der Beton-Halle mitgewirkt haben und schon genannt wurden. Ist die Zahl der Aussteller demnach auch nicht allzu groß, so umfaßt sie doch in der Hauptsache die bedeutendsten deutschen Firmen und es wird zum Teil Hervorragendes geboten. Nur einige Aussteller haben sich mit Photographien ausgeführter Bauten begnügt, während die Mehrzahl auch Konstruktions-Zeichnungen hinzufügt, einige ihre Ausstellung noch durch sehr instruktive Modelle, hier und da auch durch Probestücke ergänzen. Als besonders reichhaltig sind die Ausstellungen von Dyckerhoff & Widmann A.-G. in Biebrich a. Rh., Hüser & Cie. in Oberkassel bei Bonn, Gebr. Rank in München, Wayss & Freytag A.-G. in Neustadt a. d. Haardt, Rud. Wölle in Leipzig und Ed. Züblin & Cie. in Straßburg hervorzuhelien.

Letztgenannte Firma führt auf dem Gebiet der Gründungen neben ihren sich durch gute Spitzenbildung und sorgfältige Querbewehrung auszeichnenden Rammpfählen und Spundbohlen in Eisenbeton in den Explosiv-Pfählen, System Wilhelm, eine Neuerung vor. Die Pfähle werden derart hergestellt, daß zunächst ein Stahlrohr mit Holzkern, der zugleich die Spitze bildet, eingerammt und dann der Kern samt Spitze hochgezogen wird. Dann wird eine Sprengladung in den unteren Teil des Rohres eingeführt, dieses mit nassem Beton gefüllt und 1 m hochgezogen. Dann erfolgt die Sprengung, die unter dem Rohrende eine stark seitliche Aushöhlung des Bodens herbeiführt, die sofort durch den nachstürzenden frischen Beton aus dem Rohr gefüllt wird. Dann wird das Rohr weiter verfüllt unter allmählichem Hochziehen. Es entsteht so ein Pfahl mit stark ausladendem Fuß von hoher Tragfähigkeit. Das Verfahren ist patentiert und die Patentverwertung steht der „Internationalen Siegwartbalkengesellschaft“ in Luzern zu.

In umfangreicher Weise ist das Gebiet des Brückenbaues vertreten. Bei den gewölbten Brücken tritt die Fa. Liebold & Cie. A.-G. in Holzminden mit der weitest gespannten deutschen Massivbrücke über das Syra-Tal in Plauen i. V. (Deutsch. Bztg. Jahrg. 1904 S. 354 ff.) und mit dem längsten gewölbten Viadukt über das Möhnetal bei Delecke (Deutsch. Bztg. 1913 S. 613 ff.) hervor, beides Ausführungen in Konkrete mauerwerk oder reinem Stampfbeton. Zu den weitest gespannten gewölbten Brücken darf sich auch die Isar-Brücke bei Grünwald rechnen mit 2×70 m Spw., von der die Fa. Wayss & Freytag A.-G. ein schönes, für das deutsche Museum in München bestimmtes Modell ausstellt, das das Bauwerk in verschiedenen Baustadien zeigt (Vergl. „Mitteilungen“ Jahrg. 1904, S. 41 ff.). Die Gewölbe sind hier zwar mit Eisen armiert, aber so bemessen, daß unter normalen Verhältnissen Zugspannungen nicht auftreten. Rud. Wölle stellt eine Bogenbrücke System Möller von 31,8 m Spw. und nur $\frac{1}{12}$ Pfeil nach Art der Königs-Brücke in Düsseldorf aus („Mitteilungen“ 1907, S. 25), bei welcher die Eisen-Einlagen, genietete Fachwerkträger, über dem Gewölbrücken in Verstärkungsrippen liegen und Gelenke nicht im Kämpfer, sondern da im Widerlager angeordnet sind, wo dieses von der weit unterhalb des Gewölbes verlaufenden Stützlinie geschnitten wird. Die Vorteile, die diese Anordnung bei

sehr flach gespannten Brücken bietet, sind in den „Mitteilungen“ 1909, S. 2 ff. von Prof. Möller selbst ausführlich erörtert. Unter den massiv gewölbten Brücken sind noch einige von Hüser & Cie. ausgestellte Ausführungen zu erwähnen, die zwar nur kleinere Spannweiten besitzen, aber sich durch schöne Wirkung der Gesamterscheinung und der Oberflächen-Behandlung auszeichnen.

Zahlreich sind die ausgestellten Brücken, bei denen die Fahrbahn aufgelöst wird in einzelne Bogenrippen, die entweder unter der Fahrbahn liegend die Last des Bogens durch Stützen oder über der Fahrbahn angeordnet durch Hängesäulen aufnehmen. Ein hervorragendes Beispiel der ersteren Art zeigen Züblin & Cie. in dem Modell der Langwieser Talbrücke im Zuge der elektrischen Bahn Chur-Arosa in der Schweiz. Die Hauptöffnung besitzt 100 m Spannweite und die 70 m über der Talsohle liegende Fahrbahn wird hier von zwei untereinander versteiften, parabolisch geformten Bogenrippen getragen. Die Brücke ist 1912 gebaut und zeigt auch ein interessantes Lehrgerüst. Zahlreiche Photographien geben den Bau in verschiedenen Stadien wieder. Über der Fahrbahn liegende Dreigelenkbögen ohne Zugband weisen u. a. die Brücken über den Ems-Weser-Kanal bei Hamm mit 47,9 m Spannweite, ausgestellt von der A.-G. für Beton- und Monierbau in Berlin und die Achenbrücke bei Marquartstein mit 42 m Spannweite, ausgestellt von Wayss & Freytag, auf. Hier ist eine Dehnungsfuge in Fahrbahnmitte angeordnet; die Spannweite der Mittelöffnung ist durch konsolartige Vorschub der Gelenke entsprechend verringert. Ein ähnliches Bauwerk, aber mit eingespanntem Bogen, stellt dieselbe Firma in der Kaiserstraßen-Brücke in Kaiserslautern aus. Eine Bogenbrücke mit verlorenen Widerlagern von 42 m Spannweite, ebenfalls ohne Gelenke, zeigen schließlich Gebr. Rank in der Brücke bei Kaltenthal, Oberpfalz („Mitteilungen“ 1910, S. 41).

Unter den ausgestellten Balken-Brücken fallen die Ausführungen der Firma Windschild & Langelott in Dresden-Kossebaude auf. Aus nach der Mitte sich fischbauchartig verstärkenden, frei aufliegenden Plattenbalken von je 22,5 m Spw. ist die Tragkonstruktion der Warthe-Brücke bei Neustadt gebildet. Die größte Spannweite von 37,59 m erreicht jedoch die Viktoria-Brücke bei Bromberg, die wir zurzeit veröffentlichen. Die Konstruktionshöhe im Scheitel beträgt nur 1,48 m = $\frac{1}{25,5}$ der Spannweite. Allerdings handelt es sich hier nicht mehr um eine reine Balkenbrücke, da die Balken mit den Widerlagern rahmenartig verbunden sind. Hervorzuheben ist ferner in der Ausstellung von Wayss & Freytag die Altstädter-Brücke in Pforzheim, deren Tragkonstruktion aus durchlaufenden Plattenbalken besteht, die an den beiden Mittelpfeilern elastisch eingespannt sind. Eine durchlaufende Tragkonstruktion, jedoch mit Kragträgern und eingehängten Mittelträgern, zeigt ein 600 m langer Viadukt für die Phönix A.-G., erbaut von Franz Schlüter in Dortmund. Brücken, deren Fahrbahn aus fertigen, mit I-Trägern armierten Betonplatten gebildet wird, zeigt E. Jacob in Dresden-Niedersedlitz an dem Beispiel einer Ausführung für die Eisenbahnlinie Dresden-Werda. Die 100 t wiegenden Platten wurden neben der Brücke hergestellt und ohne Betriebsstörung auf die Pfeiler übergeschoben.

Besonderes Interesse bieten schließlich die von Wayss & Freytag ausgestellten Gerüstbrücken, die am englischen Garten in Stuttgart ausgeführt sind, um die Gleise aus den beiden Haupttrichtungen Cannstatt und Feuerbach ohne Kreuzungen in Schienenhöhe bis unmittelbar in die Bahnhofshallen einzuführen. Auch die erforderlichen Betriebsgleise liegen auf diesen Viadukten, die Höhen bis zu 20 m über dem ursprünglichen Gelände besitzen und mit Rücksicht auf den schlechten Baugrund auf spiralarmierte Eisenbetonpfähle von 15 m Länge gegründet sind. Sie werden zum Teil später mit Boden umschüttet, verschwinden also z. T. in einem Damm. Fahrbahn und Joche bilden eine zusammenhängende Gerüstkonstruktion. Die geschickt ausgeführten Modelle, bei welchen das Planum und die Dammböschungen durch Glas angedeutet sind, zeigen Gesamtanlage sowie Einzelheiten der Konstruktion und der Bewehrung. (Vgl. auch „D. Bztg.“ 1913, S. 652).— (Schluß folgt.)

Altmaterialien-Bansen aus Eisenbeton auf dem Hofe der Eisenbahnhauptwerkstätte in Halle a. S.

Vom kgl. Regierungs-Baumeister Karl Mentzel in Halle a. S. Hierzu die Abbildungen S. 133.



Bei dem vor kurzem beendeten Um- und Erweiterungsbau der Eisenbahnhauptwerkstätte in Halle a. S. mußten auch die Altmaterialien-Bansen an eine andere Stelle verlegt und erheblich vergrößert werden. Vielfach werden Bansen aus alten hölzernen oder eisernen Eisenbahnschwellen hergestellt. Die Erwägung,

daß erstere oft erhebliche Unterhaltungskosten verursachen, letztere aber, wenn man den Materialwert des Eisens berücksichtigt, sich durchaus nicht so billig stellen, wie vielfach angenommen wird, führte im vorliegenden Fall zu dem Versuch, die Wände der Bansen aus Eisenbeton herzustellen. Mitbestimmend für die Wahl dieser Bauweise war der Umstand, daß die Bansen ziemlich

dicht an einer städtischen Straße liegen, wo Bansen aus alten Schwellen wegen ihres unschönen Aussehens nicht angebracht erschienen.

Aus dem Lageplan (Abbildung 1) ist die Größe der Bansen sowie die Zahl der Zellen ersichtlich. Letztere sind zu beiden Seiten eines normalspurigen Gleises an-

erhöht worden war, sodaß nur mit einer sehr geringen Belastung des Baugrundes gerechnet werden durfte. Aus diesem Grunde wurden die in den Abbildungen 2—5 dargestellten Wandquerschnitte gewählt. Abbildung 2 stellt den Querschnitt der Längswand nach der Straßenseite, Abbildung 3 nach dem Werkstättenhof dar. Abbildung 4

gibt einen Querschnitt der Trennwände und Abbildg. 5 einen Querschnitt der doppelten Trennwände, die an denjenigen Stellen angeordnet worden sind, an denen die Bansen unterbrochen sind, um ein Reißen der Längswände zu verhindern.

Für die Berechnung wurde angenommen, daß die Bansen 1,3 m hoch mit Altmaterial aus Eisen gefüllt sind. Das Gewicht von 1 cbm Schrott wurde zu 5000 kg, der Böschungswinkel zu 37° und die zulässige Kantenpressung des Baugrundes zu 1 kg/qcm angenommen. Unter diesen Annahmen beträgt bei den gewählten Abmessungen und Eiseneinlagen die größte Druckbeanspruchung des Betons 37,6 kg/qcm und die größte Zugspannung des Eisens 990 kg/qcm.

Bei der Herstellung wurde zunächst die Baugrube ausgeschachtet und die Gerüste für die Seitenwände aufgestellt. Alsdann wurden die senkrechten Eisen an den wagrechten Verteilungs-Eisen aufgehängt und sämtliche Eisen der Wände mit einander verbunden. Nun wurde die Grundplatte betoniert und hierauf der Beton zwischen die Schalungen der senkrechten Wände gebracht. Die Mischung des Betons bestand anfangs aus 1 Teil Portland-Zement, 2 1/2 T. scharfem Sand und 2 1/2 T. Por-

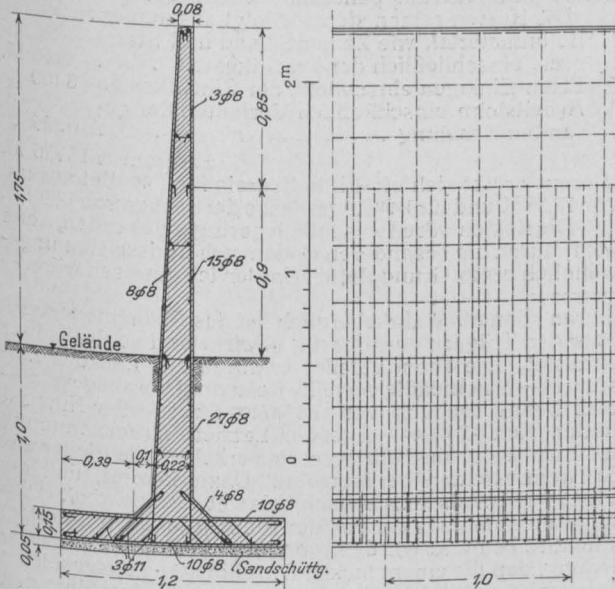


Abbildung 2. Längswand an der Straßenseite. Querschnitt und Ansicht.

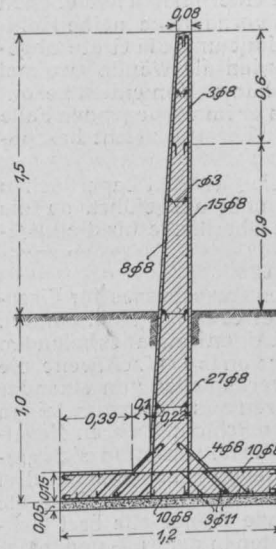


Abbildung 3. Längswand nach dem Werkstättenhof.

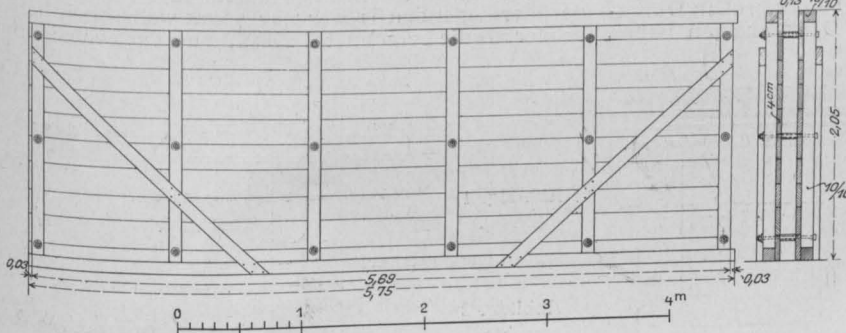


Abbildung 7. Schalung der Querwände.

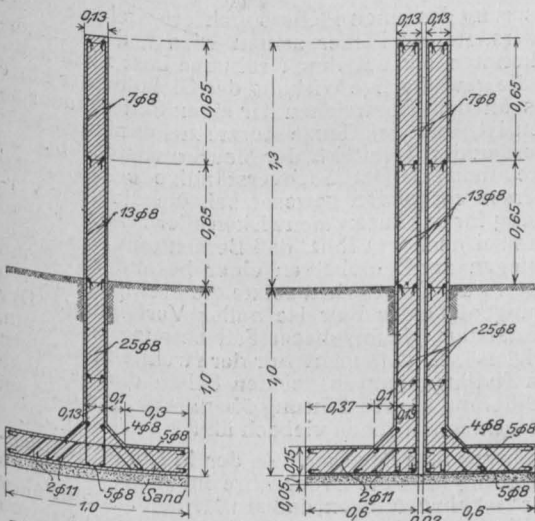


Abbildung 4. Einfache Trennungswand.

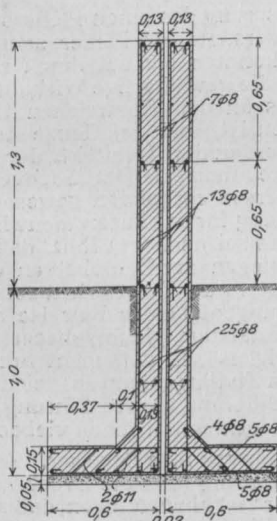


Abbildung 5. Doppelte Trennungswand an den Trennungsfugen.

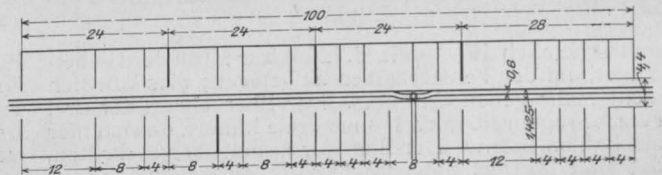


Abbildung 1. Lageplan der Altmaterialien-Bansen.

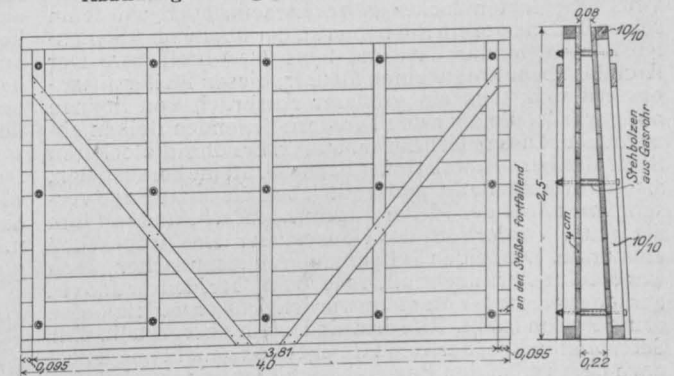


Abbildung 6. Schalung der Längswände.

geordnet, das durch Einfügung einer dritten Schiene für Kleinwagen mit einer Spurweite von 60 cm benutzbar gemacht ist. Die Größe der Bansen ist so bemessen, daß eine Hälfte zur Lagerung der Materialien ausreicht. Ist diese Hälfte gefüllt, so wird sie zum Verkauf gestellt. Inzwischen kann die andere Hälfte in Benutzung genommen werden. Hierdurch wird die Kontrolle beim Verkauf wesentlich erleichtert.

Die Herstellung der Wände war deshalb besonders erschwert, weil das Gelände erst vor kurzem um 3—4 m

phyr-Steingrus. Später, als die Witterung kühler wurde und die Temperatur auf 10—0° herabsank, wurde eine fettere Mischung, bestehend aus 1 Teil Portlandzement, 2 1/4 Teilen Sand und 2 1/4 Teilen Steingrus gewählt, um ein schnelleres Abbinden zu erzielen. Da die Wände sehr dünn sind und verhältnismäßig viele Eiseneinlagen besitzen, so mußte der Beton ziemlich dünnflüssig eingebracht werden. Anfangs wurde der Beton mit der Schaufel zwischen die Schalung geworfen, da aber hierbei viel Material neben die Schalung auf die Erde fiel und verloren ging, verwendete

der Unternehmer alsbald kleine Eimer. Trotz des großen Wasserzusatzes band der Beton doch so rasch ab, daß die Schalung i. d. R. in 4—5 Tagen entfernt werden konnte.

Die Schalung war so eingerichtet, daß sie sich leicht auseinander nehmen und wieder zusammen setzen ließ. Die beiden Wände wurden durch in Gasrohrstücken geführte Stehbolzen zusammen gehalten. Die Schalung ist in Abbildungen 6 und 7 dargestellt. Nach der Ausschalung wurden die Wände sogleich zu einer möglichst ebenen Fläche abgeglichen, indem etwa vorhandene kleine Hohlräume mit Zementmörtel ausgefüllt und die Grate abgestoßen wurden. Schließlich wurden die Wände zweimal mit dünnem Zementbrei geschlämmt. Von einem besonderen Putz wurde abgesehen, da er im vorliegenden Falle beim Abladen und Stapeln des Schrottes leicht beschädigt werden könnte.

Ein besonderer Fußbodenbelag auf den Lagerflächen zwischen den Wänden wurde nicht ausgeführt, da die aus Kohlschlacke bestehende Oberfläche für die Lage-

rung der Materialien eine genügend feste Unterlage bildet. Die Arbeiten wurden in der kurzen Frist von 9 Wochen, vom 16. Oktober bis 18. Dezember 1912, durch den Hofmaurermeister Naumann aus Dessau zur vollen Zufriedenheit der Eisenbahn-Verwaltung ausgeführt. Die Abbildungen 8 und 9, S. 133, geben ein Bild der fertigen, bereits in Benutzung genommenen Anlage.

Die Kosten setzen sich wie folgt zusammen:

1. Betonmaterial, wie Zement, Sand und Stein-
grus, einschließlich der Frachtkosten 4100 M.
2. Eisen-Einlagen einschließl. der Frachtkosten 3100 "
3. Arbeitslohn einschließlich Vorhalten der ges-
amten Schalung 6525 "

zusammen 13725 M.

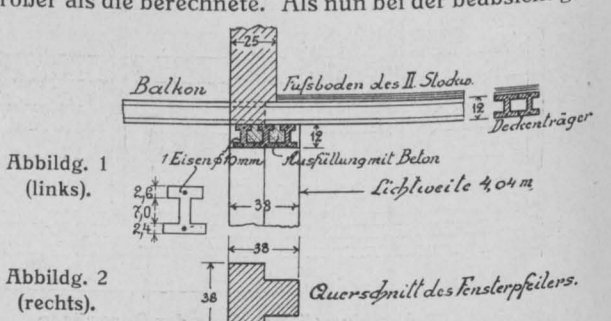
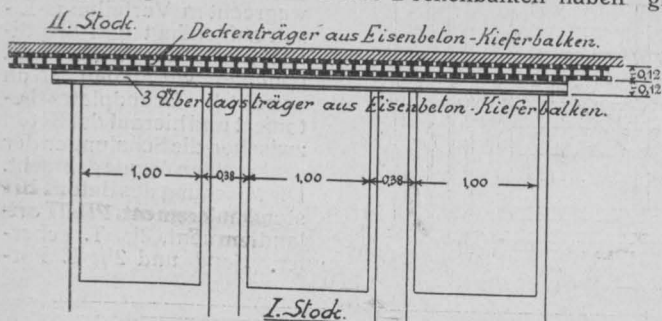
Hieraus ergibt sich ein Einheitspreis für 1 qm Betonwand von 12,86 M. und für 1 qm Lagerfläche der Bansen von 12,92 M.

Die Kosten wären wesentlich geringer geworden, wenn nicht durch die besonderen Bodenverhältnisse eine ungewöhnlich breite Grundplatte erforderlich gewesen wäre.

Vermischtes.

Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton.*) 2. Einsturz einer Giebelwand (Abb. 1 und 2). In der Giebelwand eines mehrstöckigen Neubaus befanden sich im I. Obergeschoß 3 Fenster von je 1 m Lichtweite, die durch 38 · 38 cm starke Mauerwerkspfeiler von einander getrennt waren. Die Pfeiler waren aus Schwemmsteinen hergestellt, nur in den vier oberen Schichten waren Ziegelsteine verwendet. Steine und Mörtel waren an sich einwandfrei. Ueber den Fenstern lagen nebeneinander drei sogenannte Eisenbeton-Kiefer-Balken von 12 cm Höhe, die wahrscheinlich als durchgehende Träger alle drei Öffnungen überdeckten; sie enthielten in der Zug- und in der Druckzone je ein 10 mm starkes Rundeisen. Der Fußboden des zweiten Obergeschosses wurde aus nebeneinander liegenden Kieferbalken gebildet, die 4,04 m weit frei lagen und bei ihrer geringen Höhe (12 cm) einer großen Durchbiegung ausgesetzt waren. Diese Deckenbalken haben

führen können. Wahrscheinlich hat das Giebelmauerwerk über den Trägern gewölbtartig gewirkt und so die Träger entlastet. Die Fensterpfeiler erfuhren zur Zeit des Einsturzes — gleichmäßig verteilte Belastung vorausgesetzt — eine Beanspruchung von 3,4 kg/qcm; bei voller Nutzlast hätten sich 4,7 kg/qcm ergeben. Letztere Druckspannung ist unzulässig, deshalb war es verkehrt, die Pfeiler aus Schwemmsteinen herzustellen. Dazu kommt, daß die Pfeiler ebenfalls exzentrisch belastet worden sind. Dies folgt nicht nur aus der Art der Risse, die dicht vor dem Einsturz bemerkt wurden, sondern auch aus der Ueberlegung, daß die einer starken Durchbiegung ausgesetzten Deckenbalken des II. Obergeschosses die drei über den Fenstern liegenden Träger und damit auch die Pfeiler an der Innenseite viel stärker als außen belastet haben müssen. Die wirkliche Beanspruchung der Pfeiler und der darüber liegenden Träger war somit wahrscheinlich viel größer als die berechnete. Als nun bei der beabsichtigten



wahrscheinlich 19 cm weit, d. h. bis zur Mitte der Giebelmauer, auf den Fensterbalken auflegen; dies läßt sich nicht mehr genau ermitteln. Nur über einem der drei Fenster ragten sie noch 1 m ins Freie hinaus, da sich hier ein Balkon befand. Der Bau war soweit fortgeschritten, daß man das Dach aufgebracht hatte, als sich in den Fensterpfeilern Risse zeigten. In dem einen Pfeiler sollen 4 bis 5 Schichten locker gewesen sein, auch wurde an seiner Außenseite ein Riß bemerkt, der über 6 bis 8 Schichten lotrecht hindurchlief und 1 bis 2 mm breit war. Der Architekt beauftragte einen Maurer, diesen Pfeiler auszubessern und, falls ein größerer Ausbruch von Steinen nötig würde, die über den Fenstern liegenden Balken abzustützen. Dies unterließ der Maurer. Er nahm die lockeren Schichten heraus, wobei offenbar mehr Steine herausfielen, als er vermutet hatte, und wollte eben die letzte Fuge verschmieren, als der Pfeiler zusammenbrach, und mit ihm die ganze Vorderfront des Hauses über dem Erdgeschoß einstürzte. Die beiden Seitenmauern blieben stehen, doch war die eine stark nach außen gedrückt. Der Maurer und ein gerade anwesender Monteur wurden schwer verletzt, eine dritte Person leicht. Alle drei sind wieder hergestellt. Der Sachverständige, der keine Gelegenheit gehabt hat, sofort nach dem Unfall den Bau zu besichtigen, glaubt, daß eine Reihe von Ursachen zusammengewirkt haben, um den Einsturz herbeizuführen. Er erklärt den Hergang folgendermaßen: Wenn man die über den Fenstern liegenden drei Kieferbalken als durchgehende Balken berechnet, so findet man bei der Belastung, die zurzeit des Einsturzes vorhanden war, eine Betondruckspannung von 67 kg/qcm und eine Eisenspannung von 2150 kg/qcm; beim Vorhandensein der vollen Nutzlast würden sich Beanspruchungen von 93 kg/qcm und 2990 kg/qcm ergeben haben. Die Balken waren somit zweifellos viel zu schwach; doch würde dieser Umstand den Einsturz zurzeit des Baues noch nicht haben herbei-

Ausbesserung des einen Pfeilers mehrere Steine herausfielen, versagte der Pfeiler seinen Dienst, die Fenster-Träger konnten die auf ihnen ruhende Last nicht mehr tragen, die gewölbtartige Wirkung der Giebelmauer hörte auf, was an dem Ausweichen der einen Seitenmauer zu erkennen ist, und das Ganze stürzte zusammen. Angeklagt wurden der Architekt, der Maurermeister und der erwähnte Maurer. Der Sachverständige erklärte, daß keine Person vorhanden gewesen sei, die die volle Verantwortung für das Zusammenwirken aller Teile zu tragen hatte. Es sei noch erwähnt, daß Berechnung, Lieferung und Verlegen der Betonbalken einer besonderen Firma übertragen war. Das Gericht setzte die drei Angeklagten wegen ungenügender Beweise außer Verfolgung. Der Sachverständige glaubt, dieser Fall beweise wiederum, wie nötig es sei, daß nicht nur der Architekt, sondern auch ein Zivilingenieur in solchen Fällen die Baupläne mit zeichne und die Ausführung überwache, wie dies bei großen Hochbauten schon vielfach üblich sei. — L.-M.

Pumpwerk Alte Emscher. Zu der in No. 14 gebrachten Ergänzung über die Druckrohre im „Pumpwerk Alte Emscher“ ist hinzuzufügen, daß am 11. Juli d. Js. die Rohre einer Prüfung unterzogen wurden und bei einem durch 2 Stunden bis auf 4 Atm. gesteigerten Druck vollkommen dicht geblieben sind. Ueber die Bewährung während des Betriebes soll, da ein endgültiges Urteil darüber jetzt noch nicht gefällt werden kann — die Anlage ist noch nicht in Benutzung —, nach einem entsprechenden Zeitraum kurz berichtet werden. — Mautner.

Inhalt: Die Neubauten der Groß-Brauerei Dischinger am neuen Hauptbahnhof in Darmstadt. — Der Betonbau auf der International. Baufach-Ausstellung in Leipzig 1913. (Forts.) — Hiltmaterialien-Bansen aus Eisenbeton auf dem Hofe der Eisenbahnhauptwerkstätte in Halle a. S. — 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

X. JAHRGANG 1913.

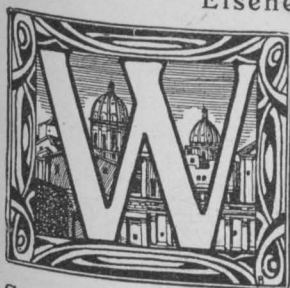
NO 18.

Neubau der Viktoria-Brücke in Bromberg.

Von Dipl.-Ing. A. Köhler, technischer Leiter, und Dipl.-Ing. Dr. V. Lewe, Vorsteher des statischen und Konstruktions-Büros der Firma Windschild & Langelott in Bromberg und Königsberg.

(Schluß aus No. 16.)

Eiseneinlagen.



ie die angeführten Beispiele aus der statischen Berechnung zeigen, sind, um die Betondruckspannung unter der Höchstgrenze von etwa 50 kg/qcm zu halten, beträchtliche obere Eiseneinlagen notwendig. Die Längseisen selbst mußten mit einer Stärke von 50 mm Durchm. gewählt werden. Die Abb. 20,

Holzkämmen gewährt, die richtige Höhenlage der Eisen verbürgt die Aufhängung der einzelnen Lagen an hölzernen Querbalken mittels eiserner Schrauben-Anker. Die unteren Zugeisen wurden während des Einbringens und Abbindens des Balkenbetons durch Differential-Flaschenzüge in eine Anfangszugspannung von 500 kg für das Rundeisen versetzt. Dadurch sollte erreicht werden, daß der Beton in der unteren Zugzone der Balkenstege eine Anfangsdruckspannung von rd. 4 kg/qcm erhielt. Daß diese Vorsichtsmaßregel nicht zwecklos gewesen ist, zeigte sich bei der Ausrüstung und Probelastung. Denn trotz der sehr hohen Betonbeanspruchung lassen sich nicht einmal Haarrisse nachweisen.

Seite 138, zeigt die Eiseneinlagen des Mittelbalkens und des zu diesem gehörigen Widerlagerteiles. Die in dieser Abbildung dargestellten Querschnitte *a-a*, *b-b*, *c-c*, *d-d* geben ein Bild der Schwierigkeit, die starken Eisen in dem engen, nur 0,5 m breiten Schal-kasten unterzubringen, zumal die vielen Stöße eine Verdoppelung der Eiseneinlagen an verschiedenen Stellen notwendig machen. An den Stößen greifen die Eisen, welche durchweg in den Aufbiegungen verlegt sind, auf 1,3 m Länge übereinander. Die Enden erhalten lange, die Haftung sicher verbürgende Haken, die um kurze Quereisen gleichen Querschnittes greifen. Von einer Schweißung der Eisen wurde, weil zu unsicher erscheinend, abgesehen. An den Stoßstellen sind die Eisen, wie der Grundriß in Abbildung 20, S. 138, zeigt, verkröpft worden. Die Länge der angelieferten Eisen betrug 20 m. Bemerkenswert ist auch die Anordnung der Bügel, die eine von Bügel zu Bügel wechselnde Zwischenaufbiegung erfahren, damit möglichst jedes Eisen einigemal in einer Bügelecke gefaßt wird. Während die Enden der Zug-Eisen den die Verankerung sichernden Haken erhalten, sind die Druckeisen einfach nur auf 0,4 m vom Ende stumpf abgebogen (siehe die Eisenanordnung in den Rahmen-Ecken Abbildung 20 und in den Abbildungen 21 und 22, S. 140).

Die Sicherungen, die getroffen wurden, um die der Berechnung entsprechende Lage der Eisen zu gewährleisten, sind in Abbildung 23, S. 141, veranschaulicht. Die wagrechten Abstände zwischen den einzelnen Balkeneisen werden durch Einsetzen großer

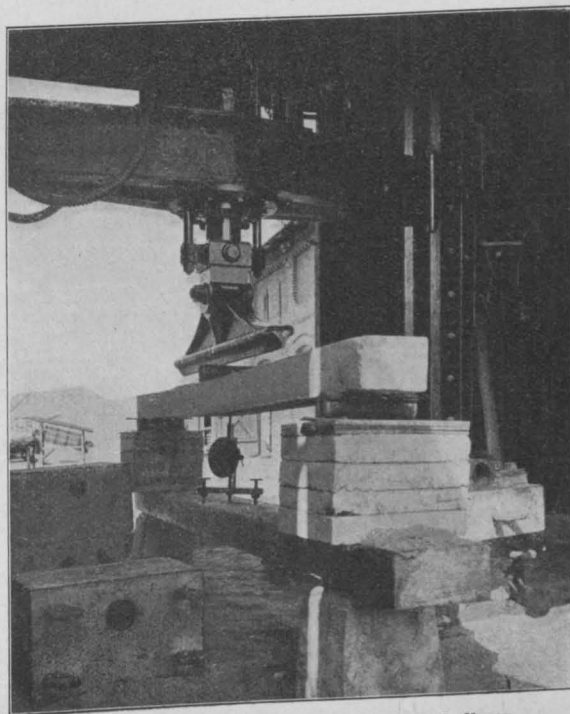


Abbildung 33. Belastung eines Probelbalkens.

Lehrgerüst.

Für die Konstruktion des Lehrgerüsts war zu beachten, daß die Oeffnungen der alten Brücke möglichst frei bleiben sollten. Es wurden zu ihrer Ueberdeckung I-Träger N.-P. 36 verwendet. Diese trugen

den auf 10/10 cm starken Kanthölzern gelagerten Schalboden aus 6 cm starken Bohlen und waren ihrerseits auf 84 Bauschrauben aufgelagert. (Vergl. die untenstehende Abbildung 24.)

Die Durchbiegungen der Träger unter den Beton-

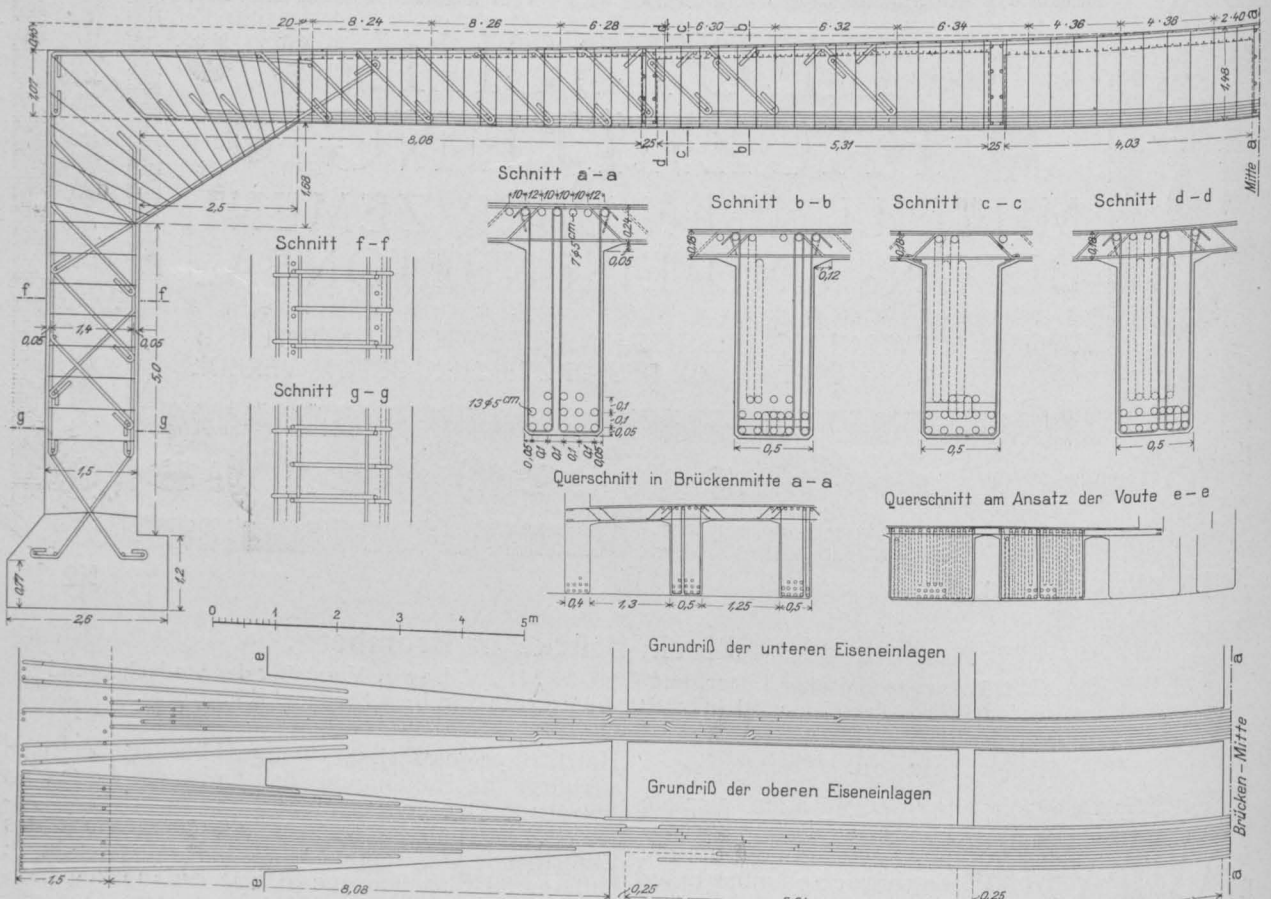


Abbildung 20. Eiseneinlagen des Mittelbalkens und Widerlagers.

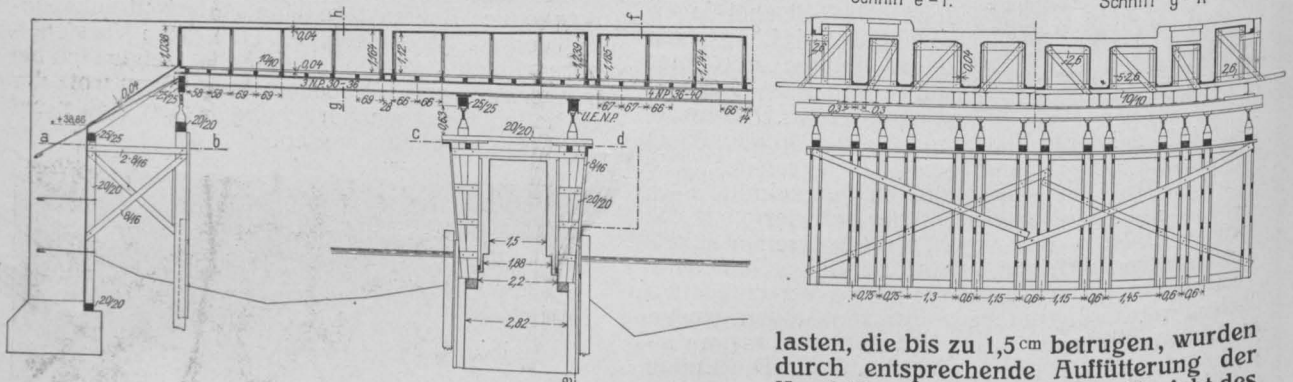


Abbildung 24
a-c.
Längsschnitt,
Querschnitte
und
Grundrisse
des
Lehrgerüsts.

lasten, die bis zu 1,5 cm betrug, wurden durch entsprechende Auffütterung der Kanthölzer aufgehoben. Eine Ansicht des ganzen Lehrgerüsts gibt die Abbild. 25, S. 141, auf der links auch die Betonmisch-Anlage zu sehen ist. Eine Ansicht auf die Schalkkästen der Fahrbahntafel gibt die Abbildung 26, S. 141, während Abbildung 27, S. 140, einen Blick in die Schalkkästen und die fast verlegten Eiseneinlagen eines Mittelbalkens an der Rahmen-Ecke zeigt. Zur Aufnahme des Schubes an der Voute ist das Gerüst durch Eisen mit dem fertigen Widerlager-Mauerwerk verankert.

Betonierung.

Für die Ermittlung der den festesten Beton bei fast gleichen Kosten ergebenden Mischung wurden eingehende Vorversuche mit Würfeln und Kontrollbalken angestellt. Die Würfeln wurden nicht wie üblich gestampft, sondern aus sehr plastischem Material gegossen und zum Austreiben der Luft und zur Verteilung der Masse mit hakenartig ausgebildeten Eisen eingerührt. Die Kontrollbalken wurden gleichzeitig und mit gleichem Material hergestellt.

Zu den Mischungen wurden folgende Materialien verwendet:

1. Portland-Zement, Marke Lossius-Delbrück, Stettin;
2. gewöhnlicher Kiessand unter 25 mm Korngröße, enthaltend 70% Sand bis 5 mm Korn und 30% Kies von 5 bis 25 mm Größe;
3. durch Zusatz von Steingrus, 1 bis 5 mm Korn, verbesserter Kiessand. 1 Teil Steingrus auf 5 Teile Kiessand, wie vor;
4. aus Feldsteinen gebrochener Feinschlag von 12 bis 30 mm Korn.

Es wurden zunächst $4 \times 3 = 12$ Probewürfel und Kontrollbalken in den 4 Mischungen:

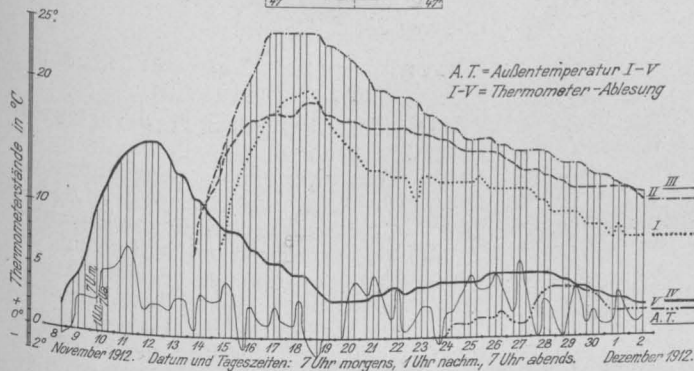
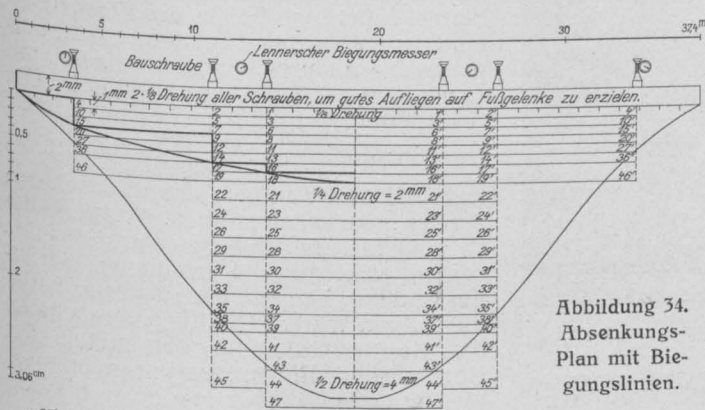


Abbildung 30. Vergleichskurven für Innen- und Außentemperatur beim Abbinden des Betons.

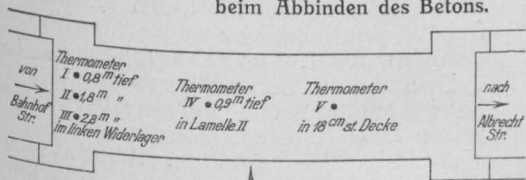


Abbildung 29. Lage der einzelnen Thermometer.

- 1 Teil Zement : 4 Teilen Kiessand nach Beschr. 2;
- 1 Teil Zement : 4 Teilen Kiessand nach Beschr. 3;
- 1 Teil Zement : 3 Teilen Kiessand nach Beschr. 2:3 Teilen Feinschlag; 1 Teil Zement: 3 Teilen Kiessand nach Beschr. 3 : 3 Teilen Feinschlag hergestellt. Beim Betonieren der Brücke gelangte zur Verwendung die Mischung 1 Teil Zement : 4 Teilen Kiessand nach Beschr. 3, weil die mittlere Würfel Festigkeit 171,5 kg/qcm, und die Biegedruckfestigkeit der entsprechenden Kontrollbalken 255 kg/qcm nach 28 Tagen Erhärtungszeit betrug und diese Festigkeiten die der anderen Mischungen bei fast gleichen Kosten überstiegen.

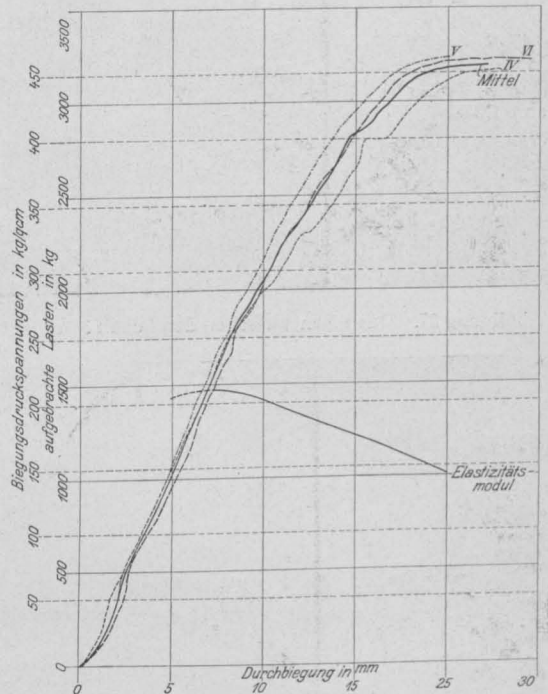
Das Betonieren der Balken wurde in einzelnen Lamellen vorgenommen. Zunächst wurde ein Querstreifen über der Mittelöffnung, darauf je ein Streifen über der Seitenöffnung, daran anschließend die beiderseitigen Rahmen-Ecken und zuletzt die Streifen über den mittleren Unterstüztungen betoniert. Durch diese Anordnung sollte bewirkt werden, daß nicht durch das Durchbiegen der Träger ein Einreißen der frisch betonierten Balken in der oberen Zone über den mittleren Unterstüztungen eintreten konnte. Die Deckenplatte wurde nach denselben Gesichtspunkten

4. Oktober 1913.

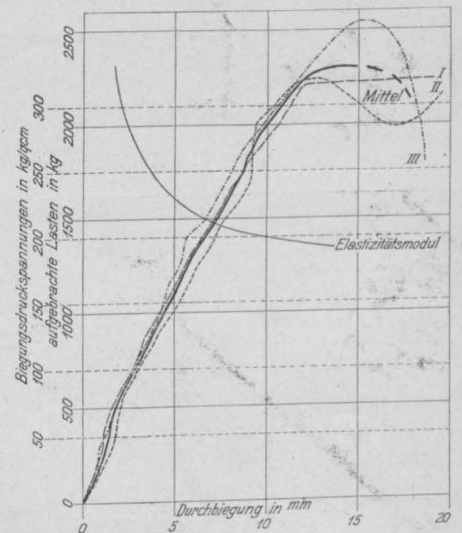
ausgeführt. Der Beton wurde in der üblichen Weise plastisch eingebracht, wobei die unteren Eisen mit feinerem, fetterem Mörtel umhüllt wurden.

Während des Abbindungsprozesses des Betons vom 8. November bis 2. Dezember 1912 wurde die Innentemperatur des Betons beobachtet. Die Thermometer waren in $\frac{5}{4}$ zölligen miteinbetonierten Gas-Röhren eingehängt. Abbildung 29 gibt ein Bild der Lage der einzelnen Thermometer.

Die Kurventafel der Abbildung 30, in der die Abszissen die Ablesungszeiten und die Ordinaten die Temperaturen angeben, zeigt, daß die Innentemperatur im Abstand von etwa 2 Tagen den Schwankungen der Außentemperatur folgt. Trotz der nie-



Abbildungen 31 und 32. Ergebnis der Prüfung der Kontrollbalken.



drigen Außentemperaturen, welche zeitweise unter den Gefrierpunkt herabsanken, ging die Innentemperatur selbst in der dünnen nur 18 cm starken Deckenplatte nur bis etwa $+3^\circ \text{C}$. herunter. Man ersieht daraus, daß ein Betonieren bei geringeren Kältegraden unbedenklich ist, besonders wenn es sich um stärkere Betonbauteile handelt.

Während des Betonierens wurden entsprechend der Anregung des „Deutschen Betonvereins“ Kontrollbalken und Würfel auf der Baustelle aus der zur Verwendung kommenden Betonmischung hergestellt. Je drei Balken bzw. Würfel wurden nach $1\frac{1}{2}$ Mona-

ten und je drei nach 9 Monaten geprüft. Die Ergebnisse der Balkenprüfungen sind in den Abbildungen 31 und 32, S. 139, graphisch dargestellt, während Ab-

chend von der üblichen Methode wurden bei der Probe der Kontrollbalken auch die Durchbiegungen gemessen, weil diese Methode auch das Ueberschreiten der Quetschgrenze des Betons scharf anzeigt. Das plötzliche Anschwellen der Durchbiegung bei geringer Vergrößerung der Belastung zeigt deutlich den Beginn der Aenderung des inneren Gefüges an. Zu diesen Zeitpunkten, die annähernd den Scheitelpunkten der Kurven entsprechen, waren an den Außenflächen noch keinerlei Veränderungen selbst mit der Lupe zu bemerken. Die Beobachtung der Durchbiegungen gestattet auch einen Schluß auf die veränderliche Größe des Elastizitäts-Moduls, der, wie auch bekannt, wie die aufgetragene entsprechende Kurve zeigt, mit Zunehmen der Belastung abnimmt. Die Berechnung erfolgte nach der Formel:

Durchbiegung $f = \frac{P}{E \cdot J} \frac{l^3}{48}$, wobei die Variabilität von J infolge des wechselnden Wertes n berücksichtigt ist. Während die Biegedruckfestigkeiten Werte bis 450 kg zeigen, erreichen die ermittelten Würfel-Festigkeiten bei gleichem Material kaum die halben Werte. Die Biegeversuche an den Kontrollbalken wurden mittels der Koenen'schen Rohrpresse vorgenommen, die Versuchs-Anordnung zeigt die Abbildung 33, S. 137.

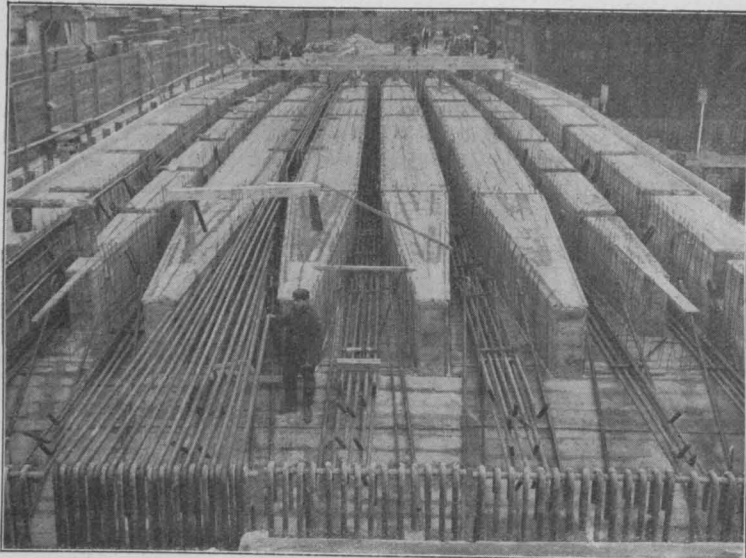


Abbildung 27. Das Eisen zwischen den Schalkkästen an der Rahmen-Ecke.

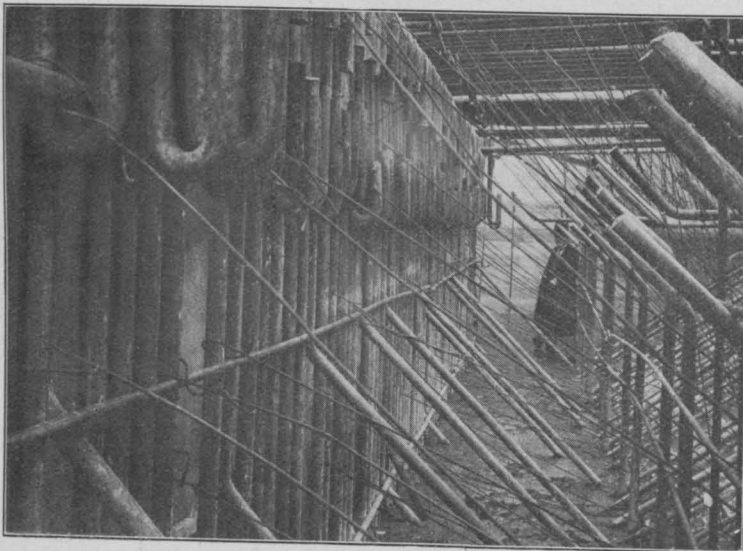


Abbildung 21. Ausbildung der Rahmen-Ecke.

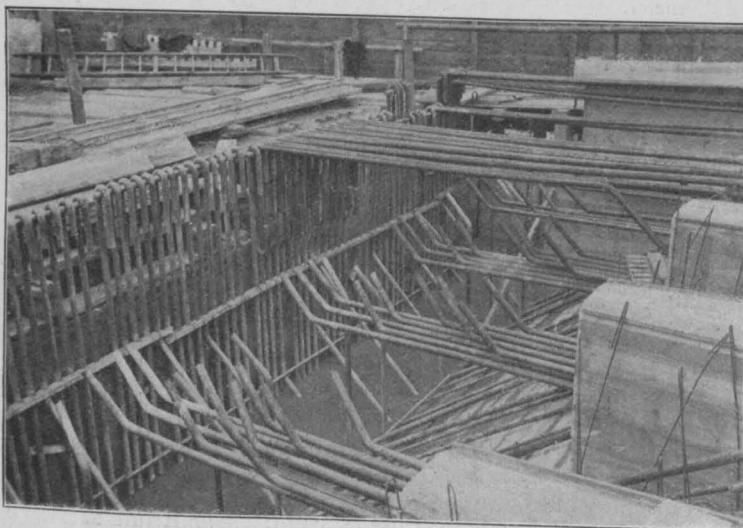


Abbildung 22. Ausbildung der Rahmen-Ecke.

Absenkung des Lehrgerüsts und Probelastung.

Die Absenkung des Lehrgerüsts wurde am 23. Januar d. Js. nach einem besonderen Absenkungsplan vorgenommen. Dieser Plan wurde auf Grund der in Abb. 34 gezeichneten wahrscheinlichen Durchbiegungslinie, errechnet nach den bei den Versuchen gewonnenen Elastizitätsmodulen, entworfen. Es stellt die Kurve die Biegelinie der Fahrbahnbalken für Eigengewicht dar. Die Stellung der Durchbiegungsmesser (Leuner'sche Fühlhebel-Apparate) und der Bauschrauben ist über der Biegelinie angedeutet. Ueber der Biegelinie ist eine Schar von wagrechten Linien gezogen, die 1, 2 und 4 mm (gleich $\frac{1}{8}$, $\frac{1}{4}$, $\frac{1}{2}$ Drehung der Schraube von 8 mm Ganghöhe) Abstand haben. Bei der Absenkung waren zwei Arbeiterkolonnen von je 14 Mann tätig. Aus dem Plan, Abbildung 34, S. 139, ist die Reihenfolge und Größe der einzelnen Schraubendrehungen ersichtlich. Dem Plan liegt die Idee zugrunde, daß zunächst die Fahrbahn im ganzen gesenkt wird, um die Setzungen des Baugrundes und Zusammendrückung der Widerlager sofort zu erreichen, sodann aber, daß die Balken allmählich in die zu erwartende durchgebogene neue Lage überführt werden müssen.

Die eigentliche Absenkung war nach etwa einer Stunde erledigt. Die gefundenen größten Durchbiegungen waren 5 Stunden nach Absenkung: an der linken, mittleren Unterstüzung: $d = 20,3 \text{ mm}$, an der rechten, mittleren Unterstüzung: $d = 20,6 \text{ mm}$.

Die Durchbiegungs-Messer blieben noch 4 Tage stehen, die Durchbiegungen vergrößerten sich bei abnehmender Temperatur, nachdem auch beträchtliche Lasten (Lastauto mit Anhänger, rd. 20 t) die Brücke passiert hatten: an der linken, mittleren Unterstüzung: bis auf $d = 30,2 \text{ mm}$, an der rechten, mittleren Unterstüzung: bis auf $d = 29 \text{ mm}$, um dann bei zunehmender Temperatur um rd. 2 mm zurückzugehen. Man ersieht aus dem Vergleich mit der er-

Abbildung 33 auf S. 137 die Anordnung der Versuche erkennen läßt. Die Ordinaten bedeuten die aufgetragenen Lasten bzw. Biegedruckspannungen, die Abszisse gibt die Durchbiegungen an. Abwei-

leren Unterstüzung: bis auf $d = 30,2 \text{ mm}$, an der rechten, mittleren Unterstüzung: bis auf $d = 29 \text{ mm}$, um dann bei zunehmender Temperatur um rd. 2 mm zurückzugehen. Man ersieht aus dem Vergleich mit der er-

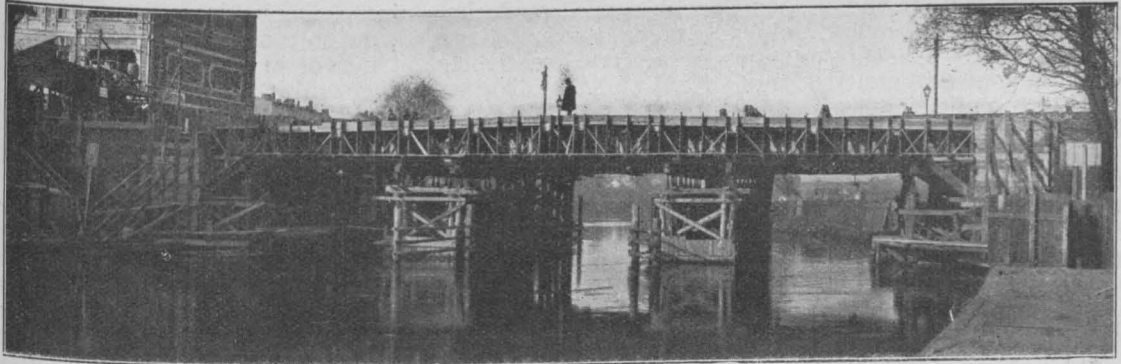


Abbildung 25. Ansicht des Lehrgerüsts und der Balkenschalung.

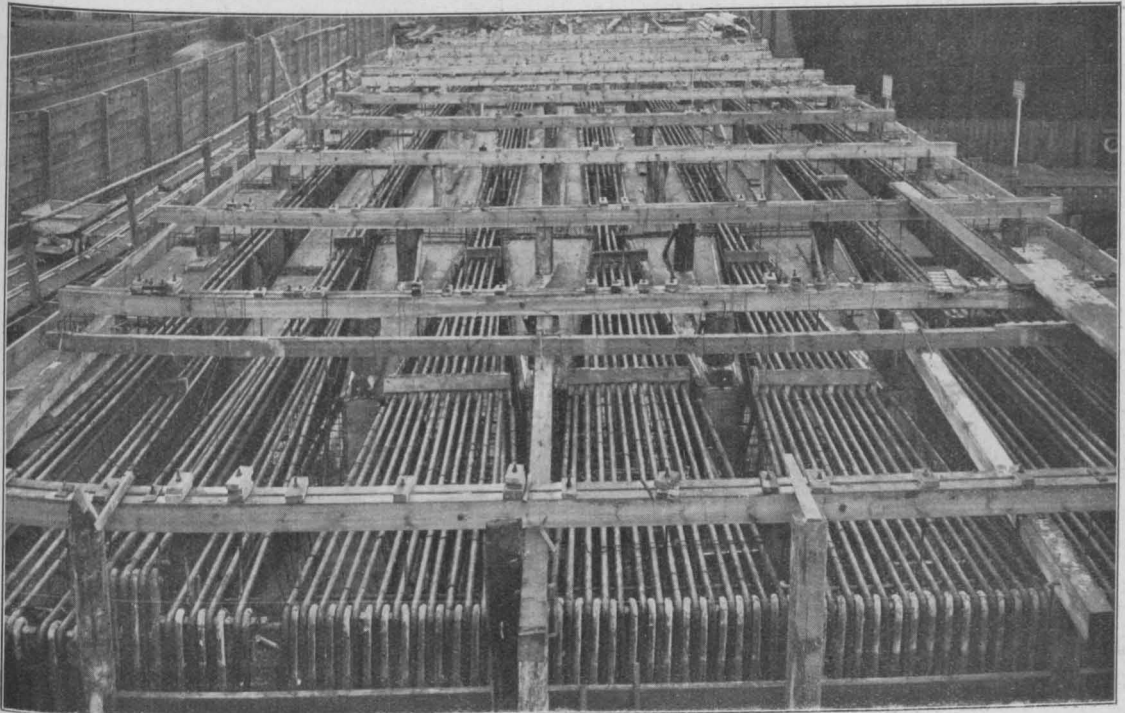


Abbildung 25. Blick auf die verlegten Eisen der Fahrbahn von der Rahmen-Ecke her.

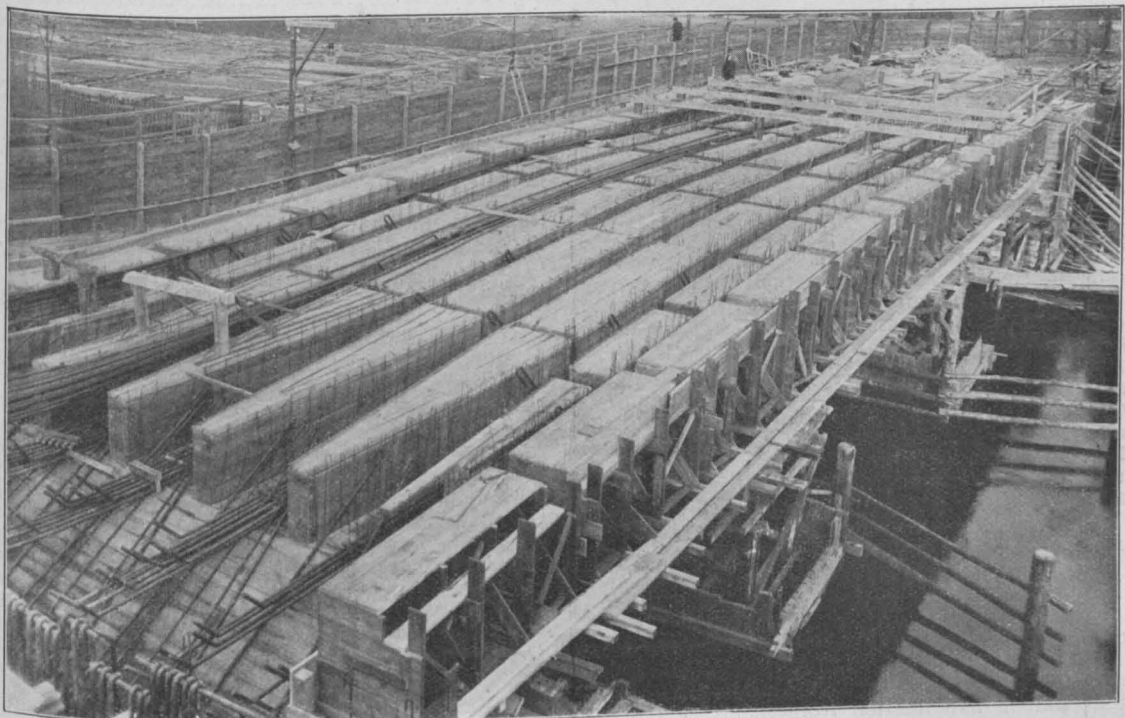


Abbildung 26. Einrüstung der Fahrbahn.

Neubau der Viktoria-Brücke in Bromberg. Entwurf und Ausführung: Windschild und Langelott in Bromberg.
4. Oktober 1913.

rechnet Kurve, daß die endgültigen Durchbiegungen sehr gut mit der Annahme eines Elastizitätskoeffizienten von $E = 140\,000 \text{ kg/qcm}$ stimmen, während die Beobachtungen der ersten 5 Stunden auf ein $E = 190\,000 \text{ kg/qcm}$ schließen lassen.

Die Probebelastung der Brücke wurde am 25. August 1913 im Beisein der staatlichen und städtischen Behörden vorgenommen. Die Lasten wurden so schwer gewählt und so auf der Fahrtafel verteilt, daß die rechnermäßigen Spannungen erreicht werden sollten. Die ermittelte Durchbiegung unter der Höchstlast stieg für die Brückenmitte auf 3 mm. Nach Beseitigung der aufgetragenen Lasten ging die Durchbiegung auf Null zurück.

Allgemeines.

Die ästhetisch befriedigende Wirkung der Brücke (vergl. die Bildbeilage in No. 16) beruht darin, daß sie nicht das reizende Bild, das Strom und im Hintergrunde Hafen und Stadt bieten, verdeckt und den Blick des auf dem Strome ankommenden Beschauers von diesem Bilde abzieht, sondern dasselbe gleichsam wie ein Rahmen mit seinem schmalen den Strom kühn überspannenden Tragwerk umkleidet. Aus diesem Grunde ist nur ein einfaches, aber in modernen Formen gehaltenes eisernes Geländer gewählt, weil eine massive Brüstung die elegante Schlantheit der Fahrbahn beeinträchtigen, die Landschaft zu sehr

verdecken könnte. Die beiderseitigen Brückenköpfe sind dagegen, da sie vom freien Strom zu den anschließenden massigen Häuserblöcken überleiten sollen, wuchtiger und massiver gehalten.

Alle Ansichtsflächen der Brücke sind mit einem Vorsatzbeton, dessen helle, werksteinähnliche Farbe durch reichliche Zuschläge von Granit- und Syenitgrus erreicht wurde, bekleidet und je nach der beabsichtigten Wirkung werksteinähnlich verschieden bearbeitet.

Die gesamten Bauarbeiten wurden in der kurzen Zeit vom Mai bis Ende des Jahres 1912 ausgeführt. Die Baukosten der fertiggestellten Brücke einschließlich Abbruch der alten Brücke und Bau der Notbrücke belaufen sich auf annähernd 125 000 M. Wenn die ausführende Fa. Windschild & Langelott-Bromberg, neben dieser schnellen Fertigstellung der Arbeiten das Verdienst für sich in Anspruch nehmen darf, zuerst auf die Möglichkeit der Errichtung in massiver Bauart hingewiesen und diese Idee mit den Hilfsmitteln des modernen Eisenbetonbaues und dem Rüstzeug der Statik und neueren Forschung planmäßig durchgeführt zu haben, so darf dem durch Hrn. Stadtbaurat Dr.-Ing. Mählmann geleiteten städtischen Hochbauamt Bromberg die Anerkennung für die Durcharbeitung in architektonischer Hinsicht und die Ausbildung der Konstruktion zu einem ästhetisch wirksamen Gesamtbild nicht versagt bleiben. —

Der Betonbau auf der Internationalen Baufach-Ausstellung in Leipzig 1913. (Schluß.)



on den übrigen Gebieten des Ingenieurwesens, die in der Sonder-Ausstellung in der Betonhalle vertreten sind, seien noch hervorgehoben Wasserkraft-Anlagen (Rud. Wollé, Wayss & Freytag), Kanalisations-, Klär- und Wasserversorgungs-Anlagen (Dücker & Co. in Düsseldorf, Hüser & Cie.), Tunnelbau (Hüser & Cie.) und Schacht- und Stollenausbau in Eisenbeton. Dieses Gebiet wird namentlich von Dücker & Co., Franz Schlüter in Dortmund und Walter Rüde in Zwickau behandelt. Letztere Firma zeigt Schachtauskleidungen in Probestücken, die aus einzelnen, mit Feder und Nut ineinander greifenden Beton-Hohlsteinen sich zusammen setzen. Die senkrechten Eisen sind in jedem Stück gleich eingebettet, die wagrechten Ringeisen werden in die Hohlräume der Werkstücke verlegt und dann vergossen. Aus dem Eisenbahnwesen stellt Rud. Wollé Proben seiner Asbeston-Querschwellen aus, die für die Befestigung der Schienen nagel- und schraubbar, aber nicht organische, also nicht verrottende Einlagen enthalten. Schwellen dieser Art sind mit bisher gutem Erfolge probeweise in Hauptbahnstrecken der sächs. Staats- und der schweiz. Bundes-Bahnen verlegt. Eine Anwendung auf den Bau von Straßenbahnen zeigt der neue Unterbau von Gebr. Rank, der aus fertig angelieferten Eisenbeton-Querschwellen und zwischen diese gespannten, an Ort und Stelle zwischen Schalungen eingestampften Längsschwellen besteht, welche die Schienen unterstützen.

Erwähnt seien ferner Eisenbeton-Maste zu verschiedenen Zwecken vom einfachen, bestiegbaren Saxoniamast der Fa. Rud. Wollé bis zu den künstlerisch vollendeten durchgeführten Lichtträgern derselben Firma vor dem Hauptbahnhof in Leipzig, die sich bis zu rd. 18 m Höhe erheben. Ein schönes Beispiel von der Eignung des Eisenbetons zu Röhren zeigt ein 5 m langes, 50 cm im Lichten weites Siegwart-Rohr, ausgestellt von Züblin & Cie. Eine eigenartige Anwendung des Eisenbetons, die durch seine hohe Feuerbeständigkeit ermöglicht wird, ist schließlich die zu Koksofen Türen, ausgestellt von der Fa. Franz Schlüter, der die dargestellte Bauweise patentiert ist.

Am mannigfaltigsten ist das Gebiet des Hochbaues vertreten. Decken, Treppen, Dächer und Stützen, reine Industriebauten vor allem, aber auch Geschäftshäuser, Warenhäuser, Hotels, monumentale Hallen- und Kuppelbauten sind hier zu finden, und zwar bietet jeder Aussteller Beispiele aus diesem Gebiet, sodaß nur Einiges hervor gehoben werden kann. Silobauten werden in Modellen und in mannigfaltiger Ausbildungsweise namentlich von Züblin & Cie., Wayss & Freytag, Joh. Odorico, Inh. R. Wortmann in Dresden geboten; Gasanstalten mit eigenartig behandelten Kohlsilos zeigen namentlich Gebr. Rank, Bauten für die Hütten-Industrie Gebr. Huber in Breslau, für die Zement-Industrie Hüser & Cie., Rob. Grastorf G. m. b. H. in Hannover. Waren-

Geschäftshäuser, Hotels, Restaurations-Anlagen usw. bieten namentlich Wayss & Freytag, Gebr. Rank, Deutsche Kahneisen-Gesellschaft in Berlin, Kell & Löser. Das Modell eines Hotels, von letzterer Firma in 88 Tagen in Leipzig im Rohbau fertig gestellt, zeigt, daß man bei geeigneten Dispositionen auch in Eisenbeton sehr schnell bauen kann. Der Hallenbau ist vertreten durch zahlreiche Nutzbauten, aber auch durch Monumentalbauten wie die Wandelhallen auf Borkum¹⁾ (P. Kossel & Cie. in Bremen) und die schöne Querbahnsteighalle im Hauptbahnhof zu Leipzig²⁾ (Dyckerhoff & Widmann und Max Pommer in Leipzig). Aus dem Gebiet des Kuppelbaues sind die neuesten und bedeutendsten Beispiele verschiedener Bauweise in der Festhalle zu Breslau³⁾ (Dyckerhoff & Widmann), dem Pumpwerk alte Emischer⁴⁾ (Dücker & Co.) und der Kuppel der Betonhalle selbst (Kell & Löser) wieder gegeben, zum Teil in schönen und instruktiven Modellen. Die reichhaltige Ausstellung von Rud. Wollé zeigt schließlich im Modell und zahlreichen Abbildungen einen reinen Monumentalbau in Beton, das Völkerdenkmal zu Leipzig.

Neben den Betonmischen haben auch in der Betonhalle selbst einige Maschinenfabriken ausgestellt, die sich mit dem Bau von Betonmischmaschinen befassen. Die Draiserwerke G. m. b. H. in Mannheim-Waldhof zeigen in Bild und Modell ihre Mischmaschinen System Smith mit doppelkonischer Trommel, die durch Zahnkranz in der Mitte in Drehung versetzt, durch ihre Form und die Anordnung auf dem Mantel aufgenieteter Schaufeln eine innige Mischung erzielt und beim Entleeren gekippt wird. Phil. Deutsch & Co., G. m. b. H. in Berlin zeigen in ihrer Ransome-Mischmaschine ebenfalls eine amerikanische Bauweise, aber von rein zylindrischer Form, bei welcher Mischung und Entleerung abgesehen von der Drehung nur durch die eigenartige Form der Schaufeln bewirkt wird. Bünger A. G. in Düsseldorf zeigen eine Mischmaschine ähnlichen Prinzips wie die letztgenannte, aber mit Kettenantrieb statt mit Zahnkranz. Die Firma zeigt in Photographien auch die von ihr gebauten Rammen, Baukran und Bagger verschiedenster Art. Eine Reihe von Firmen haben nur einen Teil ihrer Ausstellung in der Halle, Maschinen im Betriebe aber in besonderen Bauten außerhalb der Halle untergebracht. Hierhin gehören Gauhe, Gockel & Co., Oberlahnstein a. Rh. mit ihren bekannten mannigfaltig ausgebildeten Mischmaschinen, die meist einfache Trommelform und auf der Trommelachse feststehende Schaufeln zeigen. Die Allg. Baummaschinen-G. m. b. H. in Leipzig mit einer zweiteiligen, fast kugelförmigen Trommel, das kgl. bayer. Hüttenamt Sonthofen und Dr. Gaspary & Co. in Markranstädt bei Leipzig. Neben

¹⁾ „Mitteilungen“ 1912, S. 121 ff.

²⁾ „Mitteilungen“ 1912, S. 55 ff.

³⁾ „Mitteilungen“ 1913, No. 14 und 15.

⁴⁾ „Mitteilungen“ 1913 No. 6 und 7.

rechneten Kurve, daß die endgültigen Durchbiegungen sehr gut mit der Annahme eines Elastizitäts-Koeffizienten von $E = 140\,000 \text{ kg/qcm}$ stimmen, während die Beobachtungen der ersten 5 Stunden auf ein $E = 190\,000 \text{ kg/qcm}$ schließen lassen.

Die Probebelastung der Brücke wurde am 25. August 1913 im Beisein der staatlichen und städtischen Behörden vorgenommen. Die Lasten wurden so schwer gewählt und so auf der Fahrbahntafel verteilt, daß die rechnungsmäßigen Spannungen erreicht werden sollten. Die ermittelte Durchbiegung unter der Höchstlast stieg für die Brückenmitte auf 3 mm. Nach Beseitigung der aufgebrauchten Lasten ging die Durchbiegung auf Null zurück.

Allgemeines.

Die ästhetisch befriedigende Wirkung der Brücke (vergl. die Bildbeilage in No. 16) beruht darin, daß sie nicht das reizende Bild, das Strom und im Hintergrunde Hafen und Stadt bieten, verdeckt und den Blick des auf dem Strome ankommenden Beschauers von diesem Bilde abzieht, sondern dasselbe gleichsam wie ein Rahmen mit seinem schmalen den Strom kühn überspannenden Tragwerk umkleidet. Aus diesem Grunde ist nur ein einfaches, aber in modernen Formen gehaltenes eisernes Geländer gewählt, weil eine massive Brüstung die elegante Schlantheit der Fahrbahn beeinträchtigen, die Landschaft zu sehr

verdecken könnte. Die beiderseitigen Brückenköpfe sind dagegen, da sie vom freien Strom zu den anschließenden massigen Häuserblöcken überleiten sollen, wuchtiger und massiver gehalten.

Alle Ansichtsflächen der Brücke sind mit einem Vorsatzbeton, dessen helle, werksteinähnliche Farbe durch reichliche Zuschläge von Granit- und Syenitgrus erreicht wurde, bekleidet und je nach der beabsichtigten Wirkung werksteinähnlich verschieden bearbeitet.

Die gesamten Bauarbeiten wurden in der kurzen Zeit vom Mai bis Ende des Jahres 1912 ausgeführt. Die Baukosten der fertiggestellten Brücke einschließlich Abbruch der alten Brücke und Bau der Notbrücke belaufen sich auf annähernd 125 000 M. Wenn die ausführende Fa. Windschild & Langelott-Bromberg, neben dieser schnellen Fertigstellung der Arbeiten das Verdienst für sich in Anspruch nehmen darf, zuerst auf die Möglichkeit der Errichtung in massiver Bauart hingewiesen und diese Idee mit den Hilfsmitteln des modernen Eisenbetonbaues und dem Rüstzeug der Statik und neueren Forschung planmäßig durchgeführt zu haben, so darf dem durch Hrn. Stadtbaurat Dr.-Ing. Mählmann geleiteten städtischen Hochbauamt Bromberg die Anerkennung für die Durcharbeitung in architektonischer Hinsicht und die Ausbildung der Konstruktion zu einem ästhetisch wirksamen Gesamtbild nicht versagt bleiben. —

Der Betonbau auf der Internationalen Baufach-Ausstellung in Leipzig 1913. (Schluß.)



on den übrigen Gebieten des Ingenieurwesens, die in der Sonder-Ausstellung in der Betonhalle vertreten sind, seien noch hervorgehoben Wasserkraft-Anlagen (Rud. Wölle, Wayss & Freytag), Kanalisations-, Klär- und Wasserversorgungs-Anlagen (Dücker & Co. in Düsseldorf, Hüser & Cie.), Tunnelbau (Hüser & Cie.) und Schacht- und Stollenausbau in Eisenbeton. Dieses Gebiet wird namentlich von Dücker & Co., Franz Schlüter in Dortmund und Walter Rude in Zwickau behandelt. Letztere Firma zeigt Schachtauskleidungen in Probestücken, die aus einzelnen, mit Feder und Nut ineinander greifenden Beton-Hohlsteinen sich zusammen setzen. Die senkrechten Eisen sind in jedem Stück gleich eingebettet, die wagrechten Ringeisen werden in die Hohlräume der Werkstücke verlegt und dann vergossen. Aus dem Eisenbahnwesen stellt Rud. Wölle Proben seiner Asbeston-Querschwellen aus, die für die Befestigung der Schienen nagel- und schraubbar, aber nicht organische, also nicht verrottende Einlagen enthalten. Schwellen dieser Art sind mit bisher gutem Erfolge probeweise in Hauptbahnstrecken der sächs. Staats- und den schweiz. Bundes-Bahnen verlegt. Eine Anwendung auf den Bau von Straßenbahnen zeigt der neue Unterbau von Gebr. Rank, der aus fertig angelieferten Eisenbeton-Querschwellen und zwischen diese gespannten, an Ort und Stelle zwischen Schalungen eingestampften Längsschwellen besteht, welche die Schienen unterstützen.

Erwähnt seien ferner Eisenbeton-Maste zu verschiedenen Zwecken vom einfachen, besteigbaren Saxonia-Mast der Fa. Rud. Wölle bis zu den künstlerisch vollendet durchgeführten Lichtträgern derselben Firma vor dem Hauptbahnhof in Leipzig, die sich bis zu rd. 18 m Höhe erheben. Ein schönes Beispiel von der Eignung des Eisenbetons zu Röhren zeigt ein 5 m langes, 50 cm im Lichten weites Siegart-Rohr, ausgestellt von Züblin & Cie. Eine eigenartige Anwendung des Eisenbetons, die durch seine hohe Feuerbeständigkeit ermöglicht wird, ist schließlich die zu Koksofenröhren, ausgestellt von der Fa. Franz Schlüter, der die dargestellte Bauweise patentiert ist.

Am mannigfaltigsten ist das Gebiet des Hochbaues vertreten. Decken, Treppen, Dächer und Stützen, reine Industriebauten vor allem, aber auch Geschäftshäuser, Warenhäuser, Hotels, monumentale Hallen- und Kuppelbauten sind hier zu finden, und zwar bietet jeder Aussteller Beispiele aus diesem Gebiet, sodaß nur Einiges hervor gehoben werden kann. Silobauten werden in Modellen und in mannigfaltiger Ausbildungsweise namentlich von Züblin & Cie., Wayss & Freytag, Joh. Odorico, Inh. R. Wortmann in Dresden geboten; Gasanstalten mit eigenartig behandelten Kohlenilos zeigen namentlich Gebr. Rank, Bauten für die Hütten-Industrie Gebr. Huber in Breslau, für die Zement-Industrie Hüser & Cie., Rob. Grastorf G. m. b. H. in Hannover. Waren-

Geschäftshäuser, Hotels, Restaurations-Anlagen usw. bieten namentlich Wayss & Freytag, Gebr. Rank, Deutsche Kahneisen-Gesellschaft in Berlin, Kell & Löser. Das Modell eines Hotels, von letzterer Firma in 88 Tagen in Leipzig im Rohbau fertig gestellt, zeigt, daß man bei geeigneten Dispositionen auch in Eisenbeton sehr schnell bauen kann. Der Hallenbau ist vertreten durch zahlreiche Nutzbauten, aber auch durch Monumentalbauten wie die Wandelhallen auf Borkum¹⁾ (P. Kossel & Cie. in Bremen) und die schöne Querbahnsteighalle im Hauptbahnhof zu Leipzig²⁾ (Dyckerhoff & Widmann und Max Pommer in Leipzig). Aus dem Gebiet des Kuppelbaues sind die neuesten und bedeutendsten Beispiele verschiedener Bauweise in der Festhalle zu Breslau³⁾ (Dyckerhoff & Widmann), dem Pumpwerk alte Emischer⁴⁾ (Dücker & Co.) und der Kuppel der Betonhalle selbst (Kell & Löser) wieder gegeben, zum Teil in schönen und instruktiven Modellen. Die reichhaltige Ausstellung von Rud. Wölle zeigt schließlich im Modell und zahlreichen Abbildungen einen reinen Monumentalbau in Beton, das Völkerdenkmal zu Leipzig.

Neben dem Betonbau haben auch in der Betonhalle selbst einige Maschinenfabriken ausgestellt, die sich mit dem Bau von Betonmischmaschinen befassen. Die Draiserwerke G. m. b. H. in Mannheim-Waldhof zeigen in Bild und Modell ihre Mischmaschinen System Smith mit doppelkonischer Mischtrommel, die durch Zahnkranz in der Mitte in Drehung versetzt, durch ihre Form und die Anordnung auf dem Mantel aufgenieteter Schaufeln eine innige Mischung erzielt und beim Entleeren gekippt wird. Phil. Deutsch & Co., G. m. b. H. in Berlin zeigen in ihrer Ransome-Mischmaschine ebenfalls eine amerikanische Bauweise, aber von rein zylinderischer Form, bei welcher Mischung und Entleerung abgesehen von der Drehung nur durch die eigenartige Form der Schaufeln bewirkt wird. Bünger A. G. in Düsseldorf zeigen eine Mischmaschine ähnlichen Prinzips wie die letztgenannte, aber mit Kettenantrieb statt mit Zahnkranz. Die Firma zeigt in Photographien auch die von ihr gebauten Rammen, Baukran und Bagger verschiedenster Art. Eine Reihe von Firmen haben nur einen Teil ihrer Ausstellung in der Halle, Maschinen im Betriebe aber in besonderen Bauten außerhalb der Halle untergebracht. Hierhin gehören Gauhe, Gockel & Co., Oberlahnstein a. Rh. mit ihren bekannten mannigfaltig ausgebildeten Mischmaschinen, die meist einfache Trommelform und auf der Trommelachse feststehende Schaufeln zeigen. Die Allg. Baumaschinen-G. m. b. H. in Leipzig mit einer zweiteiligen, fast kugelförmigen Trommel, das kgl. bayer. Hüttenamt Sonthofen und Dr. Gaspary & Co. in Markranstädt bei Leipzig. Neben

¹⁾ „Mitteilungen“ 1912, S. 121 ff.

²⁾ „Mitteilungen“ 1912, S. 55 ff.

³⁾ „Mitteilungen“ 1913, No. 14 und 15.

⁴⁾ „Mitteilungen“ 1913 No. 6 und 7.

ihren Mischmaschinen Kunz'scher Bauweise mit sich gegeneinander drehenden Doppelschaukeln führt erstgenannte Firma auch eine neue Rohrstampfmaschine System Bongardt vor, mit der sämtliche gebräuchliche Rohrprofile gestampft werden können, und zwar sowohl kreisförmige von 75 cm bis 2 m Durchmesser wie auch eiförmige bis $1,35 \times 2$ m Lichtweite. Am reichhaltigsten ist die Ausstellung von Dr. Gaspary, die in einem eigenen geschmackvollen Pavillon untergebracht ist, und die zahlreichen Zementmisch- und Verarbeitungs-Maschinen enthält, die von dieser Firma gebaut werden. Hier finden sich Steinbrecher und Kiessortier- und Waschmaschinen, Zementziegel- und Zementstein-Pressen, Plattenpressen für einfache und farbige Platten usw. Die kleine Ausstellung giebt ein abgerundetes Bild von dem heutigen Stande dieses Zweiges des Maschinenbaues in den von der Firma besonders bevorzugten Formen. Zu erwähnen ist schließlich noch ein Ausstellungszelt des Georgs-Marien-Vereins in Osnabrück-Eversburg, das Mischmaschinen in Form von Kollergängen Eirich'scher Bauweise von 40—300 cbm Tagesleistung enthält, Maschinen, die in ihrer Mischwirkung vortrefflich sind, bei größeren Leistungen allerdings mehr Raum als andere beanspruchen. Außerhalb dieser in sich geschlossenen Ausstellung der Zement- und Beton-Industrie, sowie der damit zusammenhängenden Maschinen-Industrie finden sich aber Beispiele für die Anwendung des Beton- und Eisenbeton-Baues noch in verschiedenen anderen Abteilungen der Ausstellung, so namentlich in den Sonder-Ausstellungen des preußischen Ministeriums der öffentlichen Arbeiten, im österreichischen und im sächsischen Hause, in der wissenschaftlichen Abteilung und der Sonder-Ausstellung der Stadt Leipzig, sowie schließlich in der Industriehalle.

In der Ausstellung des preuß. Minist. der öffentl. Arbeiten sind es namentlich die mächtigen Schleusen-Bauten in Beton- und Eisenbeton, die in schönen Modellen dargestellt, die Aufmerksamkeit auf sich ziehen. Die Schleusen des Rhein—Herne-Kanales, des Ems—Weser-Kanales mit dem Zweigkanal nach Hannover, vor allem die mächtigen Schachtschleusen bei Henrichsburg und Minden⁵⁾, die Schleusentreppe bei Niederfinow im Großschiffahrtsweg Berlin—Stettin, die neuen mächtigen See-Schleusen in Emden⁶⁾ und an den beiden Mündungen des erweiterten Kaiser Wilhelm - Kanales, die Dückerbauten und die Unterbauten für Wehre und Schutztore in diesen Wasserstraßen sind schöne Beispiele der Anwendung des Betons und Eisenbetons im modernen Wasserbau.

Unter den Brückenbauten des preußischen Staates, die in Stampfbeton ausgeführt worden sind, sei der Nister-tal-Viadukt mit 50 m Höhe über der Talsohle und 10 Oeff-

nungen von je 35 m Spannweite und die Brücke über die Wupper bei Sonnborn mit 62 m Spannweite zwischen den verlorenen Widerlagern hervorgehoben. Das eigentliche Gewölbe hat zwischen den Kämpfergelenken noch 32 m Spannweite. Das eine Widerlager ist auf ein Eisenbeton-Kaisson gegründet. Beide Brücken liegen in Hauptbahnen.

In dem österreichischen Pavillon zeigen eine Reihe von Firmen, unter denen wir hier nur Pittel & Brausewetter und Rella & Neffe, Wayss & Freytag A.-G. und Meinong G. m. b. H. nennen wollen, an guten Beispielen: Brückenbauten, Hallen, Gründungen, Fabrikbauten, den Stand des Eisenbetonbaues in Oesterreich. Hier hat auch Ob.-Br. Dr. v. Emperger seine Schwarzenbergbrücke ausgestellt, die wir schon erwähnt haben. Die in Ausführung begriffenen Wasserbauten an der Moldau und Elbe, Talsperrenbauten usw. geben weiter Gelegenheit zum Studium des österr. Betonbaues.

Im sächsischen Hause ist namentlich die Vorführung der großen Querbahnsteighalle des Leipziger Haupt-Bahnhofes im Modell und Bild hervorzuheben, ferner eine Reihe von Eisenbeton-Balkenbrücken, die von der Staatsbahn-Verwaltung gebaut worden sind. Bei den durchgehenden Balken sind dabei die Zwischenpfeiler als Eisenbeton-Pendelstützen mit Betonwälgelenken ausgeführt. Im Gebiet des Wasserbaues sind die großen Talsperren-Bauten (Klingenberger und Malter Talsperre) bemerkenswert, die ebenfalls durch Zeichnungen, Modelle und Photographien erläutert werden. Sie wurden allerdings nicht in Beton, sondern in Bruchstein mit Zement-Traß-Kalk-Mörtel hergestellt.

In der Sonder-Ausstellung der Stadt Leipzig ist der Beton einerseits in den Kanalisationsbauten, andererseits in den Ueberwölbungen der Pleiße usw., schließlich in interessanten Darstellungen vertreten, die vom Baupolizeiamt über den Einfluß des Eisenbetons auf die Bauweise der Hochbauten gemacht worden sind.

Vielseitig ist das Gebiet, das in der wissenschaftlichen Abteilung den Betonbau berührt. Hier auf Einzelheiten einzugehen, müssen wir verzichten. Hervorgehoben sei nur die sehr lehrreiche und umfangreiche Ausstellung von der Ausföhrung des Deutschen Museums in München, die eine Musterkarte der verschiedenen Gründungsweisen in Eisenbeton, sowie der verschiedenen Arten des konstruktiven Aufbaues in Zeichnungen, Modellen und (zum Teil aufgegrabenen) Probestücken in anschaulicher Weise zur Darstellung bringt.

Mit den vorstehenden Ausföhrungen haben wir keineswegs das ganze Ausstellungsgebiet, soweit es den Betonbau betrifft, erschöpfen können. Sie mögen aber ein ungefähres Bild geben von der hohen Bedeutung, die dieser Bauweise im Rahmen der Internationalen Baufach-Ausstellung zukommt. — Fr. E.

Vermischtes.

Ueber den Einfluß von Traßzusatz, sowie des Anmachens mit Kalkwasser und Seifenlösung auf die Festigkeit und Wasserdichtigkeit von Mörtel und Beton wird in den „Mitteilungen“ des kgl. Material-Prüfungsamtes Berlin-Lichterfelde, Heft 2, Jahrgang 1913, durch H. Burchartz berichtet auf Grund von Versuchen, die für die Bauverwaltung des Masurischen Kanales angestellt worden sind. Untersucht wurden Mischungen von Portlandzement (Z) mit Kiessand (Ks) im Naturzustand (70% Sand 0—7 mm, 20% Kies 7—25 mm, 10% Kiesel über 25 mm Korngröße), mit ausgesiebttem Sand (S) und ausgesiebttem Kies (K), mit Traßzusatz (T), angemacht mit reinem Wasser, Kalkwasser (hergesellt aus Normenkalkteig mit soviel Wasser, daß 3 prozentiges Kalkwasser entstand) und Seifenwasser (hergestellt aus 20 g gewöhnlicher Schmierseife auf 1 l Wasser). Ausgeföhrt wurden Festigkeits- und Wasserdichtigkeitsproben. Der Wasserzusatz war dabei nur so groß, daß Mörtel und Beton erdeucht waren. Die Wasserdichtigkeitsproben erstreckten sich auf 28 Tage und 1 Jahr (nach 28 Tagen im Freien gelagert), die Festigkeitsproben auf 8, 28, 90 Tage (Lagerung im Zimmer, vom 2.—7. Tag angefeuchtet).

Aus den zahlreichen, der Veröffentlichung beigegebenen Tabellen sei hier nur die über den Einfluß des Anmachewassers auf die Erhärtung (Festigkeit) bei den Mischungen mit und ohne Traß mitgeteilt, und zwar die Mittelwerte nach 28 Tagen, bzw. die Verhältniszahlen nach 28 Tagen, wenn die Festigkeit der mit Leitungswasser angemachten Proben gleich 100 (vergl. Tabelle). Es ergeben danach bei den Mischungen ohne Traß die mit Kalkwasser angemachten Proben etwa dieselben Festigkeiten, als die mit reinem Wasser (was nach früheren Versuchen schon bekannt war). Wird Traß zugesetzt, so ergibt sich für die Kalkwasserproben eine höhere Festig-

Mischung	Zugfestigkeit in kg/qcm			Druckfestigkeit in kg/qcm			Verhältniszahlen			
	Leitungswasser	Kalkwasser	Seifenlösung	Leitungswasser	Kalkwasser	Seifenlösung	Zug		Druck	
1 Z + 2 S	52,2	53,6	51,6	612	554	576	103	99	97	94
1 Z + 2 S + 1/4 T	44,9	46,0	46,5	533	559	537	103	104	105	101
1 Z + 3 Ks	—	—	—	422	422	332	—	—	100	79
1 Z + 3 Ks + 1/4 T	—	—	—	400	412	386	—	—	103	97
1 Z + 2 1/2 S + 4 K	—	—	—	346	347	305	—	—	100	88
1 Z + 2 1/2 S + 4 K + 1/4 T	—	—	—	343	342	300	—	—	100	88

keit, für die Seifenwasserproben ein geringerer Festigkeits-Abfall im Vergleich zu den Reinwasserproben. Traßzusatz allein bewirkt bekanntlich eine Verzögerung in der Erhärtung, daher zeigen die 28 Tage - Proben mit Traß-Zusatz eine etwas geringere Festigkeit, es ist aber bekannt, daß später ein Ausgleich eintritt. Das bestätigen auch wieder die vorliegenden Versuche.

Was die Ergebnisse der Untersuchung auf Wasserdichtigkeit anbetrifft, die mit Hohlzylindern mit einem Wasserdruck von 0—2 Atm. (bei einzelnen Proben bis zum Bruch gesteigert) angestellt wurden, so ergaben sich die Proben der Mischung 1:3 ohne und mit Zusätzen sämtlich als wasserdicht, was der besonders günstigen Körnung des Kiessandes, also seiner großen Dichtigkeit zuschreiben ist. Von den Mischungen 1:2 1/2:4 waren die ohne Traßzusatz mit Leitungswasser angemachten undicht, desgleichen die mit Kalkwasser, während Seifenlösung bei allen Dichtigkeit erzeugte. Da man die Wirkung der Seifenlösung im Allgemeinen nicht als dauerhaft ansieht, wurden diese Versuche bis auf 1 Jahr Dauer

ausgedehnt. Auch nach dieser Frist erwiesen sich an der Luft oder unter Wasser gelagerte Proben als vollkommen dicht. Bei Traßzusatz waren auch die Proben dieser Mischung (bis auf eine mit Fehlstellen) sämtlich dicht und blieben es auch nach 1 Jahr Lagerung. Aus den Versuchen zieht der Verfasser des Berichtes folgende Schlüsse:

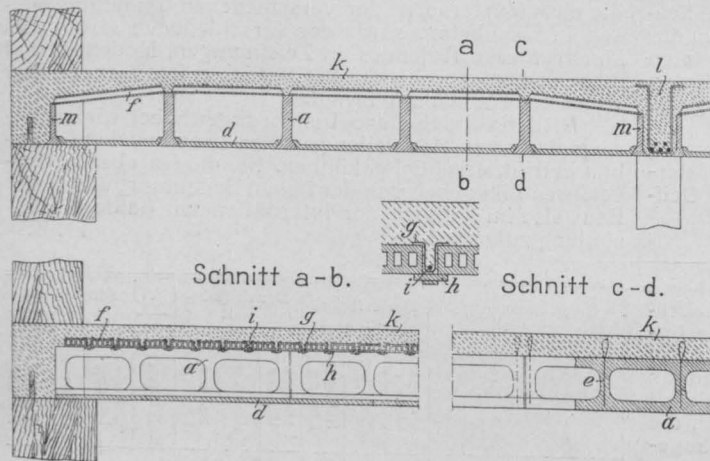
1. Der Zusatz von Traß verlangsamt im Allgemeinen die Erhärtung der Mörtel- und Betonmischungen etwas; er wirkt sehr günstig auf die Erhärtung der mit Kalkwasser angemachten Mischungen und verringert die nachteilige Wirkung der Seifenlösung. Er erhöht die Wasserdichtigkeit.

2. Das Kalkwasser ist ohne Einfluß auf die Festigkeit und Wasserdichtigkeit der ohne Traß bereiteten Mischungen, es begünstigt die Erhärtung der mit Traß bereiteten Mischungen.

3. Die Seifenlösung verringert die Erhärtungsfähigkeit der Mischungen ohne Traß, ihre schädliche Wirkung wird durch Zusatz von Traß mehr oder weniger aufgehoben; sie macht den Mörtel und Beton wasserdicht.

Rippenhohldecke zwischen Eisenbeton-Unterzügen mit ebener Decken-Unterfläche. D. R. P. 256 769 für Wayss & Freytag A.-G. in Neustadt a. d. Haardt.

Die besondere Ausbildung dieser Rippenhohldecke soll namentlich die leichte Anbringung von Transmissionsen, sowie den Einbau von Heizungs- und Lüftungskanälen usw. ermöglichen. Die Abbildungen zeigen eine besonders für Spinnereien geeignete Ausführungsform. Die Decke wird auf gewöhnlicher, ebener Schalung hergestellt und besteht aus den Eisenbetonstegen *a*, die unten schwalbenschwanzförmig gestaltet sind. Zwischen sie sind die fertigen Tafeln *d* eingeschoben oder es wird eine leichte Bimsbetondecke zwischen ihnen hergestellt. Auch die Hauptdeckenbalken werden von zwei solchen, leichter gehaltenen Stegen oder Bohlen *m* begrenzt. Ueber die Stege, die in ihren Wandungen, falls sie nicht einen Luftkanal begrenzen sollen, durchlocht sein können, werden leichte Hohlkörper *f* gelegt, deren Fugen von unten durch mit dünnen Drahtbügeln *h* aufgehängte Holzbalken geschlossen werden. Dann wird die Bewehrung *i* in die Fugen eingelegt und die obere Deckenplatte eingestampft,



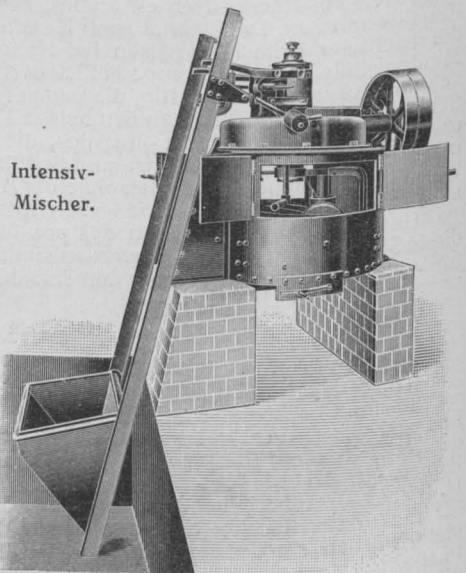
deren Rippen dann durch die ausgefüllten Fugen der Hohlkörper gebildet werden. Die Deckenplatte wird außerdem mit den Stegen durch Drahtschleifen *e* fest verbunden, die aus letzteren hervorstehen und in erstere eingreifen. Die Stege und die untere ebene Decke sind also an der oberen tragenden Decke aufgehängt. — G.

Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. 3. Einsturz einer Betondecke infolge mangelhafter Schalung. Beim Neubau eines Warenhauses wurde über dem Erdgeschoß eine Ziegelhohlstein-Decke mit Eiseneinlagen und 9 cm starker Betondruckschicht ausgeführt. Der Beton wurde in zweirädrigen Karren, die auf Karrbohlen liefen, herangebracht und ausgekippt; dabei glitt ein Karren von der Bohle ab. Durch den Stoß zerbrach eine der die Schalung tragenden Stützen, was den Einsturz des gesamten Deckenteiles zur Folge hatte. Vier Arbeiter stürzten mitsamt dem Karren in die Tiefe und wurden verletzt, wenn auch nicht schwer. Die Keller- geschoßdecke, die in gleicher Bauart ausgeführt war wie die Decke über dem Erdgeschoß, hat den Stoß ohne Schaden zu nehmen ausgehalten. Die Untersuchung ergab, daß die Schalung des eingestürzten, 35 qm großen Deckenteiles nur durch fünf Stützen von 10/10 cm und 12/12 cm Querschnitt getragen wurde. Alle Stützen waren bei 4,5 m Länge teils an zwei, teils gar an drei Stellen gestoßen; als Stoßdeckung dienten alte Bretter, die z. T. geborsten wa-

ren. Die Schuld an dem Unfall trug somit nicht eine mangelhafte Ausführung der Betondecke, sondern die ungenügende Unterstüzung der Schalung. Der Bauleiter ist zu 100 M. Geldstrafe verurteilt worden. — L.—M.

Intensiv-Mischer. Unter dieser Bezeichnung wird ein neuer Betonmischer von der Masch.-Fabrik Dr. Gaspary & Co. in Markranstädt bei Leipzig gebaut, der den Vorzug für sich in Anspruch nimmt, in einfacher und billiger Weise einen innig gemischten Beton von hoher Festigkeit herzustellen. Der Mischer ist nach dem Prinzip des Knetkollerganges gebaut und arbeitet periodisch. Die beigegebene Abbildung zeigt die äußere Erscheinung des Mixschers.

Das Rohmaterial wird in abgemessenen Mengen in den Kasten des Materialaufzuges aufgegeben, der durch Lüften eines Hebels in Tätigkeit tritt und den Füllkasten bis zur Einlaufstelle am eigentlichen Mischbottich hebt. Hier öffnet sich selbsttätig die Bodenklappe des Kastens und entleert ihren Inhalt in den Bottich. In letzterem arbeiten verschiedene Mischwerkzeuge. Sie haben die Aufgabe, das von dem Knetkoller breit und nach innen und außen gedrängte Material wieder unter den Koller zu schaffen. Auf diese Weise wird in kürzester Zeit sämtliches Rohmaterial untereinander gebracht. Wesentlich unterstützt wird dieser Vorgang dadurch, daß der Koller in der zur allgemeinen Drehrichtung aller Mischwerkzeuge entgegengesetzten Richtung und in Schleifen läuft. Dabei ist der Weg des Kollers bei jeder neuen Schleife anders, als der vorher durchlaufene, denn der Koller rückt mechanisch um die Länge je eines Zahnes am Zahnkranz weiter. Auf diese Weise muß jeder Teil des Mischgutes durch den Koller getroffen und bearbeitet werden. Die Anfeuchter-Vorrichtung führt das Wasser nicht wie bei den bisher üblichen Mixschern nur an einer Stelle dem Mischgut zu, sie ist vielmehr an der Mittelachse angeordnet und läuft dadurch ständig mit, sodaß die volle Oberfläche des Mörtels benäßt wird. Gleichzeitig wird aber dadurch auch die äußere Wand des Bottichs mit abgespült, sodaß die Reini-



gung des Bottichs erleichtert wird. Die Entleerung des Bottichs erfolgt in kürzester Zeit durch entsprechende Anordnung der Räumerschaukeln. Der Mörtel tritt durch den Boden aus; eine ausreichende große Klappe am Boden wird durch eine Kurbel erst senkrecht vom Boden ab und dann seitlich unter dem festen Teil des Bodens bewegt. Türen am Mischbottich ermöglichen jederzeit die Beobachtung des Mischvorganges. Alle Antriebs- teile der Konstruktion sind oberhalb des Mischbottichs gelagert und von diesem völlig abgeschlossen, um Störungen des Betriebes zu vermeiden. Wichtig ist, daß die Wände und der Boden des Mischbottichs, sowie der Boden der Einlaufschurre mit Verschleißblechen versehen sind, die nach Abnutzung leicht ausgewechselt werden können. Die Maschinen nehmen einen verhältnismäßig kleinen Raum ein und können fest und fahrbar, mit Aufzug oder für kleine Verhältnisse auch ohne einen solchen geliefert werden. Der Kraftverbrauch ist nach Angabe der Firma mäßig bei bedeutenden Leistungen der Mischer. Zur Bedienung der Maschine genügt ein Mann. —

Inhalt: Neubau der Viktoria-Brücke in Bromberg. (Schluß.) — Der Betonbau auf der Internationalen Baufach-Ausstellung in Leipzig 1913. (Schluß.) — 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.