

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

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

16. Jahrgang 1919.

NO 19.

Der Stand des Eisenbetonbaues in Belgien.

Nach einem Vortrag von Privatdozent Prof. Dr.-Ing. Birkenstock-Berlin, gehalten auf der 22. Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“ in Nürnberg 1919.
Hierzu die Abbildungen S. 125, 126 und 127.

Die Besetzung Belgiens während des Krieges gab Gelegenheit, zu einem eingehenderen Studium des Standes des dortigen Eisenbetonbaues, als es unter gewöhnlichen Verhältnissen möglich gewesen wäre. Es konnten das Verhalten und der Zustand durch den Krieg nicht zerstörter Bauwerke dort untersucht werden, die in Entwurf und Ausführung vielfach von den bei uns üblichen Methoden abweichen und daher, namentlich auch in ihren Fehlern, manches Lehrreiche bieten. Eine im Auftrag des „Deutschen Beton-Vereins“ 1917 ausgeführte Studienreise gab dem Redner dazu die Möglichkeit.

Zunächst ergab sich, daß die bekannte Zweiteilung Belgiens sich auch in der Verteilung des Beton- und Eisenbetonbaues bemerkbar macht. Der südliche Teil, Wallonien, wo die Zechen und Eisenwerke liegen, kann den französischen Einfluß nicht verleugnen, man merkt, daß bei den hier liegenden Bauten *Hennebique* Pate gestanden hat. Es überwiegt daher bei den Bogenbrücken der eingespannte Bogen, Vorrichtungen für das Spiel der Temperatur sucht man vergebens, Dehnungsfugen pflegen nur in sehr großen Abständen angeordnet zu werden, auf eigentliche Trennungsfugen wird allgemein verzichtet, der Flacheisenbügel wird überall verwendet. Durch Riß- und Rostbildungen macht letzterer sich oft nach außen bemerkbar. Häufig begegnet man auch Brücken im Vierecksystem und erinnert sich dabei, daß *Vierendeel* in Löwen dozierte.

In Flandern sind Eisenbetonbrücken, die sich aus der Umgebung herausheben, kaum zu finden, denn hier hat die Ziegelstein-Industrie uraltes Heimatrecht. Auch bei den Brücken herrscht der gewölbte Ziegelbau vor, meist in Halbkreisform bei kleiner Spannweite, reine Stempfbetonbrücken finden sich — wie übrigens auch in Wallonien — fast gar nicht und auch solche in Eisenbeton und Eisen sind selten. Letztere werden nur bei geringer Konstruktionshöhe oder großen Spannweiten angewendet; diese Praxis entspricht also derjenigen unserer preußischen Eisenbahnverwaltung. Die geringe Industrialisierung Nordbelgiens hat auch zu Eisenbeton-Hochbauten seltener Veranlassung gegeben. Erst im Küstenstrich gelangt auch der Verbundbau wieder mehr zu seinem Recht, ohne jedoch bemerkenswerte Bauten aufzuweisen. Einige gute Beispiele verdanken ihre Entstehung während der Besetzung deutschen Unternehmern. Etwas

reicher ist Brüssel mit Eisenbetonbrücken und auch einigen Stempfbetonbrücken ausgestattet.

In ästhetischer Beziehung sind die Bauten fast durchweg unbefriedigend, zum Teil sogar recht geschmacklos und materialwidrig ausgebildet. Aber auch in konstruktiver Beziehung hat die Eisenbetontechnik nicht den hohen Stand wie in Deutschland erreicht. Das belgische Unternehmertum hat auf diesem Gebiet gegen den französischen Wettbewerb bisher nicht ankämpfen können, dazu kamen die wirtschaftlichen Kämpfe zwischen der Ziegel- und Beton-Industrie, schließlich wohl auch Mißerfolge mit mangelhaftem belgischem Naturzement, der ja auch Westdeutschland eine Zeit lang überschwemmte. Offenbar fehlt der belgischen Betonindustrie aber auch der lebendige Zusammenhang zwischen Wissenschaft und Praxis, der den deutschen Eisenbetonbau groß gemacht hat. Trotzdem ist Redner der Ansicht, daß sich der Siegeslauf des Eisenbetonbaues auch in Belgien nicht aufhalten lassen wird.

Was nun die Bewährung der ausgeführten Bauten betrifft, so zeigten sich die untersuchten Brücken im allge-

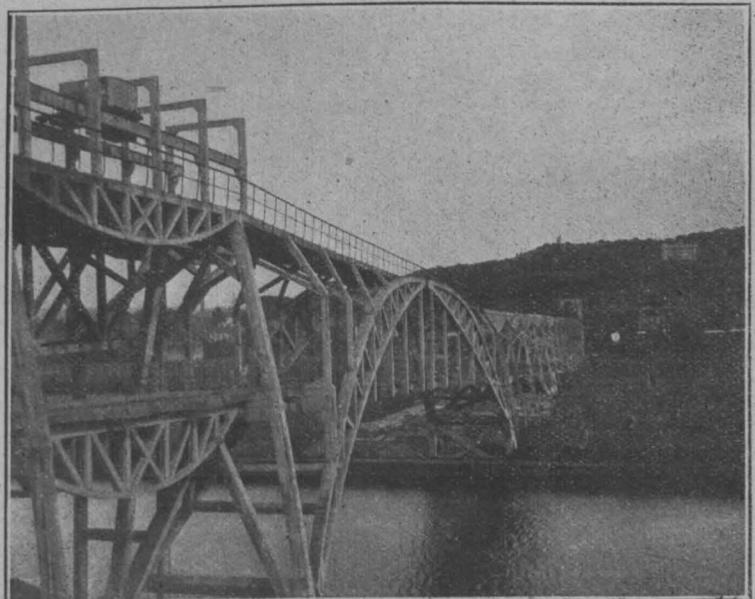


Abbildung 10. Eisenbeton-Brücke über die Sambre bei Floreffe.

meinen in gutem Zustand. Vorgefundene Risse waren meist nur Putzrisse, denn der Belgier liebt es, seine Eisenbetonbauten noch besonders zu verputzen. Die bei uns übliche Bearbeitung der Oberfläche scheint in Belgien unbekannt

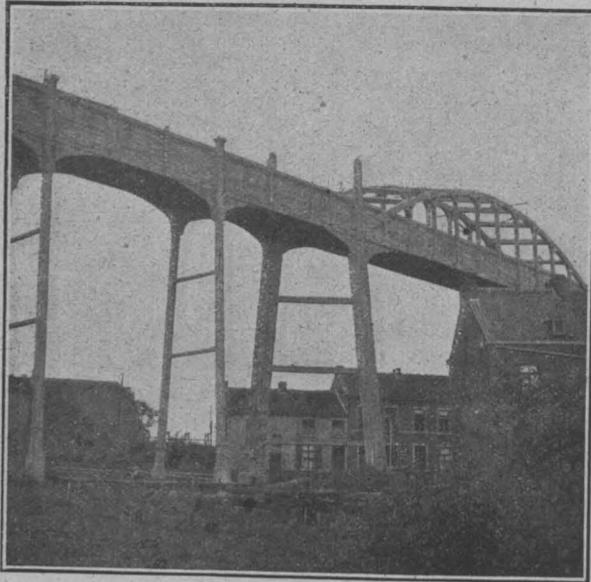


Abbildung 5. Brücke in Pont de Loup (Förderbahn).



Abbildung 6. Viadukt zu 5 mit Ausdehnungsfuge.

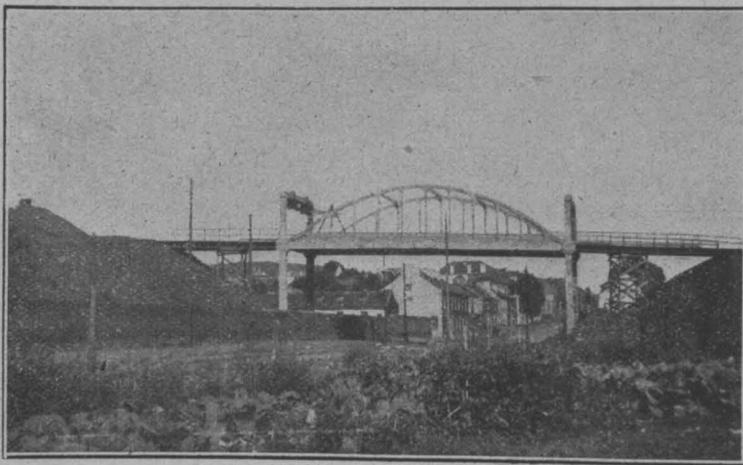


Abbildung 4. Schutzbrücke für eine Drahtseilbahn (System Vierendeel).

zu sein. Im übrigen zeigen eine Reihe von Brücken konstruktive Mängel und lassen mangelhafte Ueberwachung erkennen, die sich namentlich häufiger durch frei liegende Eisen und Bügel bemerkbar machen.

Ein Beispiel solcher mangelhafter Planung ist die nicht

fertig gewordene Bogenbrücke über die Ourthe bei Chênée, ein eingespannter Bogen von 56 m Lichtweite und nur 2,5 m Pfeil, also einem Verhältnis von 1:22 mit aufgelösten, nicht genügend starken Widerlagern. Man hat sie, um den nötigen Widerstand gegen wagrechte Verschiebung zu erreichen, noch auf Compressol-Pfähle gesetzt, auch sonst noch allerhand Kunststücke gemacht. Der Einfluß der Temperatur ist garnicht gewürdigt, denn jede Rechnung hätte dann zu einem „unausführbar“ führen müssen. Der Krieg fand den Brückenbogen auf der Schalung liegend, so ist der Bau stehen geblieben.

Großzügig, aber doch recht eigenartig wirken die beiden 1907 fertig gewordenen Straßenbrücken in Merxem bei Antwerpen. Die größere derselben mit 5 Oeffnungen ist in Abbildung 1 wiedergegeben. Die 3 mittleren Oeffnungen sind als eingespannte Bögen ausgeführt, die beiden Endöffnungen dagegen sind nur äußerlich Halbbögen, statisch jedoch als eine Art Kragträger anzusehen, worauf die fachwerkartige Ausführung hinweist. Man hat dadurch kostspielige hohe Widerlager vermieden. Sämtliche Bögen sind in Rippen aufgelöst, die durch Querriegel verbunden sind. Die vielen Schrägstäbe wirken unruhig, die Verbindung von vollwandigen und fachwerkartigen Konstruktionen schafft außerdem unklare statische Verhältnisse, die leicht zur Ursache von Ribbildungen werden. Eine Veröffentlichung über dieses Bauwerk behauptet allerdings, daß sich Risse nirgends gezeigt hätten, eine sorgfältige Nachprüfung war aber nicht möglich. Das Fehlen jeder Fuge in einer Fahrbahn von 184 m Länge und die feste Verbindung der Kragträger mit den Endstützen kann aber keinesfalls als einwandfrei angesehen werden. Das Bauwerk wurde im übrigen mit Sand und Kies vom Rhein hergestellt, in einem Mischungsverhältnis von 500^l Sand zu 900^l Kies zu 350 kg Zement.

Ein etwas kleineres Bauwerk, die Straßenbrücke über die Maas bei Hermalle, 1909 erbaut, die dem Krieg zum Opfer gefallen ist, gibt Abbildung 2 wieder. Sie besitzt 4 Spannungen, deren mittlere 48 m Lichtweite hat. Auch hier ist die Bogenkonstruktion aufgelöst in 2 Rippen von 80·35 cm Querschnitt, verbunden durch durchgehende Platte von 20 cm Stärke. Nach Hennebique'scher Art wurden Pfeiler und Widerlager durch Längs- und Querwände geteilt, die Hohlräume dann teils mit derbem Steinwerk, teils mit Beton gefüllt. Die Stropfpfeiler sind mittels Senkkästen aus Eisenbeton gegründet, während Landpfeiler und Widerlager auf Compressol-Pfählen ruhen. Auch hier hat die ausführende Firma Hennebique jede Vorrichtung vermieden, die dem Ausdehnen oder Schwinden des Betons freies Spiel gelassen hätte. Ein Bericht über das Bauwerk muß denn auch in der auskragenden Geländerplatte „sich wenig ausdehnende Risse“ zugeben, was bei 175 m langer, ohne jede Fuge ausgeführter Fahrbahn nicht wunder nimmt.

Man gab bei diesem Bau dem Eisenbeton vor dem Eisen den Vorzug einerseits aus ästhetischen Gründen und andererseits auch wegen geringerer Herstellungskosten und geringerer Unterhaltung. Dem Bauwerk ist eine umfangreiche Veröffentlichung gewidmet, die aber weder über Rechnungsgang noch Stärke der Bewehrung die kleinste Andeutung macht. Das wird in Belgien allgemein noch als Geschäftsgeheimnis gehütet, sehr zum Schaden der Entwicklung des Eisenbetonbaues.

Recht gefällig wirken die im belgischen Industriegebiet zahlreichen Brücken Vierendeel'scher Art, die meist in Bogenform die Straßen und Flüsse überspannen und gewöhnlich den Förderwagen der Kohlenzechen als Fahrbahn dienen. Doch finden sich auch Fußgängerbrücken dieser Art. Da der Obergurt meist parabolisch geformt ist, so läßt sich ein solches System unter dem Einfluß des Eigengewichtes angenähert als Bogen mit aufgehobenem Horizontalschub auffassen, dessen Drucklinie in die Bogenachse, also sehr günstig fällt. Um den Einfluß der Verkehrslasten zu erhalten, müssen steife Knotenpunkte zugrunde gelegt werden, infolge der kleinen Nutzlasten treten aber nur geringe Biegemomente in den Vertikalen auf, sodaß sich ein zierliches Aussehen erreichen läßt.

Ein besonders gefälliges und baulich gut durchgeführtes Beispiel zeigt Abbildung 3, eine Fußgängerbrücke über den Bahnhof von La Louvière mit 56 m Spannweite bei nur 3 m Breite. Um gute zentrische Lagerung zu erzielen, sind die Auflager in Eisen ausgebildet; die Knotenpunkte sind, um zu schwerfälliges Aussehen zu vermeiden, mit Durchbrechungen versehen. Der Rahmenstil kommt dadurch gut zur Wirkung. Der Putz des Bauwerkes haftete sehr gut und zeigte keine Risse. Entwurf und Berechnung stammten von Vierendeel selbst, der

bei 1200 kg/cm² Eisenspannung, 50 kg/cm² Betonspannung zuläßt bei einem Betongemenge mit 350 kg/m³ Zement. Die Verkehrslast mit 400 kg/m² verursachte bei der Belastungsprobe nur 12 mm Durchbiegung, die wieder ganz verschwand, eine Springprobe, ausgeführt von 2 Dutzend Arbeitern in Brückenmitte erzeugte Wellen von nur 5 mm größter Höhe.

Beliebt ist auch das System als Schutzbrücke für Drahtseilbahnen, vergl. Abbild. 4. Die 4 Auflagerstützen sind zu Böcken ausgebildet, welche die Kabelbahn tragen. Diese steigt links zu einer Schlackenhalde an, auf der die Wagen ihren Inhalt abladen. Beiderseits der Brücke schließen sich, wohl aus Sparsamkeitsrücksichten, Holzkonstruktionen an. Das Brückengeländer ist massiv gehalten, wirkt daher sehr massig.

Abbildung 5 zeigt ebenfalls ein Brückenbauwerk für eine Förderbahn und zwar in Pont de Loup. Auf hochragender Trägerkonstruktion in Vierendeel-System wird die Landstraße überschritten, beiderseits schließen sich hier durchgehende Eisenbetonträger an. Das massive Geländer läßt die hohen Stützen besonders schwach erscheinen, sodaß der Gesamteindruck nicht günstig ist. Außerdem birgt die übermäßige Schlankheit der Stützen bei zufälligen seitlichen Belastungen Gefahren in sich, die auch tatsächlich Unfälle an anderen Stellen hervorgerufen haben. Die deutschen Eisenbetonbestimmungen, die bei Eisenbetonstützen in fester Verbindung mit Balken u. U. Untersuchung auf Biegung vorschreiben (§ 16, Ziff. 5), sind nach dieser Richtung beachtenswert. Es wird dort auch die Berücksichtigung etwa auftretender Seitendrucke bei Speichern, Ladeplätzen usw. verlangt. (§ 17, Ziff. 10). Im Gegensatz zu den sonstigen Bauten hat man hier bei dem anschließenden Viadukt auch mal eine Dehnungsfuge für nötig gehalten, vergl. Abbildung 6. Auffällig sind an diesem Bauwerk auch die Stützen rhombischen Querschnittes, die man wohl ohne inneren Grund lediglich wegen der Schiefe der Ueberbrückung der Straße so geformt hat. Es ist hier offenbar etwas reichlich mit Lineal und Zirkel gearbeitet worden.

Die einfachste Form eines Eisenbetonträgers, der vollwandige Balken, kehrt naturgemäß auch im Brückenbau häufig wieder. Sehr beliebt ist ferner die Bauweise von Balkenbrücken mit überkragenden Enden, weil einmal eine gute Entlastung der Endfelder und andererseits eine Ersparnis an Widerlagern erzielt wird. (Straßenbrücke über die Eisenbahn in Brüssel). Auch Rahmenbrücken mit Kragarmen finden sich. Ein Beispiel ist die anlässlich der Weltausstellung in Lüttich 1906 erbaute Straßenbrücke über die Ourthe mit 55 m weit gespannter, bogenförmiger Mittelöffnung und gerade auslaufenden Kragarmen, was zusammen kein recht harmonisches Bild geben will.

Ein ganz eigenartiges Bauwerk ist die einer Kohlenförderbahn (oben) und zugleich einer Straßenüberführung (halbe Höhe) dienende Brücke über die Sambre in Floreffe, die in den Abb. 7—10, S. 124 und 121 dargestellt ist. Man glaubt zunächst eine Eisenkonstruktion vor sich zu haben. Das Gitterwerk des über den Strom gespannten Hauptbogens mit 3 Gelenken, das Fachwerk der auf hohen Stützen ruhenden etwa 12 m weit gespannten Fischbauchträger nebst den Verladeeinrichtungen an den Enden und schließlich die Ausbildung der Querversteifung in Gestalt von Andreaskreuzen, alles das gemahnt so an die hergebrachten Formen des Eisenbaues, daß man erst im Näheretreten seinen Irrtum gewahr wird.

Die Fischbauchträger des anschließenden Viaduktes, Abbildung 7, wurden in Formkasten hergestellt und nach dem Erhärten auf die Stützen aufgesetzt. Dabei wurden die Enden dicht aneinander gestoßen und untereinander und mit den Stützen in Verbindung gebracht. Es liegen also eigentlich durchlaufende Träger vor, die über den Stützen nur sehr geringen Querschnitt besitzen. Die Verkehrsbelastung muß daher Ribbildung hervorrufen. Die Stützen

erscheinen sehr schwach, ihre Gründung läßt ebenfalls zu wünschen übrig.

Der mitgeteilte Grundsatz, alle Bauteile möglichst aufzulösen (trotzdem bei verhältnismäßig geringer Belastung mit Vollkonstruktionen jedenfalls auszukommen gewesen

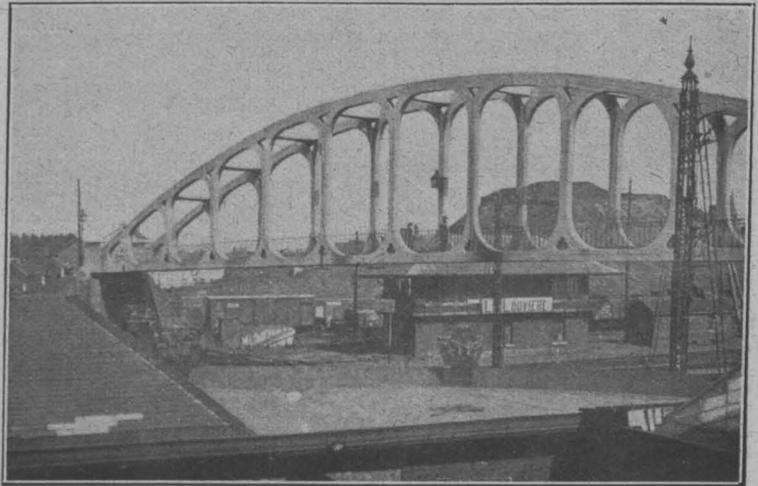


Abbildung 3. Fußgängersteg über den Bahnhof von La Louvière.

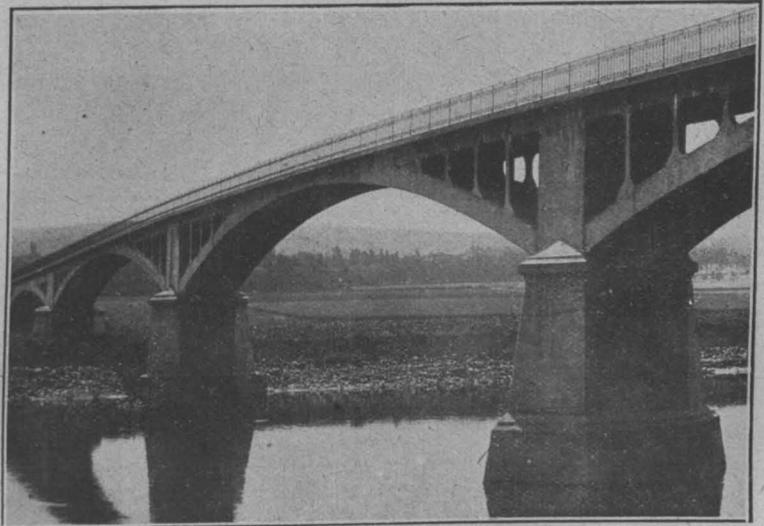


Abbildung 2. Straßenbrücke über die Maas bei Hermalle.

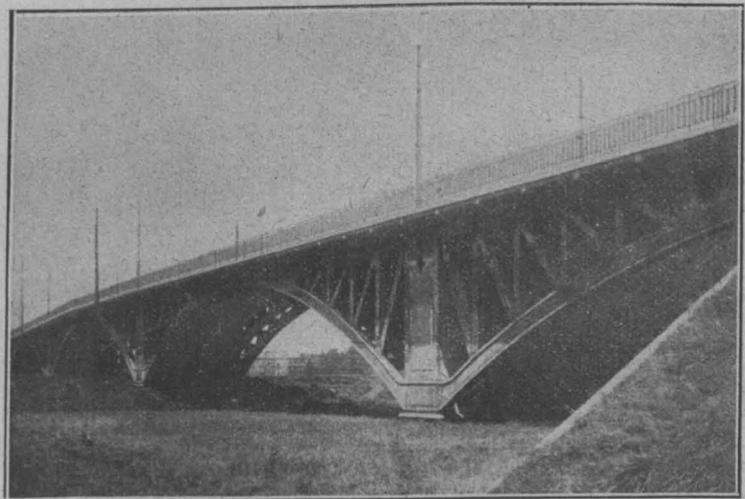


Abbildung 1. Straßenbrücke in Merxem bei Antwerpen.

wäre) erreicht bei der Ausführung der Bogenwiderlager seinen Höhepunkt, Abbildung 9. Dieses ist als Bockkonstruktion ausgeführt, die sich allerdings recht schlecht bewährte und in allen 3 Ecken der Aussparung Risse erhielt. Der bekannte belgische Fachmann Christophe weist in einem Gutachten vom Jahr 1911 auf die Mangelhaftigkeit dieser Ausbildung ausdrücklich hin. Eine Besichtigung durch den Verfasser ergab einen höchst mangelhaften Zustand des

ganzen Bauwerkes, der auf eine ganz unverantwortliche Art der Herstellung und Mangel jeder Beaufsichtigung schließen läßt. Bei uns wäre das Bauwerk aus Sicherheitsgründen wohl längst gesperrt worden. Im übrigen fand Verfasser unter den Eisenbrücken ähnlich verwehrte Bauwerke, ein Zeichen, daß man in Belgien von einer regel-

bei uns gelegentlich angewendet worden sind, einen festen Platz erobert. Größere Tiefbauarbeiten sind auch öfter mit Eisenbeton-Senkkästen ausgeführt worden. Ein sehr bedeutendes Beispiel zeigen Mole und Kaimauer in Zeebrügge (vergleiche übrigens Dtsch. Bauztg., Jahrg. 1907, S. 637 ff. Die Red.) Auch für den Schelde-Kai in Antwerpen war auf 2 km Länge ähnliche Gründung geplant.

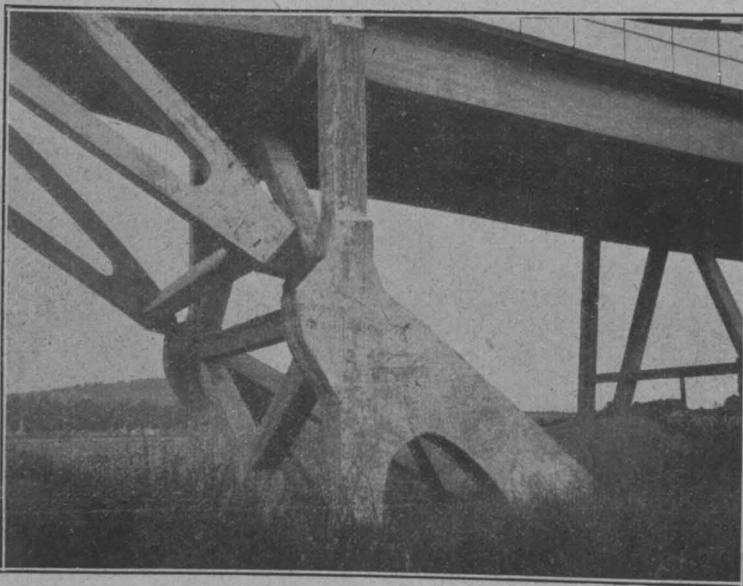
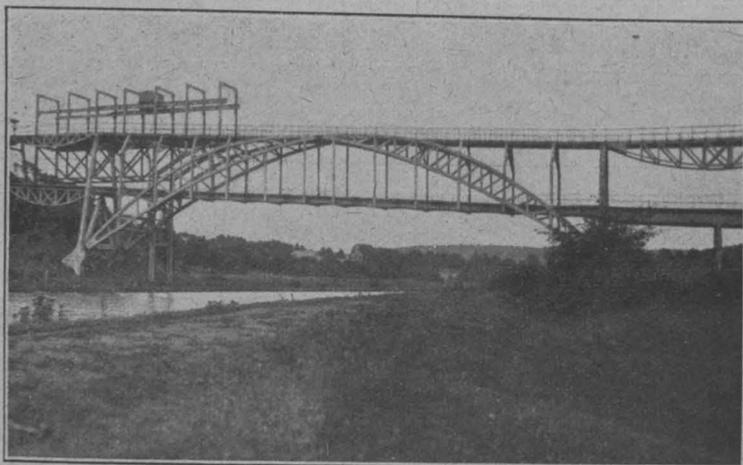
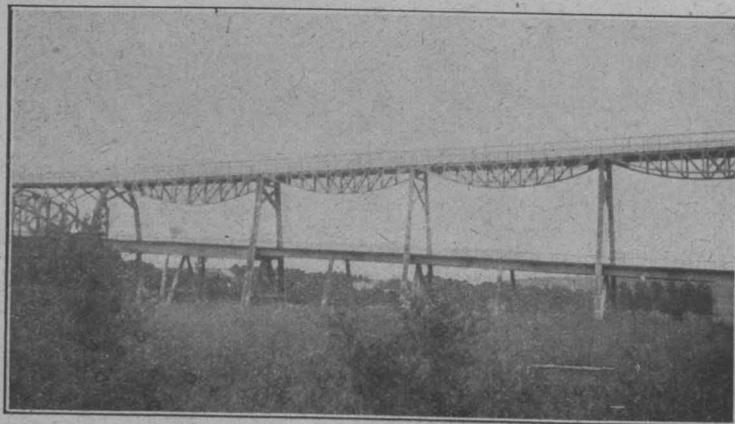


Abbildung 7—9. Eisenbeton-Brücke über die Sambre bei Floreffe.
(Oben Kohlenförderbahn, unten Fahrstraße.)

mäßigen Brückenprüfung noch weit entfernt ist.

Offenbar hatte der Erbauer der Brücke in Floreffe die Absicht gehabt, neue Wege zu beschreiten, aber die Kraft entsprach nicht dem Willen. Abgesehen von der minderwertigen Ausführung kann das Bauwerk nur als eine Verirrung der Eisenbeton-Bauweise bezeichnet werden. Vollwandige Ausführung wäre hier unbedingt am Platze gewesen.

Auf dem Gebiet der Gründungen haben sich in Belgien die Betonpfähle System „Compressol“, die ja auch

Unter den Anwendungen der Eisenbetonbauweise im Hochbau findet sich nicht viel Bemerkenswertes. In Geschäftshäusern sind wie üblich Platten, Träger, Stützen angewendet, auch Fachwerkbau kommt vor, wobei die Ausmauerung der Gefache vielfach mit Beton-Hohlsteinen erfolgt, was für den einheitlichen Eindruck solcher Bauten von Vorteil ist.

Wassertürme, aber meist nur kleine und in einfachster Nutzform tauchen oft im Landschaftsbild auf. Eine gefällige Ausnahme bildet der im Krieg von uns zerstörte, in Abbildung 11, S. 127 dargestellte Wasserturm in Zeebrügge.

Behälter für Getreide, Kohlen, Erze finden sich auffälligerweise nur selten und nur in kleineren Abmessungen, während auf dem Gebiet des Industriebaues etwas mehr Mannigfaltigkeit herrscht. Ein Hüttenwerk zeigt Abb. 12, S. 125 aus Marchienne au Pont. Die Gliederung der Wand und die obere Begrenzung wirken günstig, die Ausmauerung der Gefache erfolgte oben durch Ziegel, im Sockel durch Beton-Hohlsteine. Konstruktiv zeigt das Bauwerk aber mancherlei Mängel. So sind die beiden Riegel A und B offenbar der darauf ruhenden Last nicht gewachsen, denn sie sind leicht durchgebogen. Der scharfe Knick über der Stütze läßt auch vermuten, daß man auch bei Verlegung der Eisen nicht genügend an die negativen Momente gedacht hat. Schlimmer sieht es am Ende des Baues aus, wo ein weitgespannter Vierendeel-Träger die Frontmauer trägt. Hier sind sehr starke Durchbiegungen entstanden, die man dadurch dem Auge einfach wieder entzog, daß man die Mulde im Untergurt oben mit Beton ausglich, ebenso an den Enden unter den Untergurt Zwickel einsetzte, die mit Bügeln mit dem Untergurt-Beton verbunden wurden. Damit ist, wie Abb. 13, S. 125 zeigt, dem Auge wenigstens wieder ein ordnungsmäßiger Zustand vorgetäuscht. Auch im Obergurt zeigen sich Risse, wohl infolge mangelhafter Schubbewehrung. Der Unternehmer, der bei den einfachen Ausführungen gute Arbeit geleistet hat, war für diese statisch schwierigere Aufgabe offenbar nicht entsprechend vorgebildet.

In Abb. 14, S. 125 ist schließlich noch die Ueberdeckung der inneren Halle des Baues mit tonnenförmigem Dach in der Ausführung gezeigt. Der Schub soll durch Rundeisenanker aufgenommen werden. Ein eigenartiges Bild bietet die Verlade-Einrichtung des gleichen Werkes an der Sambre, Abb. 15, S. 126. Rechts ist die alte Anlage in Eisen, links die erweiterte in Eisenbeton und zwar in Form eines strebenlosen Systems sichtbar. An der mittleren Stütze reichen sich Eisen und Beton verträglich die Hand. Die fachwerkartigen Unterzüge in Eisenbeton tragen dann wieder eiserne Dächer.

Ein besonderes Kapitel bildet der Eisenbeton-Schornsteinbau in Belgien. Hier ist hamentlich eine bei uns nur wenig bekannte Bauweise, das System Monnoyer, mit Vorliebe benutzt, das durch Anwendung besonders geformter Formsteine die kostspielige Rüstung erspart. Vor 10 Jahren in Belgien patentiert, hat es auch in Nordfrankreich und den Niederlanden ausgedehnte Anwendung

gefunden. Die Schornsteine haben danach vielseitigen Querschnitt. Die Formsteine haben die Länge einer Vieleckseite und umfassen mit halbkreisförmigen Haken am einen Kopfe, die sich in der äußeren Erscheinung des Schornsteines als lotrecht durchlaufende Wulste kennzeichnen, die Längsbewehrung. In die Horizontalfugen der Formsteine, die 25 cm Schichthöhe und von oben nach unten zunehmende Stärke von 7—15 cm besitzen, ist außerdem Ringbewehrung eingelegt. Die geraden Enden der Formsteine

schieben sich hinter den Haken des Nachbarsteines, sodaß sie durch diesen festgehalten werden. Durch diese Anordnung ist auch ein gewisser Längenausgleich möglich, sodaß die Steinlänge nur etwa alle 15 Schichten entsprechend der Verjüngung des Schornsteines gewechselt zu werden braucht. Das bedeutet eine Ersparnis an Formkosten. Die Steine werden in Zementmörtel versetzt, die Hohlräume der Wulste damit ausgefüllt. Die Hochführung dieser Schornsteine, die auch äußerlich gut aussehen, erfolgt wie beim Mauerwerk von innen heraus. Das Bild eines fertigen Schornsteines dieser Art zeigt Abbild. 16, S. 127. Im übrigen sind nach demselben Prinzip auch Wassertürme, Kaminkühler und dergl. hergestellt worden. Nach der großen Zahl der ausgeführten Bauwerke muß sich die Bauweise bewährt haben. Risse konnten an den untersuchten Schornsteinen nicht beobachtet werden. Es wirkt dabei vielleicht auch vorteilhaft, daß die Längseisen in den Wulsten gegen hohe Temperaturen ziemlich geschützt liegen.

Auch auf dem Gebiet des Schiffbaues in Eisenbeton hat Belgien einige, wenn auch bisher nur unbedeutende Versuche gemacht. So sind entsprechend den auf dem Brüsseler Seekanal verkehrenden Holz-Schleppschiffen auch Eisenbeton-Schiffe gebaut worden für 70^t mit wagrechtem Boden und lotrechten Bordwänden. Die Spannten sind aus I-Profilen in Eisen hergestellt, der Boden ist auf Sandbettung neben dem Kanal in einer Art kleinem Trockendock hergestellt. Die Betonwände sind mit fertigen Betondielen gebildet, sodaß jede Schalung fortfällt. Ueber diese zwischen die Spanten geschobenen Dielen wird auf beiden Seiten ein weitmaschiges Eisengeflecht gelegt, mit Klammern in den Fugen befestigt und dann das Ganze verputzt. Sobald die Wände ein Stück hochgeführt sind, läßt man das Schiff ausschimmen und stellt dann die weitere Arbeit, die obere Querversteifung und das Deck, in Eisenbeton her. Als sehr zweckmäßig und längere Lebensdauer versprechend kann diese Bauweise aber nicht bezeichnet werden. —

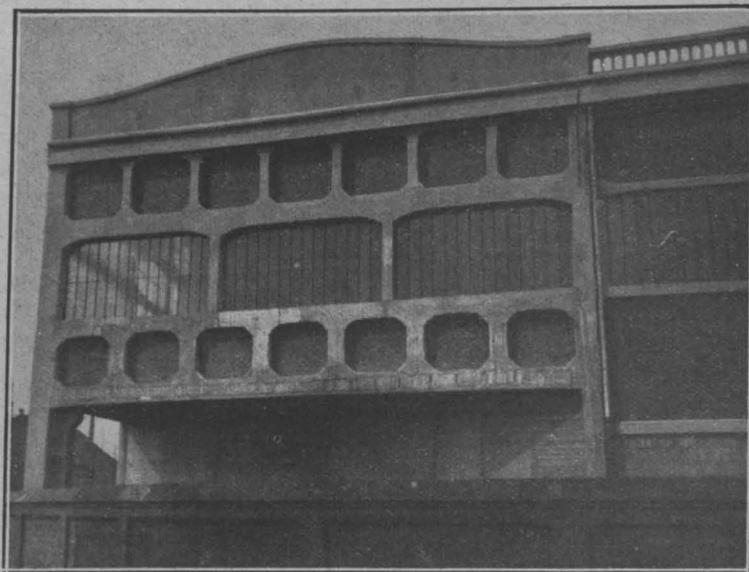
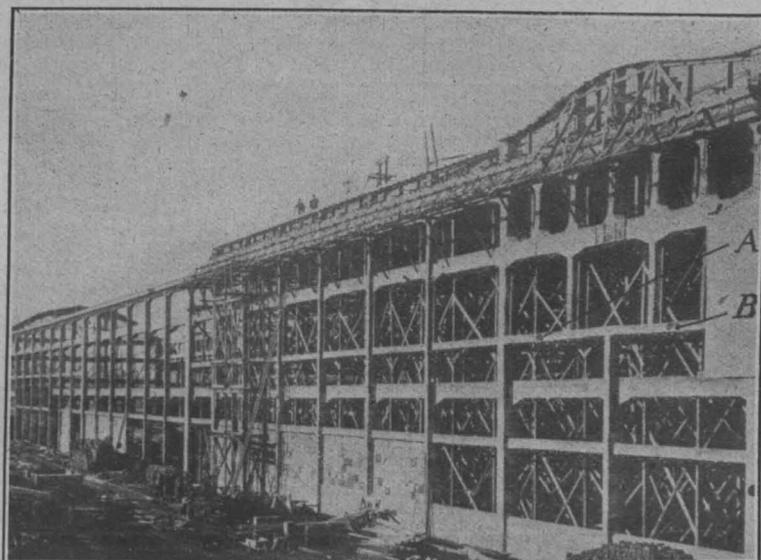
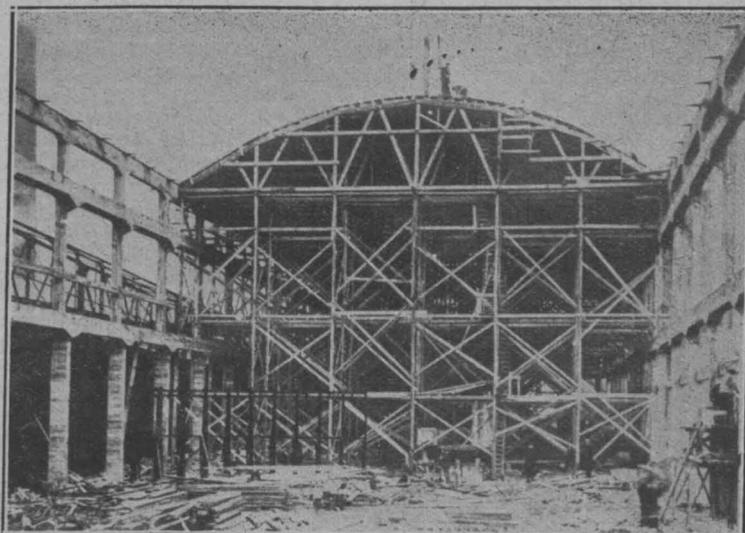
Zusammenfassend ist über den belgischen Eisenbetonbau zu sagen, daß er zwar früh eingesetzt, aber sich nicht zu dem hohen Stande wie bei uns entwickelt hat, wo praktische Ausführung und wissenschaftliche Durchdringung des Stoffes Hand in Hand gehen. —

Von der 22. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins.

Zu einer ersten Friedenstagung, bei der neben wichtigen Vereinsangelegenheiten auch die Wissenschaft und die Technik des Betonbaues wieder zu ihrem Recht kommen sollten, sodaß auch breitere Kreise des Baufaches den Verhandlungen Interesse entgegen bringen und zugezogen werden konnten, hatte der „Deutsche Beton-Verein“ zum 23. und 24. September d. J. seine Mitglieder und Gäste nach Nürnberg eingeladen. Trotz der Verkehrsschwierigkeiten waren sie aus allen Teilen Deutschlands dem Rufe gerne gefolgt. Neben zahlreichen Mitgliedern hatten sich auch Leiter der Materialprüfungsanstalten, Vertreter von Baubehörden und unter diesen auch solche aus Deutsch-Oesterreich eingefunden. Die im Künstlerhaus tagende Versammlung wurde vom Vereinsvorsitzenden Hrn. Alfr. Hüser-Obercassel, geleitet.

Die Vormittagsstunden des 23. September wurden durch die Besprechung innerer Angelegenheiten in Anspruch genommen, die nur für die Mitglieder bestimmt war. Nach knappen Einleitungsworten des Vorsitzenden wurde daher sofort in die Verhandlungen eingetreten. Den Beginn machten ergänzende und erläuternde Angaben des Vereins-Direktors Reg.-Bmstr. Dr.-Ing. Petry zu dem gedruckt vorliegenden Geschäftsbericht*).

*) Vergleiche unseren Auszug in Nummer 17 und 18.



Abbildungen 12—14. Hüttenwerk in Marchienne au Pont.
Abb. 14 (oben) Einrüstung des Hallendaches. Abb. 13 (unten) Endfeld mit Viereck-Träger. Abb. 12 (Mitte) Aufbau der Fachwerkfronten.
Der Stand des Eisenbetonbaues in Belgien.

trotz der schlechten wirtschaftlichen Lage bereits eine erfreuliche Aufwärtsbewegung. Sie schloß Ende August d. J.

mit 276 ab, davon 178 ordentliche, 75 außerordentliche und 23 beratende Mitglieder. Redner streifte dann den Zusammenschluß mit anderen Betonverbänden, wies auf die im Werden begriffene *Bücherei* der Geschäftsstelle in Obercassel hin, die zu einer möglichst vollständigen Fachbibliothek des Beton- und Eisenbetonbaues erweitert und dann auch den Mitgliedern und vielleicht auch den Hochschulen zugänglich gemacht werden soll — einstweilen fehlen zu diesem weitschauenden Plan aber noch die Mittel — und verbreitete sich über die ausgedehnte Tätigkeit der Geschäftsstelle, die sich auch immer mehr zu einer Beratungsstelle für die Mitglieder ausbaut.

Berichtet wurde auch über die mehrfach aufgetretene Notwendigkeit, gegen unberechtigte Angriffe gegen die Eisenbeton-Bauweise Front zu machen, sowie gegen die gefährlichen Bestrebungen, den Eisenbetonbau jedem kleinsten Unternehmer zugänglich zu machen. Damit würde der Eisenbetonbau sehr leicht sein bisheriges Ansehen einbüßen, die Zahl der Unfälle, die dank den Bemühungen der erfahrenen Sonderfirmen stark gesunken ist, wieder stark anwachsen. Zur Kennzeichnung der Mitglieder des „Deutschen Beton-Vereins“ sollten diese hinfort hinter ihrer Firma ein besonderes Zeichen mit den Buchstaben D. B. V. führen, was von der Versammlung angenommen wird.

Zur *Schiedsgerichtsordnung* des „Deutschen Beton-Vereins“ wird berichtet, daß sich der Verein auch den vom „Deutschen Verband techn.-wissensch. Vereine“ eingeleiteten Bestrebungen zur Schaffung einer einheitlichen Schiedsgerichtsordnung angeschlossen hat und seine eigene Ordnung den dort zu fassenden Beschlüssen anpassen wird. Die Sachverständigenliste des Vereins wird

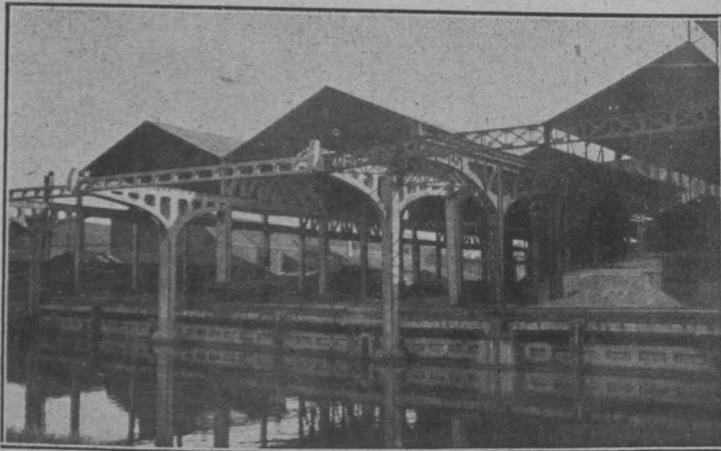


Abb. 15. Verladevorrichtung für das Hüttenwerk Abb. 12—14 an der Sambre.
Der Stand des Eisenbetonbaues in Belgien.

trotzdem bestehen bleiben und wird jetzt neu geordnet. Auch die Gebühren der Schiedsrichter und Sachverständigen sollen jetzt neu geregelt werden. Die Gebühren sollen dabei entsprechend der vom „A. G. O.“ neu gestalteten Gebühren-Ordnung für Architekten und Ingenieure bemessen werden. Wie Hr. Kommerz.-Rat Wölle - Leipzig später mitteilt, hat der Vorstand des „Deutschen Beton-Vereins“ seinerseits dieser Neufassung zugestimmt und die Versammlung erklärt sich auch hiermit einverstanden.

Es folgt dann die Neuwahl des Vorstandes. Die Mitglieder, die satzungsgemäß auszuscheiden haben, werden wiedergewählt. Nur Hr. J. Brenzinger - Freiburg hat mit Rücksicht auf sein Alter gebeten, von seiner Wiederwahl auf alle Fälle absehen zu wollen. An seiner statt rückt Hr. Franz Schlüter - Dortmund als ordentl. Mitglied in den Vorstand ein und Hr. Heinr. Brenzinger, der sich bereits seit längerem bei den Vereinsarbeiten stark beteiligt hat, wird zugewählt. Auf einstimmigen Beschluß der Versammlung werden darauf die Herren Kommerz.-Rat Freytag in Neustadt a. d. H., früher langjähriges Vorstandsmitglied, und J. Brenzinger zu Ehrenmitgliedern des Vereins gewählt.

Es folgen dann rein geschäftliche Angelegenheiten, wie Entlastung des Vorstandes für die Rechnungsführung 1918, Bewilligung des Voranschlages für 1919 usw.

Damit sind die Verhandlungsgegenstände der Mitglieder-Versammlung erschöpft. Zum Schluß gibt Hr. Prof. Dr.-Ing. Gehler - Dresden noch der Hoffnung Ausdruck, daß es dem Verein möglich sein werde, über die zahlreichen, während des Krieges entstandenen Industriebauten in Eisenbeton, nachdem die beschränkenden Bestimmungen, die bisher einer Veröffentlichung entgegenstanden, hinfällig

geworden sind, bei späterer Gelegenheit noch eingehendere Vorträge zu veranstalten, da in diesen Arbeiten, die er als Leiter der Bautenprüfstelle des Kriegsministeriums kennen gelernt habe, viel Interessantes stecke. —

Am Nachmittag desselben Tages wurden dann die öffentlichen Verhandlungen aufgenommen, die der Vorsitzende Hr. Hüser durch eine Ansprache einleitet, in der er der furchtbaren Lage gedenkt, in die der unglückliche Abschluß des Krieges Deutschland gebracht hat, aber auch dazu auffordert, den Kopf hoch zu halten und mutig an die schwere Aufgabe des Wiederaufbaues heranzutreten. Dem Deutschen Beton-Verein fallen dabei auch besondere Pflichten zu, die er aber erfüllen kann, wenn er so weiter von seinen Mitarbeitern unterstützt und von so lebhaftem Interesse getragen wird, wie das die große Zahl der erschienenen Gäste erkennen lasse, die er herzlich willkommen heißt. Er gedenkt dann der verstorbenen und gefallenen Vereinsmitglieder und der außerhalb des Vereins stehenden Männer, die dem Verein nahe gestanden, seine Bestrebungen unterstützt und gefördert haben, unter diesen namentlich des Hrn. Wirkl. Geh. Ob.-Brt. GERMELMANN, des Leiters der Reichszementstelle, und des erst ganz kürzlich verstorbenen Dr. Passow, der für die Verwendung des Hochofenzementes den wissenschaftlichen Boden geschaffen habe. Redner gedenkt dann noch der neu gewählten Ehrenmitglieder des Vereins und erteilt dann Hrn. Dr.-Ing. Petry das Wort zum Bericht über die „Normalisierungsarbeiten in der Zementwaren-Fabrikation und im Betonbau“, sowie über die „Mitwirkung des Deutschen Beton-Vereins im Deutschen Ausschuß für Eisenbeton“.

Ueber letztere haben wir nach dem Geschäftsbericht schon in No. 18 berichtet.

Bezüglich der Normalisierungsbestrebungen geht Berichterstatte zunächst auf die Ende 1917 erfolgte Gründung des „Normen-Ausschusses der deutschen Industrie“ (Nadi) zurück und legt kurz dessen bekannte Bestrebungen dar, an denen sich der „Deutsche Beton-Verein“ selbstverständlich beteiligen mußte. Er hat daher in folgende Arbeits-Ausschüsse je einen Vertreter entsandt: für Bauwesen, Rohrleitungen, Walzeisen, keramische Industrie, Unfallverhütung, Vereinheitlichung von Kanalisationsgegenständen. Hinter diesen Vertretern steht ein 10gliedriger Ausschuß im Verein, der im „Nadi“ zugleich den Sonder-Ausschuß für Beton und Eisenbeton als selbständige Sonderabteilung des Arbeits-Ausschusses für Bauwesen bildet mit Prof. Dr.-Ing. Gehler als Obmann. Zu den Aufgaben dieses Ausschusses gehört auch die Normalisierung von Zementwaren. Redner führt eine Reihe vorläufig festgestellter Normenblätter aus diesem Gebiet im Lichtbild vor und gibt dazu Erläuterungen. Es handelt sich um Kanalisationsbauteile, Zementplatten, Bordschwellen,

Grenzsteine, Nummersteine, Pfosten, Kabelformstücke, Zementdielen und Betonbalken, Treppenbauteile, Mauer-Abdeckplatten, Schornstein-Abdeckplatten, Traufplatten, Mischmaschinen, Fördergefäße und Feldbahngleise. Redner hebt die Wichtigkeit dieser Normalisierungs-Bestrebungen für den Betonbau hervor, kennzeichnet die Unterschiede von Normalisierung, Typisierung und Spezialisierung, macht Mitteilungen über die Tätigkeit des „Ausschusses für wirtschaftliche Fertigung“, über die Versuche zur Vereinheitlichung und Verbesserung der Arbeitsverfahren, und weist auf die August 1919 erfolgte Begründung einer Forschungs-Gesellschaft für wirtschaftlichen Baubetrieb usw.

An die eingehenden und lehrreichen Ausführungen schließt sich nach Dankesworten des Vorsitzenden an den Vortragenden und den zielbewußten Leiter des betr. Normen-Unterausschusses, Hrn. Dr.-Ing. Gehler, eine lebhaft ausgeführte Aussprache, in der Hr. v. Emperger auch die Normung von Betonhohlsteinen wünscht, da diese sonst mit den Ziegeln schwer den Wettbewerb würden aufnehmen können. Der Vorsitzende hält dem entgegen, daß dieser aus der Not des Krieges geborenen Industrie, die nach früheren Mißerfolgen jetzt wieder in Aufnahme gekommen sei, mit der Normung wohl zurzeit kaum geholfen werden könne, da die ganze Sache in der Hand einzelner Erfinder liegt, von denen jeder nur sein eigenes System vertritt. Der Hohlblock habe seine Freunde und seine Gegner, man müsse sich jedenfalls hüten, übereilt in die Entwicklung eingreifen zu wollen. —

Der zweite Sitzungstag war ausschließlich einer größeren Reihe von Lichtbildern begleiteter Vorträge gewidmet, die allgemeines Interesse boten und an anderer Stelle noch ausführlicher behandelt werden sollen.

Es sprach zunächst Hr. Dr.-Ing. H. Marcus, Direktor der Firma Huta in Breslau über: „Tragfähigkeit und Wirtschaftlichkeit trägerloser Pilzdecken“. Redner untersuchte die Zuverlässigkeit der in Amerika üblichen Berechnungsweise nach Eddy (Grashof), die zutreffende Ergebnisse nur für vollständig gleichmäßige Belastung in ganzer Ausdehnung gibt, im übrigen im allgemeinen nur eine zweifache Sicherheit gewährleistet, und stellt ihr die Hager'sche und schließlich eine eigene Theorie gegenüber, die nach seinen Darlegungen die genaueste Berechnung liefert. Die Pilzdecken seien infolge Ersparnis an Schalung usw. 20—25 % billiger als Balkendecken, böten aber vor allem noch eine Reihe schwer wiegender Vorteile, z. B. Gewinn durch Einschränkung der Deckenhöhe bei großen Lasten usw., sodaß eine größere Verbreitung der, übrigens nicht mehr geschützten Decke, auch in Deutschland erwünscht sei. Er schlägt vor, daß sich der „Deutsche Beton-Verein“ mit der Frage befassen und den „Deutschen Ausschuß für Eisenbeton“ veranlassen solle, Bestimmungen für die Berechnung solcher Decken aufzustellen. Sein Antrag findet ebenso wie der sachlich wissenschaftliche Vortrag Anklang. (Wir geben ihn später hier wieder).

Zwei weitere Vorträge behandelten den Eisenbeton-Schiffbau und zwar sprach Hr. Dr.-Ing. Petry allgemein über die Verwendung des Eisenbetons beim Bau von Schiffen, während Hr. Prof. Dr.-Ing. Mörsch-Stuttgart mehr auf die praktische, konstruktive Seite einging und im besonderen „Eisenbeton-Schiffbauausführungen der A.-G. Wayss & Freytag in Neustadt a. d. H.“ besprach, sowie diejenigen der Eisenbeton-Schiffbau-A.-G. in Hamburg, an welcher die vorgenannte Firma beteiligt ist. Der erstere Vortrag gab einen Ueberblick über die Entwicklung des Eisenbeton-Schiffbaues im Ausland und in Deutschland, über die an die Baustoffe zu stellenden Anforderungen, die Berechnungsmethoden und die darüber bisher getroffenen Vereinbarungen mit den Schiffs-Klassifikations-Gesellschaften, sowie schließlich über die bisher hauptsächlich angewendeten Bauweisen.

In der sich anschließenden Aussprache bemängelte Hr. Ob.-Brt. Dr.-Ing. v. Emperger-Wien, daß man sich beim Eisenbeton-Schiffbau noch viel zu ängstlich in Konstruktion und Berechnung an den Eisen-Schiffbau an-schleie. Das sei verfehlt, denn das eine einheitlich wirkende Konstruktion bildende Eisenbeton-Schiff wirke statisch ganz anders als das aus einzelnen Teilen zusammengesetzte Eisenschiff. Man müsse hier ganz neue Wege gehen. Hr. General-Dir. Meyer-Neustadt a. d. H. warnte davor, eine Wirtschaftlichkeit des Eisenbeton-Schiffbaues im Kleinbetrieb zu erwarten. Nur leistungsfähige, richtig schiffwerftmäßig eingerichtete Unternehmungen könnten so wirtschaftlich arbeiten, daß das Eisenbetonschiff hinsichtlich der Kosten dem Eisenschiff überlegen sei. Diese Werften müssen auch vollständig ausgerüstete Schiffe entsprechend den Anforderungen der Reeder liefern können, die mit den bloßen Schiffsgefäßen nichts anzufangen wüßten. Hr. Dir. Dipl.-Ing. Luft der Fa. Dyckerhoff & Widmann in Biebrich a. Rh. machte dann Mitteilungen von den erfolgreichen Arbeiten seiner Firma auf diesem Gebiet, die in Neuß bei Düsseldorf eine eigene Schiffswerft eingerichtet habe. Nur beste Arbeit sei aber auf diesem besonderen Gebiet zu gebrauchen, außerdem sei die Mitarbeit eines erfahrenen Schiffbauers unbedingt nötig. Im übrigen beurteilt er die Zukunft des Eisenbeton-Schiffbaues sehr günstig.

Der Vortrag Mörsch gibt Veranlassung zu einer Aussprache namentlich über Materialfragen, wie Leichtbeton, Verwendung von Schlackensand und Schlackenlava (aus der Eifel) zur Herstellung von Leichtbeton, über die Wasserdichtigkeit des Betons, die bei Schiffbauten natürlich eine wichtige Rolle spielt usw. Hr. Prof. Dr.-Ing. Kleinlogel-Darmstadt weist bezüglich letzterer Eigenschaft auf ein neues Betonmaterial, Panzerbeton usw. hin, das eine besonders bearbeitete Oberfläche von großer Härte, Abnutzungswiderstand, Dichtigkeit und Wasserundurchlässigkeit besitzt, sich also hier auch mit Vorteil werde anwenden lassen. Nähere Angaben über das Material werden jedoch nicht gemacht. (Den Mörsch'schen Vortrag werden wir mit Abbildungen in den Mitteilungen wiedergeben.)

Es folgten 2 Vorträge von Prof. Dr.-Ing. Birkenstock-Berlin über den „Stand des Eisenbetonbaues in Belgien“ und das „Verhalten der Eisenbetonbauten im Krieg“, in denen die Ergebnisse einer im Auftrag des „Deutschen Beton-Vereins“ durch Belgien und Nordfrankreich ausgeführten Studienreise niedergelegt waren. Der erste Vortrag (den wir in der heutigen Nummer auszugsweise wiedergeben) gab eine Uebersicht über die bisherigen Leistungen des Eisenbetonbaues in Belgien, die einer scharfen Kritik in Bezug auf

Konstruktion und Berechnungen, mit deutschem Maßstab gemessen, vielfach nicht stand halten, aber in ihrer anders gearteten Behandlungsweise und gerade in ihren Fehlern auch für uns recht lehrreich sind. Im zweiten Vortrag (den wir ebenfalls später auszugsweise wiedergeben) wurde das Verhalten des Betons und Eisenbetons gegenüber Beschuß,

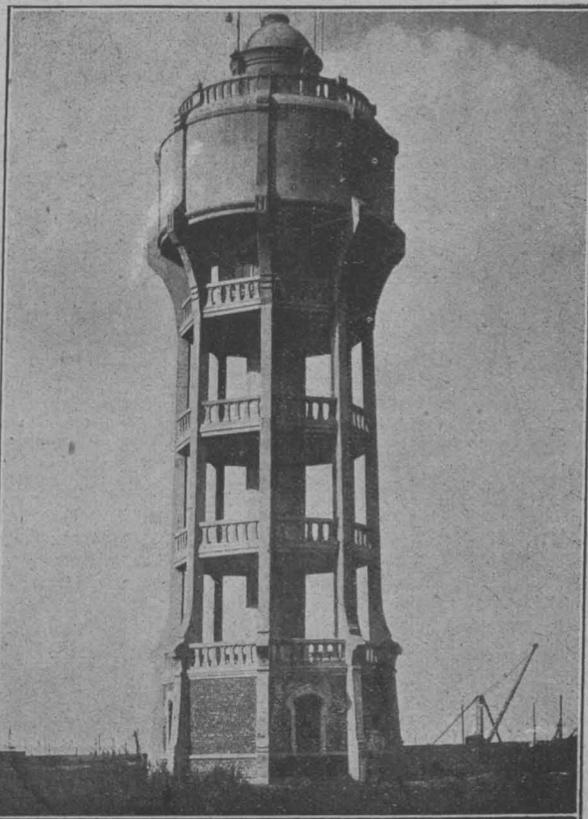


Abbildung 11. Wasserturm in Zeebrügge. (Jetzt zerstört.)

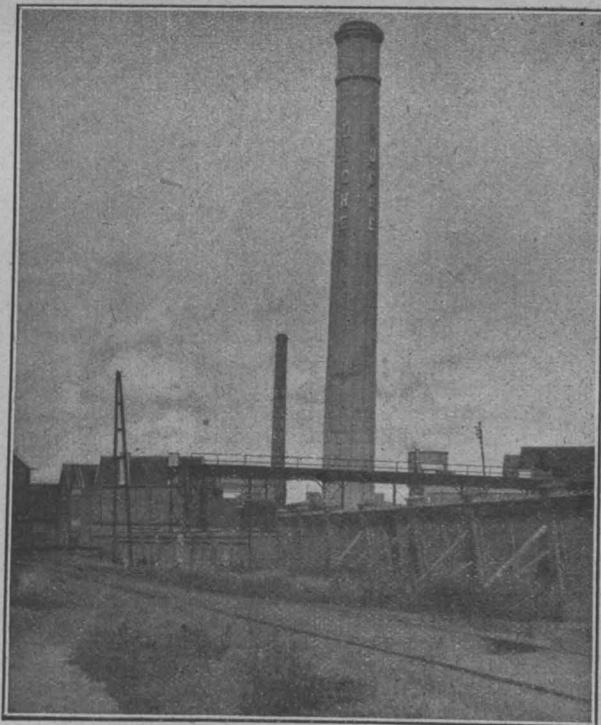


Abbildung 16. Schornstein in Eisenbeton-Formsteinen (System Monnoyer).

Der Stand des Eisenbetonbaues in Belgien.

Sprengung, Bränden dargelegt und gezeigt, wie vortrefflich sich Eisenbeton bei diesen besonderen Kraftwirkungen und Angriffen, dank seiner vorzüglichen Eigenschaften, bewährte. Ein Vortrag von Dr.-Ing. Petry, der dieses Thema wirkungsvoll ergänzt hätte, und die „Ergebnisse der Beschießung der Festungen Lüttich,

Namur, Antwerpen, Maubeuge sowie des Forts Manonviller“ behandeln sollte, mußte leider wegen vorgerückter Zeit ausfallen.

Eine kurze Ausführung des Ob.-Ing. Schuster, Direktor der A.-G. Dyckerhoff & Widmann in Nürnberg war in der Konstruktion und Ausführung des „III. Hochbehälters für die Wasserversorgung der Stadt Nürnberg“ gewidmet und sollte im wesentlichen eine Vorbereitung sein zu einer Besichtigung dieses interessanten Werkes, die auch von einem größeren Teil der Versammelten am Nachmittag des 2. Tages vorgenommen wurde. Es handelt sich um den bisher größten deutschen Wasserbehälter von 50 000 m³ Inhalt, der teils in Stampfbeton, teils in Eisenbeton ausgeführt, der Firma auf Grund eines Wettbewerbes übertragen worden und 1918 vollendet worden ist. (Wir kommen auf diesen Vortrag noch zurück.)

Eingehend wurde von Hrn. Staatsbaharat Spindel-Innsbruck, dem bekannten Vorkämpfer für sog. „Hochwertige Spezialzemente“, d. h. Zemente, die schon nach wenigen Tagen Festigkeiten besitzen, wie sie sonst erst nach mehrwöchiger Erhärtung erlangt werden, und die nach längerer Erhärtung ganz außergewöhnlich hohe Festigkeiten zeigen, dieses Thema behandelt. Solche Zemente bieten den Vorteil, daß aus ihnen hergestellte Bauten sehr rasch ausgeschalt und in Benutzung genommen werden können, was namentlich im Krieg besonders wichtig sein kann, aber auch bei Umbauten von dem öffentlichen Verkehr dienenden Anlagen, namentlich Eisenbahnbrücken, ebenso auch bei Industriebauten unter normalen Verhältnissen von großem Nutzen sein kann. Redner führte aus seiner Praxis im Krieg einige bemerkenswerte Beispiele solcher schnellen Ausführung an. Der Vortrag, der vielfach polemisch gefärbt war, gab dem Bedauern Ausdruck, daß die Zementverbände sowohl in Oesterreich wie in Deutschland der Herstellung solcher Zemente im Großen bisher unüberwindlichen Widerstand entgegen setzten, da sie nur einen den Normen entsprechenden Zement liefern wollten.

Der Vortrag bleibt nicht ohne Widerspruch. Wenn auch vom Vorsitzenden und Hrn. Dipl.-Ing. Spangenberg, Dir. der A.-G. Dyckerhoff & Widmann-Dresden, der Wert solcher Zemente voll anerkannt wird, so wird doch bezweifelt, daß zurzeit auf diesem Weg etwas erreicht werden könne, wo, wie Hr. Kommerz.-Rat Wölle ausführt, die Zementverbraucher froh sein müssen, überhaupt irgend welchen Zement, meistens im Schleichhandel, zu erlangen.

Sachliche Erwiderungen machten die Hrn. v. Emperger, Dr. Framm vom Vereinslaboratorium des Vereins

deutscher Portland-Cement-Fabrikanten und Geh. Reg.-Rat Dr.-Ing. Gary vom Materialprüfungsamt Bln.-Lichterfelde. Letztere beiden führten aus, daß auch heute schon Zemente solcher Festigkeiten in Deutschland vorhanden seien, daß es aber auch seine Bedenken habe, derartige Anforderungen an die Zemente zu stellen. Hr. Gary legt namentlich dar, daß die Nacherhärtung solcher Zemente in höherem Alter hinter den Zementen mit anfänglich geringerer Festigkeit zurückbleiben müsse, was Hr. Spindel nach den österreichischen Versuchen in Abrede stellt. Hr. v. Emperger verspricht sich von solchen Zementen deswegen nicht so besonders viel, weil man in der Herabsetzung der Abmessungen der Bauteile und in der Höhe der Beanspruchungen seiner Meinung nach ohnehin schon an die Grenzen des Zulässigen gehe. Hr. Ob.-Ing. Escher der Fa. Gebr. Rank in München, weist dagegen noch darauf hin, daß man doch auch schon in der Schweiz anfangs, der Frage der hochwertigen Zemente besondere Aufmerksamkeit zu widmen und zwar sowohl von Seiten der Zementerzeuger, wie der Verbraucher. Die Aussprache muß dann wegen vorgerückter Stunde abgebrochen werden, der Vorsitzende stellt aber in Aussicht, daß der Deutsche Beton-Verein sich jedenfalls ernstlich mit der Frage befassen werde.

Wir werden den Vortrag im Zusammenhang mit den „Versuchen zur Beurteilung hochwertiger Zemente“ des Eisenbeton-Ausschusses des österr. Ing.- und Arch.-Vereins, mit denen sich Redner auch wiederholt auseinandersetzte, noch eine eingehendere Besprechung widmen.

Damit schlossen die lehrreichen und anregenden Verhandlungen am späten Abend des 2. Tages.

Damit auch der fröhlichen Geselligkeit und der persönlichen Aussprache zwischen den Einzelnen ihr Recht werde, fand am Abend des 1. Verhandlungstages im Künstlerhaus ein Festmahl statt, bei dem der Vorsitzende nach herzlicher Begrüßung der erschienenen Gäste des deutschen Zusammenbruches in Trauer gedachte, aber dazu aufforderte, den Mut nicht sinken zu lassen, an aufbauender Arbeit tatkräftig mitzuwirken und die Liebe zum gemeinsamen Vaterland hochzuhalten. Als unverwundlicher Optimist gab darauf Staatsrat Exz. v. Bach-Stuttgart seiner festen Zuversicht Ausdruck, daß Deutschland sich auch aus diesem tiefen Sturz, der schließlich kein Wunder sei, bei allem, was auf das deutsche Volk in mehr als vierjährigem Krieg eingestürzt ist, wieder aufrufen werde, wie schon früher wiederholt. Der Treue zum Deutschland gab als Vertreter Deutsch-Oesterreichs Hr. v. Emperger beredten Ausdruck. — Fr. E.

Vermischtes.

Schiffskessel aus Eisenbeton sollen nach der Zeitschrift „Schiffbau“ vom Oktober 1918 nach Mitteilung des General-Dir. der Union Iron Works in San Francisco von dieser Gesellschaft nach dem schwedischen Schiffskesseltyp in der Weise ausgeführt werden, daß die schweren Mantelbleche durch 2 dünne Mantelbleche ersetzt werden, deren Zwischenraum von 50—75 mm durch hochwertigen Zement ausgefüllt wird. Von einer eigentlichen Eisenbeton-Konstruktion kann also nicht recht die Rede sein, doch soll auf diese Weise angeblich eine sehr erhebliche Gewichtsparsnis erzielt werden. Es bleibt abzuwarten, ob die Versuche tatsächlich die auf diese Konstruktion gesetzte Hoffnung rechtfertigen. —

Spiralbewehrte Eisenbeton-Druckrohre bei dem Glambock-Kraftwerk des Kreises Stolp i. P. Zu den Ausführungen unter obiger Bezeichnung in No. 18 erhalten wir von der Betonbaugesellschaft m. b. H. Dücker & Cie. in Düsseldorf die Zuschrift, daß es nicht zutreffend sei, daß die Ausführung so groß und unter so hohem Druck stehender Eisenbetonrohre für deutsche Verhältnisse eine vollkommene Neuheit sei. Genannte Firma habe bereits 1912 bei dem Pumpwerk der alten Emscher in Duisburg-Beeck noch größere Eisenbeton-Druckrohre von 2,2 m Durchm. und mit 4 Atm. Innendruck ausgeführt, die sich bis heute einwandfrei bewährt hätten. Es wird auf die Veröffentlichung im „Beton und Eisen“ 1913, Heft 8 und 9, sowie „Armiertes Beton“ 1913, Heft 7 und 8 verwiesen. — Wir bemerken dazu, daß derselbe Gegenstand auch in unseren „Mitteilungen“, Jahrg. 1913, S. 41 behandelt worden ist. —

Neue Straßenbauart mit Eisen- oder Schilfbeton. Zu der redaktionellen Nachschrift bemerkt Verfasser Folgendes: „Auf Ihre gefl. Nachschrift zu der Beschreibung meiner neuen Straßenbauart in No. 18 der Mitteilungen erwidere ich erg., daß Ihre angeführten Vermutungen und Bedenken nicht meine in einzelnen Punkten genau erläuterten Behauptungen zu widerlegen vermögen. Meine Behauptungen sind auf Grund langjähriger Erfahrungen und

Beobachtungen entstanden und daher auch zutreffend. Ich hatte nicht versäumt Ihnen mitzuteilen, daß der Friedenspreis heute keine Gültigkeit mehr haben kann. Soll aber unsere Wirtschaft nicht immer weiter sinken, so müssen endlich fremdländische Baustoffe, schon mit Rücksicht auf den Wert unserer Reichsmark im Ausland, von der Verwendung bei unseren Bauten ganz ausgeschaltet werden. An ihre Stelle hat eine dauerhafte deutsche Ausführung, und kein minderwertiger Ersatz zu treten. Erst die Ausführung der neuen Straßenbauart wird zeigen, daß diese den aufgestellten Behauptungen gerecht wird, und dann ist sie billiger für das deutsche Volk, als die seither üblichen Bauarten, bei denen die Baustoffe in der Hauptsache vom Ausland bezogen werden müssen.

Einer Ausbesserung der Decke an Ort und Stelle steht selbstredend nichts im Wege, ich halte sie deshalb nicht für angebracht, weil bei der Auswechslung des beschädigten Teiles man rascher zum Ziele kommt, dies besagt aber nicht, daß der ausgewechselte Teil verloren geht, vielmehr kann derselbe ausgebessert an anderer Stelle wieder verwendet werden. Hierdurch entstehen sicherlich keine Erhöhungen der richtig als sehr niedrig eingesetzten Unterhaltungskosten.“ — Ob.-Ing. Dipl.-Ing. J. H. Flaeh.

Wir bemerken dazu nur noch, daß, sobald die Ausbesserung an Ort und Stelle vorgenommen werden soll, der Verfasser einen wichtigen Vorzug preisgibt, nämlich, daß keine nennenswerte Verkehrsstörung eintritt. Wir halten aber eine wirkungsvolle Ausbesserung der neuen Konstruktion an sich für schwieriger als die an einfachen Betonstraßen. Im übrigen wird die Ausführung und Erfahrung über diese Fragen erst die entscheidende Antwort bringen können. — Die Red. —

Inhalt: Der Stand des Eisenbetonbaues in Belgien. — Von der 22. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins. — 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

16. Jahrgang 1919.

№ 20.

Das Verhalten der Eisenbetonbauten im Kriege an der Westfront.

Nach einem Vortrag von Privatdozent Prof. Dr.-Ing. Birkenstock-Berlin, gehalten auf der 22. Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“ in Nürnberg 1919.

Alle die vielen durch den Krieg betroffenen, teilweise oder ganz zerstörten Bauten, die zu verschiedenen Zeiten entstanden, mit mancherlei Baustoffen erbaut, nach abweichenden Baumethoden von verschiedenen Unternehmern hergestellt worden sind, die einen in guter, die anderen in schlechter Ausführung, bieten einen Versuchs- und Beobachtungsstoff, wie er unter anderen Verhältnissen überhaupt nicht gewonnen werden könnte. Insofern bietet eine Untersuchung solcher Bauten ganz besonderes Interesse und liefert wertvolle Aufschlüsse. Allerdings sind die Verhältnisse, unter denen die Zerstörung erfolgte, sehr wechselnde — wobei Brand, Beschießung und Sprengung die Hauptursachen bilden — und es ist nicht immer leicht, aus den Resten sich ein klares Bild über die tatsächlichen Ursachen zu machen, umso mehr als Verwitterung einerseits, Aufräumungsarbeiten andererseits das Bild oft noch mehr getrübt haben. Schlüsse aus dem Befund müssen daher mit großer Vorsicht gezogen, alle zweifelhaften Fälle dabei ausgeschieden werden. In diesem Sinn ist bei den nachstehenden Ausführungen verfahren worden.

Zunächst sei die Zerstörung durch Geschützfeuer behandelt. Die Wirkung der Granate setzt sich im Allg. aus zwei Teilen zusammen, der Zerstörung aus dem Aufschlag, also der lebendigen Kraft des Geschosses, und der Wirkung der Sprengladung. Bauteile, die dem Eindringen wenig Widerstand leisten, werden oft glatt durchschlagen, ohne daß es zu einer Explosion kommt. Je widerstandsfähiger d. h. je stärker die betreffenden Bauteile ausgebildet sind, umso umfangreicher sind i. Allg. die Zerstörungen an der Oberfläche.

Ein Vergleich zwischen der Wirkung von Einschlägen, hervorgerufen durch ein belgisches Feldgeschütz auf Ziegelmauerwerk und Eisenbeton gestatten die Abbildungen 1—3, S. 133. Es handelt sich um eine in Klinkermauerwerk ausgeführte Ufermauer, die in ein Eisenbeton-Deckwerk übergeht, das in 12 cm Stärke an der schwächsten Stelle, nach den Bruchflächen außerdem in recht magerer Mischung ausgeführt, sich gegen die geneigte Erdböschung legt und auf Pfahlrost gegründet ist. Abbildung 1 zeigt einen Einschlag im Eisenbeton. Vermutlich ist hier das Geschöß gleich beim Aufschlag explodiert, da das hinterfüllende Erdreich gegen einfaches Durchschlagen der Platte zu großen Widerstand leistete. Dafür spricht auch die Tatsache, daß die Bewehrung auf der Plattenrückseite ganz unbeschädigt war. Auch die Rißbildung deutet auf Explosion hin, da, wie später gezeigt wird, ein glatter Durchschlag im Eisenbeton keinerlei Rißbildung im Gefolge zu haben pflegt. Bei dem Einschlag Abbildung 2 ist die örtliche Zerstörung zwar größer,

aber auch hier ist die Eiseneinlage ganz unversehrt. Der zu magere Beton hat offenbar eine Loslösung von dem Eisen begünstigt. Weitreichende Risse sind auch hier nicht entstanden. Einer der Treffer hat im Klinkermauerwerk, wie Abbildung 3 zeigt, eine Zerstörung hervorgerufen, die dem Umfang nach kaum geringer ist als bei den Eisenbetonplatten. Eine Rißbildung ist zwar hier nicht vorhanden, man kann aber auch die dünne Eisenbetonplatte nicht mit der meterdicken Mauer unmittelbar in Vergleich stellen.

Die Beschädigung eines Erzsilos in Eisenbeton, die offenbar auf ein mittleres Geschöß zurückzuführen ist, zeigt Abbildung 4, S. 133. Beim Aufschlagen des Geschosses riß die Explosion ein großes Stück der Behälterwand mit fort, die Silowand selbst hat aber dem gewaltigen Stoß gut standgehalten. Die geschlossene, gerundete Gestalt des Loches deutet darauf hin, daß nicht nur die Kraftwirkung, sondern auch der Widerstand des Betons vom Zentrum des Aufschlages nach allen Seiten hin ein gleichmäßiger war, genau so als wenn es sich um einen einheitlichen Baustoff handelte. Es ist keine Zermürbung oder Zerklüftung des guten Betons an den Rändern eingetreten. Die Bewehrungseisen sind durchschlagen und seitwärts abgebogen, im zerstörten Randbalken, wo sich die Eiseneinlagen häufen, sind sie nicht durchweg zerschlagen, sondern nur nach unten gedrückt, z. T. auch über die eigentliche Schußöffnung hin-



Abbildung 12. Durch Beschießung mit schwerem Geschütz zerstörtes Betonmauerwerk (ohne Eiseneinlagen) eines Forts.

aus aus dem Beton herausgerissen. Risse traten aber auch an diesen Stellen nicht auf.

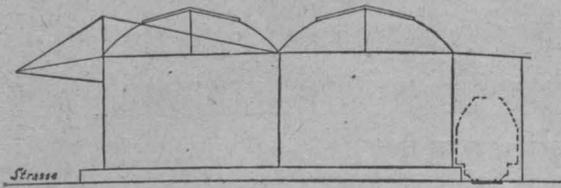


Abbildung 13. Schuppen-Querschnitt.

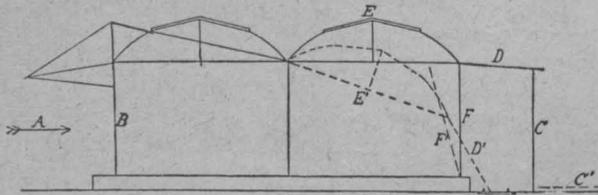


Abbildung 14. Zustand nach der Explosion.

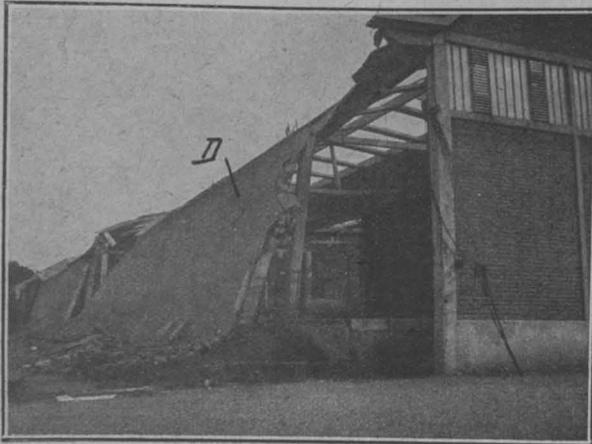


Abbildung 15. Blick gegen den zerstörten Schuppen von außen.



Abbildung 16. Blick in den zerstörten Schuppen.



Abbildung 9. Trümmer des gesprengten Wasserturmes in Zeebrügge (den Bau selbst siehe No. 19 Seite 127).

Interessant ist der Vergleich mit dem Schußbild des in Ziegel hergestellten Leuchtturmes von Scarborough, der von deutschen Unterseebooten beschossen worden ist, Abb. 5, S. 133. Hier ist zunächst von einer geschlossenen Form der Zerstörung keine Rede. Das Turmmauerwerk ist vielmehr weit über das Schußloch hinaus in Mitleidenschaft gezogen. Einzelne Schalen des Ringmauerwerkes haben sich ganz aus dem Verband gelöst und sind herausgefallen. Vor allem machen sich hier die charakteristischen strahlenförmigen Risse bemerkbar, deren Ausdehnung eine weitreichende Zerstörung und Zerklüftung des Mauerwerkes anzeigt. Die Ueberlegenheit des Verbundbaues hinsichtlich der Festigkeit ist damit erwiesen.

Andere von zahlreichen Schüssen durchbohrte Bauten zeigen ebenfalls, daß die schon im Krieg aufgestellte Behauptung, daß Eisenbeton einer Beschießung weniger Widerstand entgegensetze als Ziegelmauerwerk, nicht zutrifft. So hat Prof. Dr. Rohland behauptet, daß infolge des kolloid-chemischen Zustandes des Zementes im Beton eine große Spannung vorhanden sei, die, wenn sie auch nur an einer Stelle durch einen Schuß gelöst werde, eine vollständige Zerstörung der Eisenbetondecke oder -platte zur Folge hätte. Die an den untersuchten Bauten gemachten Feststellungen widerlegen diese Behauptung schlagend.

Interessant ist das Beispiel des Wasserbehälters, Abb. 6, S. 133, der früher in 20 m Höhe aufgestellt, nach Zerstörung seiner 8 Stützen zu Boden stürzte und sich dort in einer Form widerfand, die dem Eisenbeton alle Ehre macht. Kein Riß und keine Beule läßt die Wucht des Falles ahnen, wohl ein treffender Beweis für die außerordentliche Widerstandsfähigkeit und das elastische Verhalten der Verbundbauten.

Ueber die Wirkung großkalibriger Geschosse bei der Beschießung von Stellungs- und Festungsbauten, die natürlich erheblich stärkere Beschädigung hervorrufen müssen, hat der „Deutsche Ausschuß für Eisenbeton“ wertvolles Material gesammelt, das wohl noch später der Öffentlichkeit übergeben werden wird.

Größer als diese örtlichen Zerstörungen sind die durch Sprengung hervorgerufenen. Auch im Frieden hat man sich dieses Mittels schon bei Verbundbauten bedient und dabei deren Widerstandsfähigkeit erprobt. Auch die im Krieg gesprengten Bauten bezeugen das.

Ein Beispiel bietet die gesprengte Brücke über die Maas in Hermalle, die wir in No. 19, S. 123, in unzerstörtem Zustand bereits wiedergegeben hatten. Von den Bögen, die als an den Pfeilern eingespannte Rippenbögen mit durchlaufender Platte ausgebildet waren, wurden zwei durch Sprengungen eines Zwischenpfeilers von den Belgiern zu Fall gebracht. Die in das Flußbett abgestürzten Bögen bildeten dabei aber doch noch ein zusammenhängendes Ganze, dessen Linienzug sich auf Abbild. 7, S. 132 von dem stehengebliebenen Bogen bis zum zersprengten Strompfeiler noch verfolgen läßt. Die Flutöffnung der Brücke ist von der Sprengung überhaupt nicht berührt, der der abgestürzten Öffnung benachbarte Bogen hängt dagegen deutlich durch, Abbildung 8. Die Brückenbahn hat sich durch Nachgeben des Pfeilers, also Vergrößerung der Spannweite, dabei um 30 cm gesenkt, wahrnehmbare Risse sind aber im Bogen selbst nicht aufgetreten. Dagegen ist die Fahrbahn, die ohne Fuge am Pfeiler durchlief und infolgedessen die scharfe Senkung nicht mitmachen konnte, vom Pfeiler abgerissen, ein Beweis wie nötig hier von vornherein eine Fuge gewesen wäre.

Auffallend erscheint zunächst, daß der Pfeiler dem Bogenschub nicht überhaupt nachgegeben hat, das ist aber wohl einerseits dadurch zu erklären, daß bei der Berechnung der Pfeiler stets sehr ungünstige Annahmen gemacht zu werden pflegen, andererseits aus dem Umstand, daß die eingespannten Eisenbetonbögen mit dem Pfeiler zusammen ein Ganzes bilden, mit ihnen rahmenartig wirken. Das gilt auch selbst für hohe Pfeiler, sodaß bei Eisenbetonbauten die Gruppenpfeiler nicht die Bedeutung besitzen, die ihnen beigelegt zu werden pflegt.

Ähnliche Beispiele zeigen sich bei anderen Brücken. Der Befund ist so, daß an eine Rekonstruktion mit Sicherheit gedacht werden kann.

Als interessantes Beispiel für die Ergebnisse der Sprengung an einem Hochbau möge der von deutschen Truppen niedergelegte Wasserturm in Zeebrügge dienen, der in No. 19, S. 127 in unzerstörtem Zustand bereits wiedergegeben ist. Erst mit stärkerer Sprengladung war es möglich, das Bauwerk zu Fall zu bringen. Seine Trümmer zeigt Abbild. 9 hierneben, die immer noch recht stattliche Stücke bilden, wie denn überhaupt die Regel ist, daß die Verbundwirkung durchaus gewahrt bleibt, und die Sprengstücke wenige größere zusammenhängende Teile bilden. Dies gilt von dem Behälter selbst, noch mehr von der in einem völlig zusammenhängenden Stück abgestürzten Wendeltreppe-Röhre im Turm.

Ein ähnliches Beispiel festen Zusammenhanges bietet die Sprengung des mit Werkstein verkleideten Eisenbeton-Fußgängersteiges über die Sambre in Namur, Abbildung 10, S. 132. Die Sprengung erfolgte im Scheitel, die beiden Gewölbehälften drehten sich dann ohne Aenderung der Gestalt derart, bis sie mit dem freien Ende auf der Flußsohle aufruheten. Risse haben sich dabei nicht gebildet, das abgestürzte Stück befindet sich vielmehr ohne solche in einem Gleichgewichtszustand, für den es garnicht berechnet ist. Wie anders ist das Verhalten der in Abbildung 11, S. 132 dargestellten Werksteinbrücke. In dem Trümmerhaufen erblickt man die einzelnen Quader, die der Mörtel nicht zusammenhalten konnte. Bauten aus Ziegeln, an denen der Mörtel besser haftet, fallen allerdings auch mehr in größere Stücke auseinander. Im Uebrigen zerfällt auch unbewehrter Beton, wie Abbild. 12, S. 129 zeigt, in größere Blöcke und Grus, verhält sich also anders als der Eisenbeton. Für Massivbauten mit stoßweiser Belastung, wie namentlich Brücken, gebührt hiernach dem Eisenbeton vor allem der Vorzug.

Die verheerende Explosion in Lille im Januar 1916 hat ganze Baublöcke dem Erdboden gleich gemacht. In nur etwa 750 m Entfernung vom Zentrum der Explosion stand ein Eisenbeton-Eisenbahnschuppen, den Abbild. 13, S. 130 im Querschnitt zeigt. Der 100 m lange, mit 2 Tonnendächern mit Anker überspannte Schuppen hat 5 m Binderabstand und ist durch Dehnungsfugen in 25 m Abstand in 4 unabhängige Teile zerlegt. Die Stirnwände sind mit ausgemauertem Eisenbetonfachwerk abgeschlossen, der Raum der das Gleis rechts umschließt, hat eine geschlossene Außenwand. Die Verbindungen waren sämtlich ohne Vouten, also konstruktiv nicht gut ausgebildet. Im übrigen war die Ausführung eine gute. Der Luftstoß fand, wie Abbildung 14 zeigt, von A kommend, an der Außenwand B den ersten Widerstand, erzwang sich durch die Türen den Eingang in die Halle, verdichtete dort die Luft, blies die Fachwand C fort, das kleine Dach D stürzte nach, das Bogendach mit sich hinabreißend, wobei sich die Stütze F durch die Dachhaut bohrte. Das andere Bogendach mit seinen Stützen blieb unberührt. Abbildung 15 und 16 zeigen die Zerstörung von innen und außen, wobei D das abgestürzte Pultdach darstellt. Trotz der überaus großen Inanspruchnahme des Materiales ist aber der Zusammenhang im Großen und Ganzen gewahrt, ein Loslösen des Betons von den Eisen hat nicht stattgefunden. Die vier getrennten Teile haben sich entsprechend den auf sie wirkenden Kräften verschieden verhalten. Der erste ist fast unversehrt, der zweite mußte abgestützt werden, die beiden anderen sind, wie geschildert, eingestürzt. Die größten Zerstörungen sind an den Trennungsfugen eingetreten, die, für die Temperaturendeckung erforderlich, doch jedenfalls eine Schwächung des Baues bedeuten. Die Trennung ist hier allerdings nur so ausgeführt, daß die betreffenden Stützen auf 1,5 m Höhe geschlitzt sind. Vielleicht hat diese Anordnung auch bei der starken Zerstörung mitgewirkt.

Was von den Bauwerken der Beschießung und Sprengung standhielt, ist schließlich noch vielfach durch Feuer zerstört worden. Hier hat der Krieg jedoch nichts Neues gelehrt, die Tatsachen beweisen nur, daß Eisenbeton auch längerer Feuereinwirkung durchaus widersteht, im Gegensatz zu Holz, Eisen und Naturstein. Der Ziegelstein macht hier bekanntlich eine Ausnahme.

Der zweite Teil des Vortrages beschäftigte sich mit den Wiederherstellungsarbeiten. Als Beispiel wurden zunächst einige Eisenbrücken vorgeführt. Eine derselben zeigte nach der Sprengung ein grauenhaftes Bild der Zerstörung, sodaß mit den Resten der Eisenkonstruktion Nichts mehr anzufangen war, auch eine Beseitigung der formlosen im Wasser liegenden und die Schifffahrt behindernden Trümmer große Schwierigkeiten machte. Hier mußte vielfach mit Tauchern und autogener Zerschneidung der Konstruktion unter Wasser vorgegangen werden.

An einigen Stellen hat man durch Aufsetzen einer hölzernen Jochbrückenkonstruktion eine provisorische Laufbrücke geschaffen, an anderer, wo die Pfeiler erhalten waren, zerstörte eiserne Träger durch hölzerne ersetzt, wieder an anderer Stelle, bei Zerstörung eines Pfeilers mit den beiden anschließenden Ueberbauten die beiden Spannungen mit einer einzigen neuen Balkenbrücke in Eisen ersetzt. Es sind aber auch bei Eisenbrücken Fälle eingetreten, wo bei Fortsprengung eines Pfeilers die beiden anschließenden Ueberbauten zwar mit den auf dem Pfeiler aufgelagerten Enden in das Flußbett kippten, auf dem anderen Auflager aber liegen und so vollkommen erhalten blieben, daß es möglich war, sie mit Druckwasserpressen wieder hoch zu heben, einen neuen Pfeiler unterzumauern und die alte Eisenkonstruktion ohne weiteres wieder zu benutzen. Das gilt z. B. von einer Brücke, deren eiserne Ueberbauten Bogenträger mit aufgehobenem Horizontalschub von 45 m Spw. waren.

Schwieriger war die Wiederherstellung von Steinbrücken. Hier sind, da diese in Stein zu lange gedauert hätte, meist nur die Trümmer aus dem Flußbett fortgeräumt, die Pfeiler, wo sie in den Fundamenten noch benutzbar waren wieder hochgemauert, sonst durch Joche ersetzt, und darauf hölzerne oder eiserne Ueberbauten gestreckt worden.

Eisenbetonbrücken wurden während des Krieges im Westen überhaupt nicht wiederhergestellt, weil die betreffenden Bauten nicht als kriegswichtig erschienen. Es ist bei den gesprengten Eisenbeton-Bogenbrücken die Frage der Wiederherstellungsmöglichkeit aber unbedingt zu bejahen.

Betrachtet man aber das in Abb. 17 abgebildete Bogenwiderlager, aus dem die bei den Aufräumungsarbeiten zerschnittenen Eisen mit ihren Enden hervorstecken, so würde es keine schwierige Arbeit sein, diese Endungen zu einer

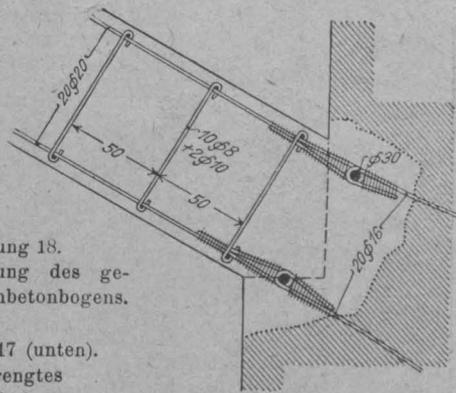
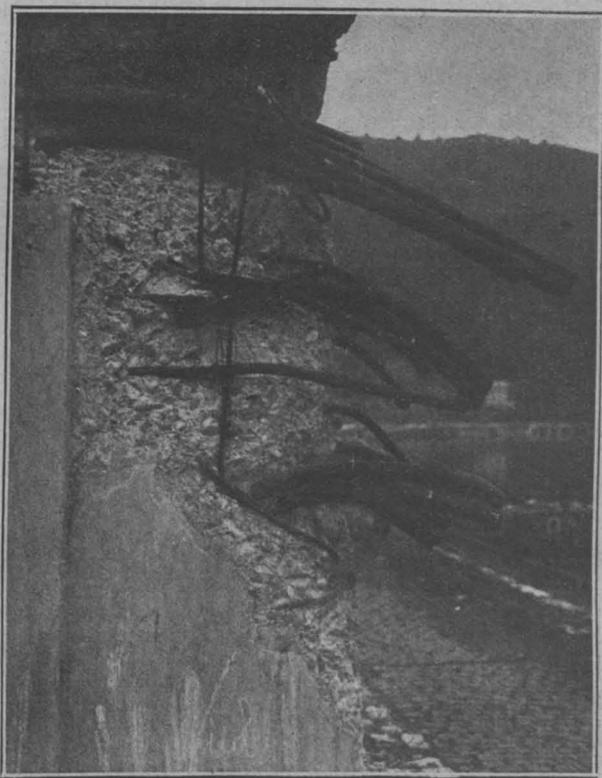


Abbildung 18.
Wiederherstellung des gesprengten Eisenbetonbogens.

Abbildung 17 (unten).
Abgesprengtes Bogenwiderlager.



Schleife zu biegen und hieran die Bewehrung des neu herzustellenden Bogens anzuschließen, etwa nach Maßgabe der Abbildung 18, die eine derartige Herstellungsweise vom Kriegsschauplatz in Galizien wiedergibt. Es handelte sich dort um einen eingespannten Bogen, der infolge Sprengung am Kämpfer abgebrochen war. Zunächst wurde der beschädigte Beton ausgestemmt, dann wurden die Eisen über einen Splint zu einem Rundhaken zusammen gebogen und an diesen Splint auch die neuen Eisen wieder mit Rundhaken angeschlossen. Sämtliche Schleifen wurden dann mit Draht fest umwickelt. Diese Methode hat sich dort gut bewährt. An Stelle von eingespannten Bögen wird jedoch manchmal die Wiederherstellung als Dreigelenkbogen zweckmäßig sein, denn dieser kann nachträglich auftretenden Setzungen der Widerlager oder Pfeiler ohne Ribildung zwanglos folgen. Solche Setzungen sind aber als Folge der Sprengung vielfach zu erwarten. In solchen Fällen empfiehlt

es sich, bei der Wiederherstellung zu statisch bestimmten Formen zu greifen.

Als nicht ganz einfach haben sich bei gesprengten Eisenbetonbrücken die Räumungsarbeiten

Kriegszwecke eigentlich eine Empfehlung, weil man ja dem Gegner mit der Zerstörung möglichst große Hindernisse bereiten will. Im Uebrigen können die Trümmer ja fast stets durch Notbrücken umgangen werden, sodaß kein Aufent-

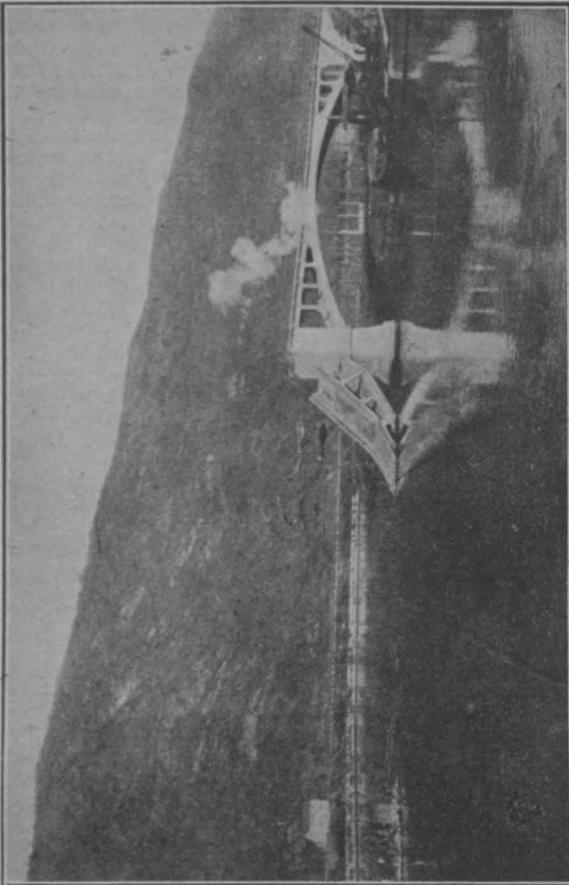


Abbildung 10 (unten). Gesprengte Fußgängerbrücke über die Sambre in Namur.

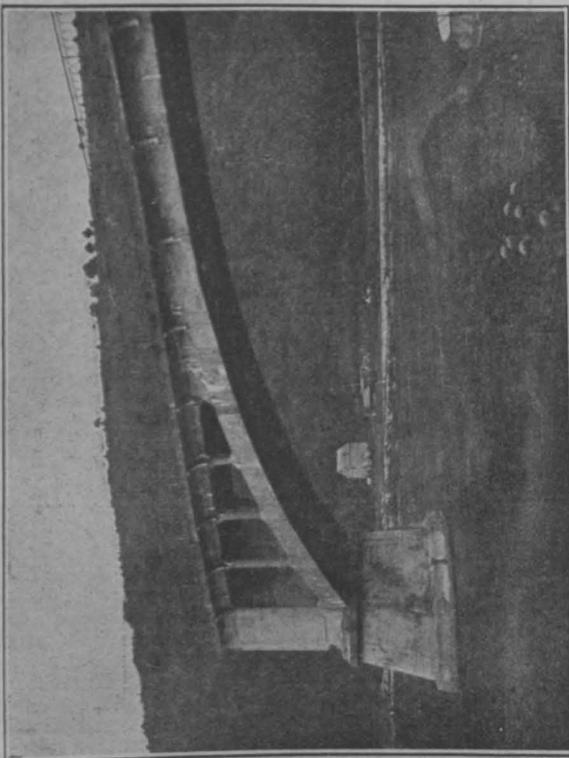
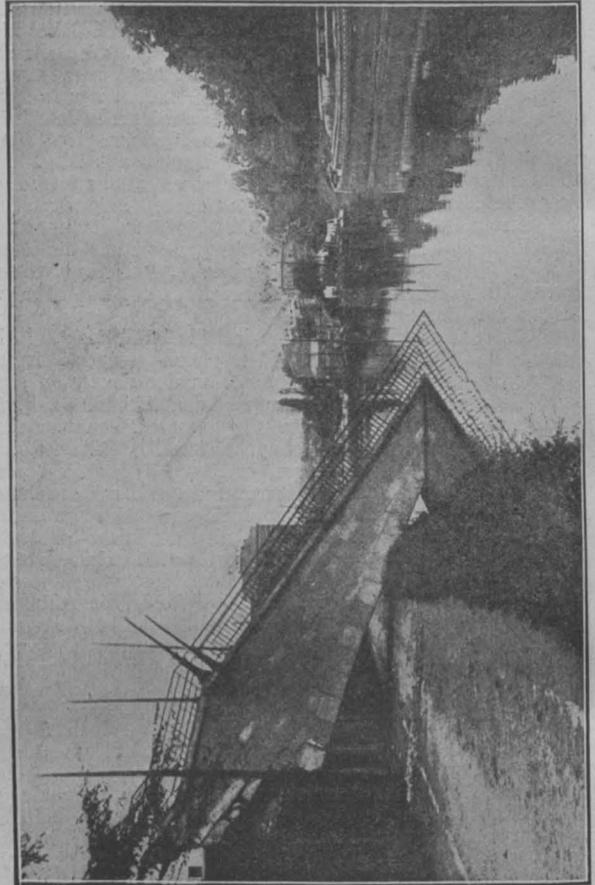
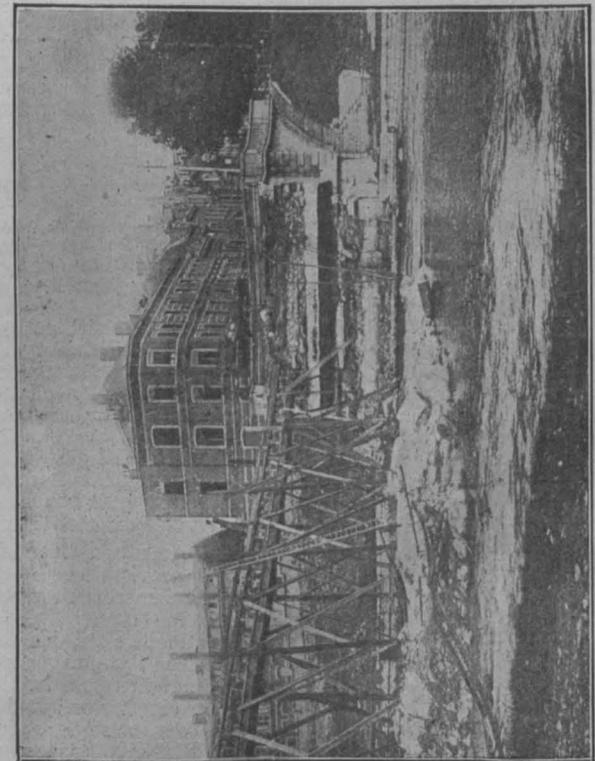


Abbildung 7 und 8. Eisenbeton-Straßenbrücke über die durch Sprengung zerstörte Werksteinbrücke in Namur.



erwiesen. Vielfach mußten die im Wasser liegenden Massen noch weiter zersprengt, auch die Eiseneinlagen unter Wasser mit autogenen Schneideapparaten durch Taucher zertrennt werden. Jedenfalls war diese Arbeit stets sehr mühsam. Das ist aber für den Eisenbeton in Bezug auf

halt entsteht. Mit Abbruchsarbeiten im Frieden darf man solche Kriegsarbeiten natürlich nicht vergleichen. Dort kann gleichmäßig und in ganz anderer Weise vorgegangen werden, es können die Werkzeuge, wie Preßluftmeißel und autogener Schneideapparat noch so vervollkommen wer-

den, daß die Abbruchsschwierigkeiten in Zukunft gegen den Eisenbetonbau kaum mehr ins Feld geführt werden dürften.

Den Beschluß des Vortrages bildete ein Hinweis auf die im Krieg andererseits von uns geleistete Kulturarbeit, hier im besonderen durch Bau von Straßen, Wasser-

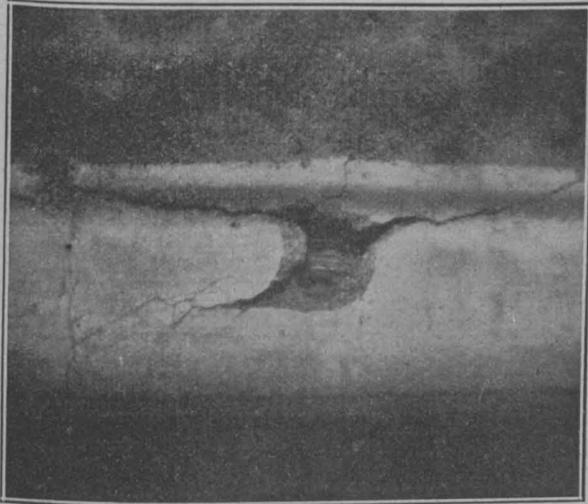


Abbildung 1. Uferdeckwerk in Eisenbeton. Einschlag aus belgischem Feldgeschütz.

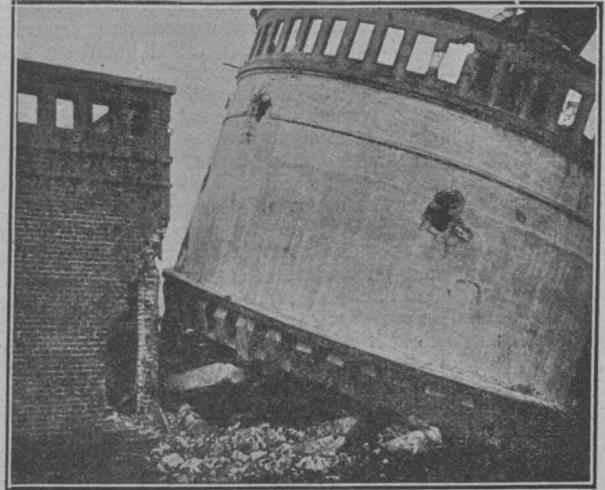


Abbildung 6. Von 20 m Höhe herabgestürzter Eisenbeton-Wasserbehälter.



Abbildung 2. Stärkere Zerstörungen an dem Deckwerk der Abbildung 1.

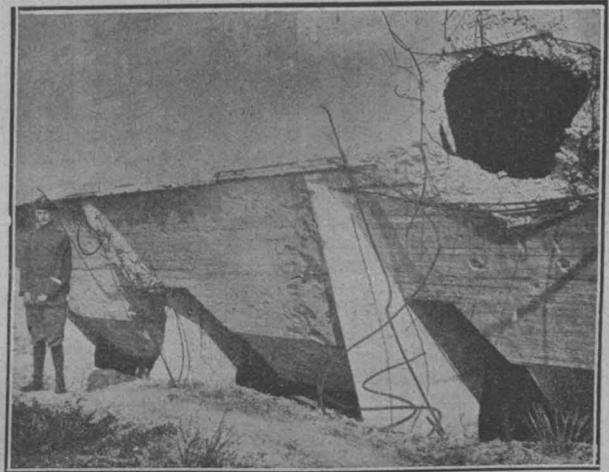


Abbildung 4. Eisenbeton-Erzsilo. Durchschlag eines mittleren Geschosses.

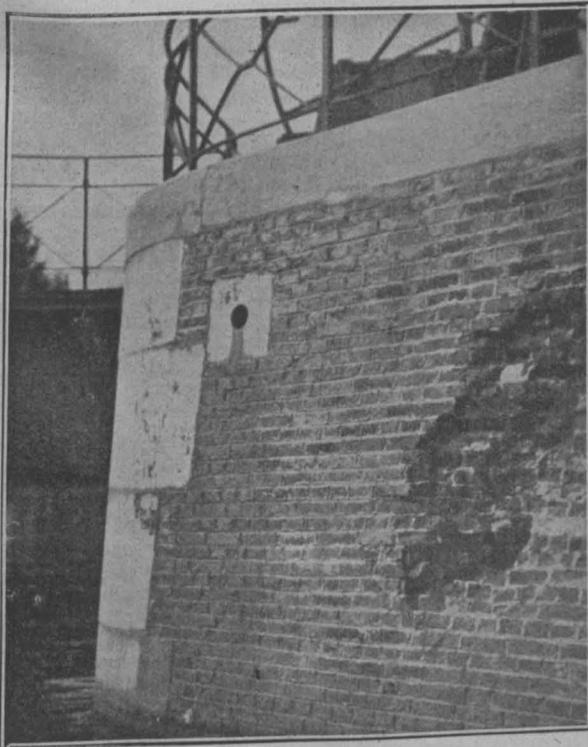


Abbildung 3. Treffer im Klinkermauerwerk einer Ufermauer.

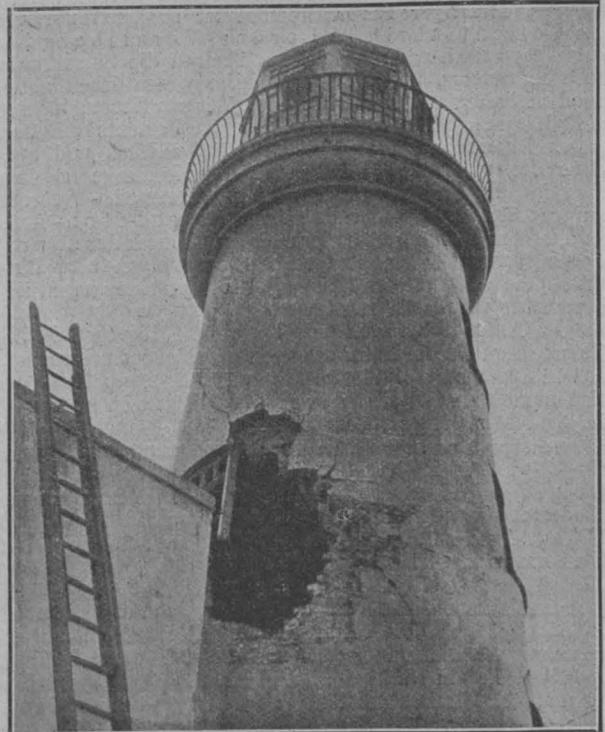


Abbildung 5. Leuchtturm zu Scarborough. Treffer eines Unterseebootes in Ziegelmauerwerk.

bauten, Eisenbahnen, Tunneln, Brücken, bei denen Beton und Eisenbeton vielfach angewendet worden ist. Manche deutsche Firmen haben dabei Tüchtiges geleistet und Gutes geschaffen.

Schlufz zusammenfassung. Die Grundlage aller Eisenbetonbauten, der feste Zusammenhalt zwischen Eisen und Beton war auch an den zerstörten Bauten noch feststellbar, ebenso ein außerordentlich elastisches Verhalten des Eisenbetons, wie das namentlich die Schußbilder zeigten. Bemerkenswert ist der Mangel jeder strahlenförmigen Ribbildung. Erstaunlich groß erwies sich die Unempfindlichkeit gegen Erschütterungen, wie die zersprengten und zum Teil von großer Höhe herabgestürzten Bauten, wie Wasserbehälter, Brücken und dergl. zeigen. Die zerstörten Bauten legen schließlich Zeugnis ab für die Feuerfestigkeit des Eisenbetons und sie lassen die Möglichkeit einer oft bequemen Wiederherstellung erkennen. Die Eisenbetonbauweise hat alle Erwartungen, die man im Frieden an sie zu stellen gewöhnt war, auch im Krieg durchaus erfüllt. Selbst die mit handgreiflichen Schäden behafteten Bauten, wie die Bogenbrücke bei Floreffe, und manche andere mit dem Stempel der Minderwertigkeit standen trotzdem in Betrieb, ohne daß Unfälle eingetreten wären. Einen überraschenden Grad der Widerstandsfähigkeit zeigten auch die gesprengten Bauten.

Die Daseinsmöglichkeit der Eisenbetonbauten ist also doch erheblich größer, als von mancher Seite angenommen wird. Die Beunruhigung, die hinsichtlich Rib- und Rostbildung usw. auch in Baukreise getragen worden ist, erscheint nicht berechtigt und hat Erklärung in besonders rauchgeschwängelter Luft der betr. Industriege-

biete gefunden. Ueberängstliche mögen sich außerdem daran erinnern, daß sich ähnliche Mängel auch an Bauten anderer Baustoffe vorfinden. In Belgien boten sich dafür klassische Beispiele in zahlreichen höchst mangelhaften Eisenbrücken. Der Krieg hat außerdem die erstaunliche Haltbarkeit aller ordnungsmäßig hergestellten Eisenbetonbauten erwiesen.

Welche Richtschnur bei der Beurteilung ist nun zu verfolgen? Doch wohl diese, daß alle kleinen Mängel, die selbst bei ordnungsmäßiger Herstellung im Lauf der Zeit an Eisenbetonbauten mal sichtbar werden können, so zu beurteilen sind, wie es ihrer geringfügigen Bedeutung entspricht. Sie schaden den Eisenbetonbauten nicht mehr als den Eisenbauten ein minderwertiger Anstrich. Zur Gefahr können sie erst in langjähriger Vernachlässigung werden, lange vorher wird aber das Aussehen des Bauwerkes warnen. Man hat bisher nichts davon gehört, daß eine Eisenbetonbrücke an Alterskrankheit zugrunde gegangen sei, trotz jahrzehntelanger Erfahrung. Im Uebrigen legt man auch den Eisenbauten nicht einzelne Unfälle grundsätzlich zur Last. Es sei hier nur an mehrere Fälle plötzlich eingestürzter Eisenbrücken, wie z. B. in Mönchenstein erinnert.

Not tut aber die Ausnutzung aller Möglichkeiten und Erfahrungen in Entwurf und Ausführung. Hier muß der Hebel ansetzen. Das wird aber geschehen mit zunehmender Gewissenhaftigkeit und Leistungsfähigkeit des Unternehmertums. Dann werden diese Gefahren von selbst verschwinden. Das in Krieg und Frieden bewiesene Verhalten aller sachgemäß ausgebildeten Eisenbetonbauten gibt uns ein Anrecht, eine weitere glückliche Entwicklung der Eisenbeton-Industrie vorauszusagen. —

Ueber „hochwertige“ Portlandzemente.

M im Jahrgang 1915, S. 14 unserer „Mitteilungen“ haben wir bereits eingehender über die von der Staatsbahn-Direktion Innsbruck unter Führung des Staatsbahnrates M. Spindel ausgehende Bestrebungen berichtet, für gewisse Zwecke, die eine besonders rasche Erhärtung und besonders hohe Festigkeiten des Zementes erfordern, sogen. „hochwertige Spezial-Portlandzemente“ zu erzeugen, welche die übrigen Normenvorschriften für Portlandzement voll erfüllen, aber wesentlich höhere Festigkeiten aufweisen sollen, als sie in den Normen vorgeschrieben werden. Insbesondere sollen diese Zemente, die in den genannten Vorschriften geforderte 28-Tage-Festigkeit (nach den österr. Normen von 1913 bei Wasserlagerung) schon nach 2 Tagen erlangen und dann auch noch energisch nacherhärten. Derartige Zemente, die eine besonders sorgfältige Auswahl und Zusammensetzung der Rohstoffe und eine technisch vollkommen zuverlässige Art der Aufbereitung und des gesamten Herstellungsprozesses erfordern, sollen dann aber auch entsprechend höher bewertet, also zu höheren Preisen verkauft werden dürfen.

Ein derartiger Portlandzement ist zunächst nur von der Zementfabrik in Lorüns-Vorarlberg hergestellt worden, während sich im übrigen die Zementindustrie in Oesterreich und Deutschland im wesentlichen ablehnend verhalten und eine Notwendigkeit zur Erzeugung solcher Zemente nicht anerkannt hat, da Zemente mit ähnlichen Eigenschaften auch schon jetzt vielfach und zwar ohne Preisauflage zu haben seien. Die Frage ist dann aber in Oesterreich von dem Ing.- u. Arch.-Verein aufgegriffen worden, der sie seinem Eisenbeton-Ausschuß zur Prüfung überwies, und auch der „Deutsche Beton-Verein“ trat in Beratungen über diese Frage, die während des Krieges allerdings eine wesentliche Förderung nicht erfahren haben.

In Oesterreich waren jedoch bereits 1915 von 2 Stellen Vorschriften für die Anforderungen an solche „hochwertige“ Zemente aufgestellt. Es forderten für Normmischungen 1:3 die Staatsbahndirektion Innsbruck nach 2tägiger Erhärtung mindestens 18 kg/cm² Zug- und 180 kg/cm² Druckfestigkeit, nach 7tägiger Erhärtung mindestens 450 kg/cm² Druckfestigkeit. Das Technische Militär-Komitee fordert eine Druckfestigkeit nach 2 Tagen von mindestens 200, nach 7 Tagen von mindestens 400, nach 28 Tagen von mindestens 560 kg/cm² und zwar ebenfalls bei Wasserlagerung. Die zugehörigen Zugfestigkeiten sollen $\frac{1}{15}$ der Druckfestigkeit sein, also bezw. 13,3; 30; 37,3 kg/cm². (NB. Im Vergleich mit den deutschen Normen ist zu berücksichtigen, daß die österr. Zahlen mit Rücksicht auf die Verschiedenheit des Normensandes solchen deutschen entsprechen, die um rd. 20 % niedriger sind.)

Nun ist kürzlich der Bericht des österr. Eisen-

beton-Ausschusses über diese Frage erschienen und ferner hat Hr. Staatsbahnrat M. Spindel auf der 22. Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“ in Nürnberg 1919 einen Vortrag über dieses Thema und über die im Krieg mit solchen Zementen erzielten Erfolge gehalten. Das gibt uns Veranlassung erneut auf die Sache zurück zu kommen.

I. Versuche zur Beurteilung „hochwertiger“ Zemente.

(Ausgeführt vom Eisenbeton-Ausschuß des österr. Ing.- u. Arch.-Vereins. Bericht*) erstattet von Ob.-Brt. Prof. A. Hanisch und Prof. a. d. techn. Hochsch. Wien B. Kirsch.)

Der Ausschuß stellte zunächst fest, daß außer dem in der genannten Fabrik erzeugten „hochwertigen“ Zement seit Jahren nach den amtlichen Versuchsanstalten Zemente in den Handel kommen (ohne besondere Qualitätsbezeichnung), die nach 7tägiger Erhärtung mehr als das Doppelte der vorgeschriebenen 28-Tage-Festigkeit aufweisen, sodaß nach ihrer Erhärtungskurve anzunehmen ist, daß sie diese nach 2 Tagen schon erreichen. Belege auf Grund unmittelbarer Versuche liegen dafür allerdings nicht vor, da es bisher nicht verlangt und üblich war, die 2-Tage-Festigkeit festzustellen. Diese Zemente sind dann aber ebenfalls als „hochwertige“ Zemente in dem oben erwähnten Sinn anzusehen und es wurden daher die Versuche auch auf solche Zemente ausgedehnt.

Es wurden im Ganzen 5 österr. „hochwertige“ Zemente, darunter der Lorünser, und zwar 3 Drehrohren-Zemente A, B, C und 2 Schachtofen-Zemente D und E geprüft. Die Zemente wurden in der Mischung 1:3 mit Normensand, frisch und nach 6-wöchiger und 3-monatiger baumäßiger Sacklagerung erprobt; im ersteren Fall wurde bei Wasser- und Luftlagerung nach 2, 7, 28, 90 und 360 Tagen, bei gemischter Lagerung nach 28, 90, 360 Tagen, im letzteren Fall nach 2, 7 und 28 Tagen bei Wasserlagerung und nur nach 28 Tagen bei gemischter Lagerung geprüft. Betonversuche wurden an Würfeln von 20 cm Kantenlänge und an Kontrollbalken ausgeführt mit 2 Wasserzusätzen „weich“ und „fließend“, und zwar sowohl mit frischem wie mit 3 Monate lang gelagertem Zement. Verwendet wurden Sand und Schotter aus der Donau und zwar in 5 Mischungen von 120—500 kg Zement auf 1 m³ mit allen Zementen und bei normaler Lagerung nach 7 und 42 Tagen. Es wurden auch einige Versuche mit Luftlagerung durchgeführt. Bei den Biegeproben kam nur die Mischung von 300 kg Zement auf 1 m³ und Luftlagerung in Betracht. Die Zuschlagmaterialien waren ausgesiebt und dann sorgfältig gleichmäßig zusammengesetzt, in derselben Weise wie bei früheren Versuchen des Ausschusses, um mit diesen Vergleichswerte zu gewinnen.

Das Ergebnis dieser Versuche wird in dem Bericht wie folgt zusammengefaßt:

Zunächst erreichten sämtliche 5 Zemente schon nach zweitägiger Erhärtung sowohl bei Wasser- wie bei Luft-

*) Heft 8 der „Mitteilungen des österreich. Eisenbeton-Ausschusses“ 8°, 41 S. Text mit 28 Abb. und 15 Tabellen. Leipzig und Wien 1919. Verlag Franz Deuticke. Pr. 3,50 M. —

lagerung die in den österr. Bestimmungen für 28-tägige Erhärtungsdauer vorgesehene Festigkeit und überschritten sie nach 7 und 28 Tagen wesentlich (nach 7 Tagen um mindestens 50 %). Sie sind also sämtlich als „hochwertige“ Zemente in obigem Sinn anzusprechen. Die (auf den Lorünser Zement zugeschnittenen) bisherigen amtlichen Forderungen für „hochwertigen“ Zement wurden in vollem Umfang allerdings nur von dem Lorünser Zement selbst (Zement C) voll erfüllt, die übrigen Zemente erfüllten nur die Forderungen für 2tägige Erhärtung ganz. Bezüglich der 7- und 28-Tage-Festigkeit blieben die beiden anderen Drehrohfen-Zemente etwas, die Schachtofen-Zemente erheblicher zurück. Die nachstehende Tabelle gibt darüber Aufschluß.

Festigkeit auf	Erhärtungszeit in Tagen	Vorschrift der Staatsbahn-Dir. Innsbruck kg/cm ²	Vorschrift des techn.-Milit.-Komitees kg/cm ²	Zement				
				A	B	C	D	E
Zug Druck	2	18	13,3	27,1	26,3	23,0	25,2	21,9
		180	200	346	281	266	255	251
Zug Druck	7	—	30	28,8	34,3	33,4	27,8	29,2
		450	450	457	429	523	326	388
Zug Druck	28	—	37	32,7	39,4	40,2	32,4	34,3
		—	560	528	542	672	414	469

Der Verlauf der Erhärtungslinien gibt den Berichterstattem zu dem Schluß Veranlassung, daß aus dem Verlauf der 1. Woche keine zuverlässige Beurteilung des späteren Verlaufes möglich sei, namentlich hinsichtlich der Zugfestigkeit. Aber auch hinsichtlich der Druckfestigkeit halten sie es für vorsichtiger, auch weiterhin an der 7- und 28-Tage-Festigkeit als Maßstab festzuhalten. Im übrigen nahmen alle 5 Zemente nach 7 und 28 Tagen noch an Festigkeit zu. Die 3 Drehrohfen-Zemente aber i. Allgem. in geringerem Maß als die Schachtofen-Zemente, sodaß sich im höheren Alter die Festigkeitsunterschiede der beiden Zementarten mehr verwischen.

Auffällig hoch sind die Zugfestigkeiten bei allen Zementen nach 1jähriger Dauer der Erhärtung und zwar bei Luftlagerung. Sie steigen bei Zement B und C noch auf über 67 kg/cm². Sonst ergibt die gemischte Lagerung, wie zu erwarten war, im allgemeinen die Höchstwerte, demnächst die Wasserlagerung. Die Druckfestigkeit nach 1 Jahr steigt bei dem Lorünser Zement bis 782 kg/cm².

Die sechswöchige und dreimonatige Sacklagerung der Zemente hat wenig Einfluß; die Zemente sind auch dann noch als „hochwertige“ zu bezeichnen. Jedoch sind die Drehrohfen-Zemente um so empfindlicher gegen diese Lagerung, je höher ihre Festigkeit im frischen Zustand war. Die Schachtofen-Zemente zeigten sich fast ganz unempfindlich.

Die mit den 5 Zementen hergestellten Betone erreichten nach 6-wöchiger Erhärtungsdauer Druckfestigkeiten, welche die in den österr. Vorschriften von 1911 geforderten weit überschreiten. Die dort für „weichen“ Beton nach 6 Monaten verlangte Festigkeit bei einem Mischungsverhältnis von 200 kg/m³ Zement wurde von allen Zementen schon nach 7 Tagen erreicht. Bei dem Lorünser Zement und einem anderen Drehrohfen-Zement war das auch für „fließenden“ Beton der Fall, für Mischungen für 300 kg/m³ aufwärts. Die Drehrohfen-Zemente ergaben in fetten Mischungen im allgemeinen höhere Würfelstärken als die Schachtofen-Zemente, die Unterschiede sind nach 6 Wochen aber wesentlich geringer als bei den Zementen selbst und dürften nach längerer Zeit mit Rücksicht auf die

stärkere Nacherhärtung der Schachtofen-Zemente noch geringer werden. Im übrigen zeigten die „hochwertigen“ Drehrohfen-Zemente nach 3-monatiger Sacklagerung auch in Bezug auf die Würfelstärke des Betons eine größere Empfindlichkeit als die Schachtofen-Zemente. In Bezug auf die Einflüsse der Magerung, des Wasserzusatzes und der Lagerungsart der Betonwürfel unterscheiden sich die hochwertigen Zemente nicht wesentlich von den Handels-Zementen.

Nimmt man als Kennzeichen für „hochwertige“ Zemente an, daß sie nach 2tägiger Erhärtung die in den Bestimmungen von 1913 festgesetzte 28-Tage-Festigkeit mindestens erreichen, sie nach 7tägiger Erhärtung (bei Wasserlagerung) um mindestens 50 % überschreiten und auch

weiterhin bis zu 28 Tagen ein regelmäßiges Fortschreiten der Erhärtung zeigen, so kann nach den vorliegenden Versuchen nur ausgesprochen werden, daß Beton mit solchen Zementen und geeigneten Zuschlagstoffen hergestellt, bereits nach 7 Tagen Erhärtung die in den ministeriellen Vorschriften v. J. 1911 für die betreffenden Mischungsverhältnisse und 6-wöchige Erhärtungsdauer vorgeschriebenen Mindestfestigkeiten erreichen.

Bei Verwendung von Zementen, die den Bedingungen entsprechen, wie sie von der Staatsbahndirektion Innsbruck für hochwertige Zemente vorgeschrieben sind, die also nach 2 und 7 Tagen noch höhere Anfangsfestigkeiten aufweisen, kann bei entsprechender Wahl des Mischungsverhältnisses, der Zuschlagstoffe und des Wasserzusatzes mit Würfelstärken des Betons bis 300 und 400 kg/cm² nach 6-wöchiger Erhärtung mit Zuverlässigkeit gerechnet werden. —

Das sind die Schlußfolgerungen, die von den Berichterstattem selbst aus den Versuchen gezogen werden. Sie beweisen jedenfalls, daß es in der österr. Zementindustrie auch im Handel schon Zemente gibt, die in ihren Festigkeiten an den besonders hergestellten und höher bewerteten „hochwertigen“ Spezialzement heranreichen und daß im übrigen solche „hochwertigen“ Zemente sich in ihrem Verhalten von den gewöhnlichen Zementen nicht wesentlich unterscheiden, diesen gegenüber (im Rahmen der Versuche) aber auch keine nachteiligen besonderen Eigenschaften haben. Vergleicht man die Erhärtungskurven, so bestätigen diese die mehrfach ausgesprochene Befürchtung, daß der raschen Anfangserhärtung ein Rückschlag folgen könne, nicht, wenigstens tritt ein solcher nur zum Teil und vorübergehend, namentlich bei den Zugproben zwischen 28 und 90 Tagen ein, um dann wieder einem Ansteigen der Festigkeit Platz zu machen. Bei der Druckfestigkeit zeigen sich solche vorübergehenden Rückgänge, namentlich bei der Luftlagerung. Auffällig ist die verhältnismäßig geringe Festigkeitszunahme zwischen 28 und 360 Tagen. Bei dem Lorünser Zement im Besonderen zeigte sich überhaupt in dieser Zeit kein Anwachsen der nach 28 Tagen erlangten Festigkeit von etwa 725 kg/cm² mehr, der Verlauf der Erhärtungskurve ist nahezu eine wagrechte. — (Schluß folgt.)

Vermischtes.

Der Betonbau-Arbeitgeber-Verband und der Beton-Wirtschaftsverband haben auf ihrer diesjährigen Hauptversammlung zu Nürnberg zu dem Gesetzentwurf über die Betriebsräte Stellung genommen, und die einmütige Auffassung der Versammlungen in einer Entschließung zum Ausdruck gebracht, die ohne die beigegebene nähere Begründung folgenden Wortlaut hat:

„Die deutsche Beton- und Eisenbetonindustrie erhebt gegen den Entwurf eines Gesetzes über Betriebsräte entschiedensten Widerspruch. Das Gesetz ist ein Ausnahmengesetz gegen das Unternehmertum und wird, da es ohne praktische Erfahrungen sofort auf die gesamte deutsche Industrie in Anwendung gebracht werden soll, unser Wirtschaftsleben zugrunde richten. Bevor ein so tiefer Eingriff erfolgt, müßten zunächst auf Kosten des Staates oder der Gewerkschaften auf einem beschränkten Gebiet entsprechende Versuche angestellt werden.“

Aus dem von Dr. Andres, dem Geschäftsführer des

Beton-Wirtschaftsverbandes, erstatteten Geschäftsbericht war zu entnehmen, daß der Verband im vergangenen Geschäftsjahr einen starken Aufschwung genommen hat und heut nahezu die gesamte Betonindustrie in sich vereinigt. In dem letzten ¼ Jahr sind dem Verband etwa 160 Firmen neu beigetreten. Um eine engere Fühlungnahme mit seinen Firmen zu gewinnen, sind oder sollen demnächst Bezirksgruppen für einzelne wirtschaftlich zusammen gehörende Gebiete gegründet werden. Ausführlich wurde Bericht erstattet über den Stand der Frage des Wiederaufbaues Belgiens und Nordfrankreichs. Namentlich fanden eingehende Erörterungen die Schwierigkeiten, die der Beteiligung des deutschen baugewerblichen Unternehmertumes an den Wiederaufbauarbeiten noch im Wege stehen. Der Gedanke der Betrauung eines Kaufmannes mit der Durchführung der Wiederaufbauarbeiten wurde begrüßt, und es wurde der Hoffnung Ausdruck gegeben, daß auch im übrigen das neu geschaffene Kommissariat in einer Weise zusammengesetzt werde, daß sowohl büro-

kratische Schwerfälligkeiten, als auch die schlechten Erfahrungen, die mit den Kriegsgesellschaften gemacht worden sind, vermieden werden. Die Versammlung zeigte, daß das baugewerbliche Unternehmertum der Wiederaufbaufrage eine ganz außerordentliche Bedeutung für die Wiederaufrichtung des nahezu zum Stillstand gekommenen Baugewerbes zumißt. Der Betonbau legt um so größeren Wert auf die Heranziehung des deutschen Unternehmertums zu den Wiederaufbauarbeiten, als das Inlandsgeschäft infolge der außerordentlichen Zementnot, die auf eine unzureichende Belieferung der Zementindustrie mit Kohlen zurück zu führen ist, bereits nahezu zum Stillstand gekommen ist, und da zu befürchten ist, daß in den kommenden Monaten die Betonfirmen genötigt sein werden, ihre Betriebe endgültig zu schließen, wodurch große Arbeitermassen erwerbslos würden. In den Berichten und der anschließenden Aussprache wurde betont, daß die außerordentliche Zementnot nur dann behoben werden könne, wenn die Kohlenförderung wesentlich mehr gesteigert werde, worauf freilich nur dann gerechnet werden könne, wenn die Regierung die bisher von ihr angewandten Methoden zur Bekämpfung der Arbeitsunlust der Arbeiterschaft von Grund aus ändere. In einem Schlußreferat des Geschäftsführers wurde Bericht erstattet über die Bemühungen des Verbandes, durch eine in Gemeinschaft mit dem „Reichsverband des Deutschen Tiefbaugewerbes“ und dem „Deutschen Wirtschaftsbund für das Baugewerbe betriebene“ Gerätestelle seinen Mitgliedern Baugerät aus Heeresbeständen zu vermitteln. —

Beton im Wohnungsbau. Der „Gesundheitsingenieur“ bringt in seiner No. 35 d. J. einen Artikel unter obigem Titel, der zusammenfassend sein Urteil dahin abgibt, daß Beton in Form von Doppelwänden sehr wohl zum Wohnungsbau benutzt werden kann, daß ein „Durchschlagen“ der Wände überhaupt nicht eintrete, ein „Beschlagen“ derselben aber nur unwesentlicher Natur ist. Der natürliche Luftwechsel sei größer als beim Ziegelbau, wenn man die geringere Wandstärke des Betons bei gleicher Standsicherheit in Rechnung stellt, im übrigen kommen aber weder bei Ziegeln noch bei Beton der natürliche Luftwechsel ernstlich in Frage, da die durchgelassene Luftmenge eine verschwindend kleine sei und der Hauptluftwechsel durch die unvermeidlichen Undichtigkeiten von Tür und Fenster erfolgten. Die Porosität des Betons bezüglich Schnelligkeit der Abtrocknung etwa eingedrungenen Wassers sei allerdings noch nicht festgestellt, dürfte aber bei Doppelwänden ebenfalls kaum zu Besorgnissen führen. Der Verfasser Dr. Alex Marx, Ing. u. Priv.-Dozent, stützt diese Folgerungen z. T. auf längere Versuche an einer ausgeführten Siedelung, über die nähere Angaben allerdings nicht gemacht werden. —

Eine kurze Anleitung über den Gebrauch von Traß als Baustoff zum Mörtel, verfaßt von dem bekannten Fachmann auf diesem Gebiet Dr.-Ing. A. Hambloch in Andernach a. Rh., wird in der jetzigen Zeit, wo die zur Verfügung stehenden Mengen an Portland-Zement nicht ausreichen, um das Bedürfnis der Bauenden zu befriedigen, besonders willkommen sein. Sie bezieht sich ausschließlich auf den rheinischen Traß, der ja von Alters her als ein vortrefflicher Zuschlag zum Baumörtel bekannt ist, um diesem hydraulische Eigenschaften zu verleihen. Als zweckmäßige Mischungsverhältnisse werden die folgenden empfohlen:

a) Handelt es sich um reine Traß-Kalkmörtel oder Betone, so sind nach Raumteilen gemischt zu wählen:

1. Für Unterwasserbauten, die vollkommen dicht sein sollen

1 Traß : 2 3/4 Kalk : 1—1 1/4 Sand bei Fettkalkteig

1 „ : 1—1 1/2 „ : 1—1 1/4 „ bei Fettkalkpulver

2. Für Trockenmauerwerk, das aber ziemlich rasch erhärten soll

1 1/4—1 1/2 Traß : 1 Kalk : 1 1/2—2 1/2 Sand bei Fettkalkteig

1 1/4—1 1/2 „ : 1 1/2—1 3/4 Kalk : 1 1/2—2 1/2 „ bei Fettkalkpulver

3. Für Trockenmauerwerk mit längerer Erhärtungsdauer

1 Traß : 2 Kalk : 5 Sand bei Fettkalkteig

1 „ : 3 „ : 3—5 „ bei Fettkalkpulver

4. Für Verputzarbeiten an der freien Luft

1 1/4 Traß : 1 Kalk : 2 1/2—3 1/2 Sand bei Fettkalkteig

1 1/4 „ : 1 1/2 „ : 2 1/2—3 1/2 „ bei Fettkalkpulver

(Bei Innenputz kann der Sandgehalt auf 1 1/2—2 1/2 herabgesetzt werden)

b. Für Traß-Zementmörtel und Beton kommt es darauf an, ob der Traß als Streckungsmittel dienen, also einen Teil des Portlandzementes ersetzen, oder ob er letzterem größere Dichte, Elastizität oder Widerstandsfähigkeit gegen Säuren usw. (Meerwasser) verleihen soll. In ersterem Fall kann vielfach bis zu 1/4 des Zementgewichtes durch Traß ersetzt werden,

wobei aber zu berücksichtigen ist, daß dadurch die Erhärtung eine langsamere und im Anfang jedenfalls geringere ist. Da das Traßgewicht wesentlich geringer ist, als das des Zementes, so wird dabei die Mörtelergiebigkeit eine größere. Wird der Traß dagegen als Zusatz verwendet, so kann dieser in Höhe von 1/4 bis 1/2 Gewichtsteil Traß auf 1 Gewichtsteil Portlandzement gewählt werden.

c. Traß-Kalk-Zementmörtel schließlich erfordert einen entsprechend höheren Traßzusatz. Für Talsperrenbauten und sonstige Bauwerke, die vollkommene Dichtigkeit erfordern, dabei hohe Festigkeit und Elastizität mit einander verbinden sollen, wird ein Mischungsverhältnis von: 1 1/2 Rt. Traß : 1 Rt. Kalkteig oder 1 1/2 Rt. Kalkpulver : 1 Rt. Zement : 4—6 Rt. Sand und 8—12 Rt. Kies oder Stein Schlag empfohlen.

Für die Beurteilung der Güte des rhein. Trasses sind bekanntlich 1909 vom „Deutsch. Verband der Mat. Prüfungen der Technik“ Traßnormen aufgestellt worden. —

Literatur.

Rahmenformeln. Gebrauchsfertige Formeln usw. Von Prof. Dr.-Ing. A. Kleinlogel, Priv.-Doz. a. d. Techn. Hochschule zu Darmstadt (bereits vorangezeigt in No. 13, S. 88). 2. Aufl. Berlin W. 66. 1919. Wilh. Ernst & Sohn. Pr. geh. 20 M., geb. 23 M. —

Das vorliegende Werk hilft einem fühlbaren Bedürfnis der Praxis ab, das sich, je alltäglicher die Verwendung von Rahmenbauwerken wird, um so mehr geltend macht: die Rechenarbeit im Einzelfalle auf ein Mindestmaß zu beschränken. Es bietet nicht ein neues Rechenverfahren, sondern die fertige Ausrechnung: Formeln, in die nur die jeweiligen Zahlenwerte einzusetzen sind. Für den Wert einer solchen Formelsammlung muß naturgemäß ihr Anwendungsbereich in erster Linie maßgebend sein. Das Kleinlogel'sche Werk dürfte in dieser Beziehung wohl allen billigen Anforderungen entsprechen, insbesondere, da die II. Auflage noch eine wesentliche Vermehrung des Stoffes der I. Aufl. bringt. Aus dem nunmehr 227 Rahmenfälle umfassenden Inhalt sei hervorgehoben: Die für die Praxis wichtigste Rahmenart, der Zweigelenrahmen, ist in den mannigfaltigsten Formen (mit geradem, geknicktem oder gekrümmtem Riegel, mit gleich oder ungleich hohen Ständern, als Dreieck-, Trapezrahmen usw.) behandelt, daneben der eingespannte Rechteckrahmen und der einhäufige Rahmen bei verschiedenartigster Auflagerung. Sämtliche Formen sind für Einzellasten, Strecklasten, Dreiecklasten in wagrechter und senkrechter Richtung untersucht. Für einige Formen ist außerdem noch die Wirkung der Temperatur sowie einer etwaigen Auflagerverschiebung berücksichtigt (wünschenswert bliebe allerdings ihre Berücksichtigung für alle Formen). Außerdem bringt das Werk eine Reihe von Formeln für geschlossene Rechteckrahmen mit Innenbelastung und eingefügten Zugbändern, sowie einseitig oder beiderseitig eingespannte Balken.

Dadurch, daß in allen Fällen ungleiche Trägheitsmomente der einzelnen Stäbe berücksichtigt wurden, wird es möglich, die gebotenen Formeln auch für die genaueste Berechnung zu verwenden. Den einzelnen Belastungsfällen sind Abbildungen beigegeben, die die entsprechenden Momentenkurven veranschaulichen, eine große Annehmlichkeit, wenn man bedenkt, daß die Uebersicht über den Verlauf der Momente oft Irrtümer verhindern kann. Erwähnung finden möge auch das eigenartige aus Abbildungen bestehende Inhaltsverzeichnis der neuen Auflage, das, jede schwerfällige Beschreibung vermeidend, den einzelnen Belastungsfall spielend leicht aufzufinden ermöglicht.

Die 1. Auflage des Werkes seit ihrem Erscheinen 1914 hat sich zur Genüge bewährt, sie wird Jedem, der sie einmal in Gebrauch genommen hat, unentbehrlich geworden sein. So dürfte auch die neue Auflage dem Werke weitere Freunde werben. —

G. Ehlers.

Literatur-Verzeichnis.

Neuerscheinungen. (Besprechung bleibt vorbehalten.)

Aufgaben aus der Konstruktion und Statik. I. 15 Aufgaben aus dem Eisenbetonbau. Von Prof. Martin Preuß-Breslau. Kl. 8°, 84 S. Text. Verlag „Ostdeutsche Bauzeitung“, Breslau 1919. Pr. geh. 5 M. —

Die Verwendung der Hochofenschlacke im Baugewerbe. Von Dr. A. Guttman. Herausgegeben in A. des Vereins Deutscher Eisenhüttenleute. 8°, 208 S. Text mit Abb. Verlag Stableness m. b. H., Düsseldorf 1919. Pr. brosch. 10 M. + 10 % Teuerungszuschlag. —

Inhalt: Das Verhalten der Eisenbetonbauten im Kriege an der Westfront. — Ueber „hochwertige“ Portlandzemente. — Vermischtes. — Literatur und Literatur-Verzeichnis. —

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

16. Jahrgang 1919.

NO 21.

Tiefbunker für die Fabrikanlage in Neckarzimmern der Badischen Anilin- und Sodafabrik.

Von Bauingenieur W. Hohns i. Fa. C. Baresel, Unternehmung für Tiefbau, in Stuttgart. (Schluß aus No. 17.)

Mie schon erwähnt, sind die Trennungswände der Bunkerammern als über zwei Felder von 2,7 bzw. 7 m Stützweite fortlaufende Träger ausgebildet, die als Auflager der Gratbalken dienen und die Eisenkonstruktion der Betriebsbahn tragen. Außerdem haben sie aber noch wagrechte Kräfte einerseits aus dem einseitigen Druck des Füllgutes, falls die eine anstoßende Bunkerammer voll, die andere leer ist, und andererseits aus den Bremskräften aufzunehmen.

Die lotrechten Belastungen sind verschieden bei den Endwänden, den normalen Zwischenwänden in gleichmäßigem Abstand von 8 m und den Wänden neben den Fördertürmen, die in 6, 7 und 8 m Entfernung liegen. (Vergl. Abbildung 1 in No. 17, S. 108.) In Abbildung 8, S. 138 sind die Belastungsverhältnisse und die Momentenlinien für die Endwände und die normalen Wände dargestellt. Das rechte Endmoment M_2 wurde für gleichmäßig verteilte Last zu $2/3 \cdot \frac{q \cdot l^2}{12}$ oder bei 8 m-Feldern zu 2,729 gesetzt, für Ein-

zellasten zu $2/3 \cdot \frac{Pl}{8} = 0,5825 P$ mit Rücksicht auf die teil-

weise Einspannung auf dieser Seite. Die Stützenmomente wurden nach dem gezeichneten Belastungszustand nach der Dreimomenten-Gleichung berechnet und aufgetragen. In Abbildung 8 sind auch die durch Addition der Momentenwerte für die verschiedenen Belastungen ermittelten größten und kleinsten Momente angegeben.

Die Belastungen setzen sich zusammen aus dem gleichmäßig über die Abschnitte verteilten Eigengewicht und den Einzellasten. Letztere entsprechen in dem 7 m-Teil der Wände dem Druck des Gratbalkens, in dem 2,7 m-Feld dem Gewicht der Brückenbahn allein oder mit Zuglast.

In Abbildung 5 in No. 17, S. 109, ist die Trägerbewehrung der Zwischenwände dargestellt, auch sind die Wand-Abmessungen daraus ersichtlich. Die Betonbeanspruchungen schwanken zwischen 25 und 40 kg/cm², wobei jedoch bei den größten Beanspruchungen in der Mitte zu berücksichtigen ist, daß hier die seitliche Beanspruchung durch das Füllgut fortfällt. Zur Aufnahme der Schubspannungen sind aufgebogene Eisen vorgesehen, außerdem wirken aber die Bewehrungen gegen wagrechte Kräfte, Abbildung 6 in No. 17, als Bügel. Die Schubspannung beträgt unter der Einzellast des Gratbalkens 6,7, wächst am Auflager bis 7,75 und sinkt in der Seitenöffnung auf 5,45 kg/cm². Die Zugspannung im Eisen steigt bis auf 935 kg/cm².

Bei Berechnung der Wände für die erwähnten wagrechten Kräfte sind sie als in die Schrägböden eingespannt zu betrachten. Der wagrechte Druck des Füllgutes wurde

für $\gamma = 1,54 \text{ t/m}^3$, einen Böschungswinkel von 37,5° und $E = \frac{1}{8} \gamma \cdot h^2$ bemessen, sowie für eine Ueberschüttungshöhe von $\frac{1}{4} \gamma \cdot h$. Die Wände wurden in 1 m hohe wagrechte Streifen zerlegt und die Bewehrungen den Momenten entsprechend bemessen.

Die Bremskraft der Lokomotive beträgt $85,7 = 12,2 \text{ t}$, die sich aber infolge der Steifigkeit der Wände und der kräftigen aus der Ausbildung der Wände als Träger herführenden Bewehrung, auf 5,7 m Wandlänge verteilt, sodaß $\frac{12,2}{5,7} = 2,14 \text{ t}$ auf 1 m Länge kommen. An der rechten Seite ist jedoch nur die halbe Bremskraft auf 3 m Länge aufzunehmen, also $\frac{12,2}{2 \cdot 3} = 2,03 \text{ t/m}$, da hier die halbe Bremskraft

von der anschließenden Stützmauer aufzunehmen ist. Die Momente der Bremskräfte wurden unter den gleichen Voraussetzungen wie oben berechnet und zu den Momenten aus dem Füllgutdruck hinzugezählt. Die sich hieraus ergebende Verteilung der Bewehrung der Wände zeigt Abbildung 6 in No. 17.

Das linke Auflager der Trägerwand bildet eine 50 · 50 cm starke Eisenbetonstütze, die mit 19 cm² Eisen bewehrt ist. Bei 93 t Höchstlast ergeben sich 30 kg/cm² Betondruck. Bei den Trennungsfugen liegt der Außenlängsbalken frei auf.

Auf die Fördertürme trifft, wie der Grundriß in Abbildung 1 in No. 17 zeigt, gerade in der Mitte eine Kammerwand. Durch diese werden 12,9 t Brückenbahnlasten auf den Längsbalken unter der Förderturm wand übertragen. In den Förderturm ist eine Nische eingebaut, worin die Vorrichtungen zur Bedienung der Kranklaue untergebracht sind. Die Decke dieser Nische liegt ebenfalls auf dem Längsbalken auf, der bei 160 cm Höhe 25 cm Breite erhalten hat.

Die Förderturm wände werden durch Wind beansprucht. Sie sind 14 cm stark, doppelt bewehrt und mit kräftigen, als Säulen ausgebildeten Eckvouten ausgestaltet. Die Querwände und die Längsbalken ruhen auf 2 Zweigelenkrähen, welche auf den Tunnelwänden gelagert sind. Der Horizontalschub des Rahmens wird durch die Tunnelmauern aufgenommen. (Vergl. Abbildung 7 in No. 17.)

Die Belastungsverhältnisse, unter denen der Rahmen steht, sind in Abbild. 9 a. f. S. dargestellt. Er hat zunächst aufzunehmen a) das Eigengewicht sowie das der Förderturm wände, die später unt. Umst. bis 16 m über Zechensohle aufgehöhht werden sollen, b) Einzellasten aus den Tunnel längswänden und dem Gratbalken in der Tunnelachse, c) Wagrechte Kräfte aus dem einseitigen Winddruck auf den Turm und aus dem einseitigen Schub des Füllgutes. Allgemein ist der Horizontalschub

$$H = \frac{h \int_0^l M \frac{ds}{J} + \int_0^l M y \frac{ds}{J}}{\int_0^l (h+y)^2 \frac{ds}{J} + \frac{2}{3} \frac{J_0}{J_1} \cdot h^3}$$

Das wechselnde Trägheitsmoment der Stabquerschnitte ist berücksichtigt, die Integration durch die Summenbildung

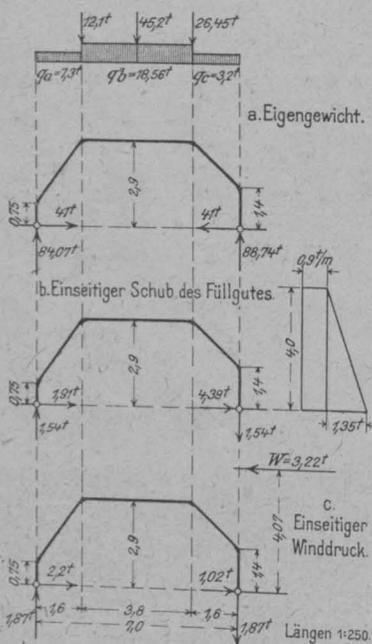


Abb. 9. Belastungsschema für die Zweigelenrahmen unter den Fördertürmen.

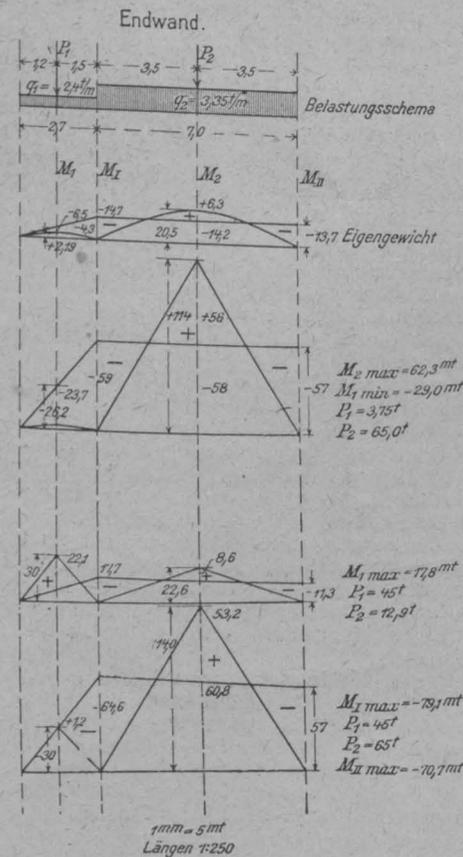


Abb. 8. Belastungsschema und Momentenlinien für die Bunkerammer-Querwände.

ersetzt worden. Es ist für den Winddruck angenommen, daß seine Kraft 4,07 m über dem Gelenk in die Tragkonstruktion eingeleitet wird. Auch hier ist mit Höchstspannungen von 40 kg/cm² für den Beton, 1000 kg/cm² für das Eisen gerechnet worden.

Der Lagerraum ist mit einer Längsmauer abgegrenzt. Zwischen den einzelnen Kammern sind Trennwände angeordnet. In der Abbildung 10 ist die Längsstützmauer als Winkelstützmauer dargestellt. Berechnet ist die Wand für 6 m hohe Kammerfüllung. Auf die Zwischenwände wirkt wieder außer dem einseitigen wagrechten Schub des Füllgutes die Bremskraft des Betriebszuges. Als senkrechte Lasten treten Eigengewicht und Brückenbahn-Auflagerkräfte auf. Mit Rücksicht auf die Eisenbeschaffung mußte von der Ausführung der Winkelstützmauer in Eisenbeton-Konstruktion mit voller Ausnutzung der zulässigen Beton-

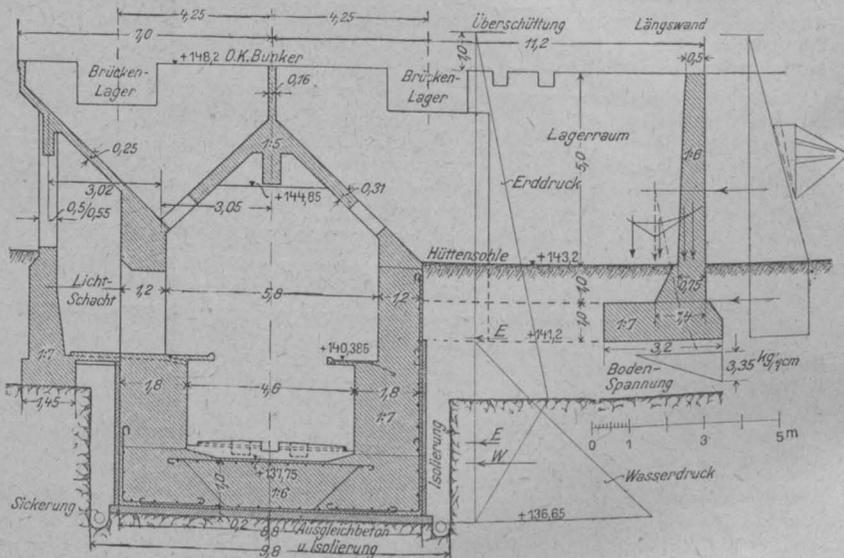


Abbildung 10. Belastungsverhältnisse der Abschlußmauer des Lagerraumes und der Tunnelwand, sowie Bewehrung von Tunnelwand und -Sohle.

Beanspruchungen Abstand genommen werden und zu einer etwas stärkeren Betonkonstruktion gegriffen werden. Für diesen Beton konnte der bedeutend billigere Neckarkies verwendet werden, während alle Eisenbeton-Konstruktionen mit Rheinkies sand ausgeführt worden sind. Konstruktion und Berechnung geht aus der Abbildung hervor. Die Abbildung 10 zeigt auch die Ausbildung der Zwischenwand an den Trennungsfugen mit der konsolartigen Konstruktion für das Brücken-Auflager.

Die Trennungsfugen wurden in die Mitte der Wand gelegt und jede Wand für sich ausgebildet. Die Auflagerkräfte des Gratbalkens sind so groß, und die zur Verfügung stehende Konstruktionshöhe reichte nicht aus für die Ausbildung von konsolartigen Lagerungen.

Der lichte Tunnelraum war scharf begrenzt. Die Tunnelwände bestehen aus Stampfbeton mit Eisen-Einlagen, ebenso die 1,1 m starke Sohle. Auf die Sohle kommt noch eine 45 cm starke Ausgleichschicht, in welcher die Rinnen ausgedeutet und die eisernen Brückenträger des Gleisunterbaues eingebettet sind. Die Tunnelwände haben außer den senkrechten Lasten die wagrechten Kräfte aus Erddruck und Wasserdruck aufzunehmen. Erddruck und Wasserdruck sind gleichzeitig wirkend angenommen. Beim Erddruck mußte die einseitige 6 m hohe Füllung des Lager-

platzes mit berücksichtigt werden. Als natürlicher Böschungswinkel für den Boden wurde wie für das Füllgut $\phi = 37,5^\circ$ und als Gewicht $\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$ eingeführt. Das Erddruckdiagramm ist bis auf den Felsboden dreieckförmig und von da ab läuft es dreieckförmig bis zur Sohle des Bau-

werkes zu. Diese Annahme wurde mit Rücksicht auf den mit ausgehobenen Arbeitsraum so gemacht. Die Sohle ist berechnet für Auftrieb und Bodenpressung. Für die verschiedenen Lastmöglichkeiten ergibt sich die Bodenpressung zwischen 3,7 und 17,8 $\frac{t}{m^2}$.

Die Stützmauern der Rampe und des Ausziehgleises sind aus Stampfbeton. Der Erddruck wirkt unter 15° gegen die Mauerrückseite. Er wurde nach der Formel $E_h = \frac{1}{8} \gamma h^2$ ermittelt und die lotrecht nach abwärts wirkende Reibungskraft mit 0,268 E_h an der Mauerrückfläche angebracht. Gleichmäßig auf die Dammkrone verteilt sind 2,3 $\frac{t}{m^2}$ Verkehrslast berücksichtigt. Die Bodenpressungen sind vorn 3,56 $\frac{kg}{cm^2}$, hinten 0,5 $\frac{kg}{cm^2}$.

Für die Ausführung der umfangreichen Aushubarbeiten standen russische Kriegsgefangene zur Verfügung. Der Aushub wurde in der rd. 7 m tiefen Baugrube gleich in Züge geladen und mittels schiefer Ebene heraus geschafft und gleich in die Dammschüttung eingebaut. Die Arbeitsleistung der Gefangenen war aber recht niedrig. Die etwa 4 m starke Felsschicht wurde mit Preßluftbohrern angebohrt und dann gesprengt.

Vermischtes.

Eine interessante Sammelbecken-Konstruktion ist beim Umbau des Kraftwerkes Massaboden für den elektrischen Betrieb im Simplontunnel in der Nähe des Dorfes Bitsch an der Südseite des Tunnels nach der „Schweiz. Bauztg.“, No. 24/19 v. 14. Juni 1919 jetzt erbaut worden, da die alten schon s. Zt. für den Baubetrieb erstellten Anlagen namentlich im Hinblick auf die Eröffnung des II. Simplontunnels nicht mehr ausreichen und auch sonst den Ansprüchen nicht mehr genügten. Das Becken faßt 8000 m^3 und erhält seinen Zufluß durch einen Ueberfall aus dem aus der Fachliteratur bekannten offenen Eisenbetonkanal in Hennebique-Konstruktion, der sich bewährt hat und erhalten bleibt. Das Becken liegt in einer Talmulde nahe dem Zusammenfluß von Massa und Rhone und hat der Bodengestaltung entsprechend etwa gleichschenkelig-dreieckigen Grundriß mit abgerundeten Ecken. An einem Schenkel bildet der genannte Zubringerkanal den Abschluß des Beckens, der hier in den Boden eingeschnitten ist, während sich nach den beiden anderen Dreieckseiten zu das als allseitig geschlossene dünne Eisenbetonwanne ausgebildete Becken sich allmählich über den Boden frei erhebt und hier auf einem von Stützen getragenen Gewölbe-Unterbau in Eisenbeton seine Last abgibt. Diese Wanne besitzt nach allen Richtungen eine weitgehende Elastizität und ist daher gegen Schwinden, Temperatur-Einflüsse und nicht zu große teilweise Setzungen so gut wie unempfindlich. Während in dem eingeschnittenen Beckenteil Boden und Wände als Platte ausgebildet sind, wurden im freitragenden Teil dafür Gewölbe gewählt, die unter der Wasserlast nur auf Druck

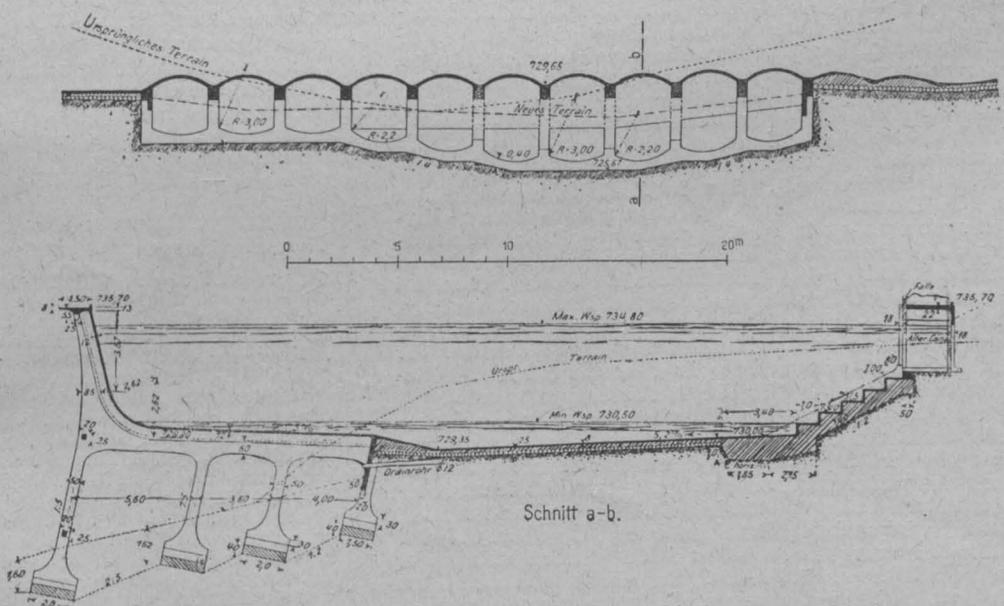
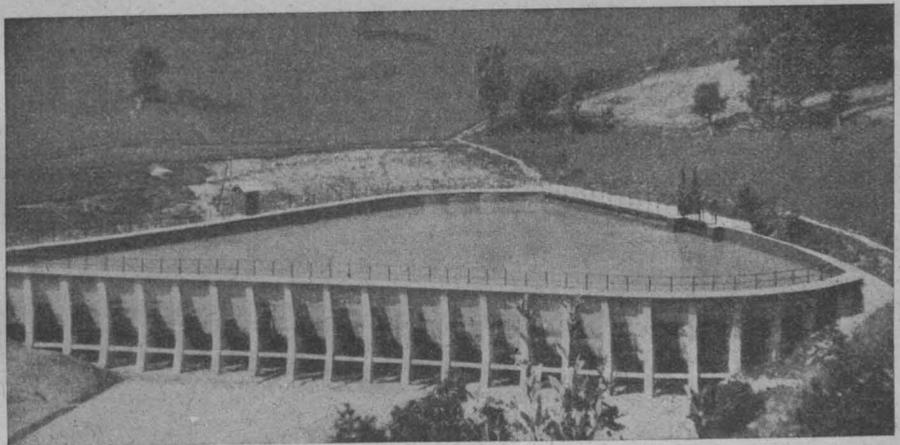
Der Beton wurde in zentral gelegener Betonbereitungs-Anlage hergestellt und mit Rollwagen auf Gleisen verteilt. Die tiefe Baugrube wurde von Hüttensohle aus mit Rutschen beschickt. Ueber dem über Hüttensohle liegenden Teil war ein Arbeitsgerüst aufgebaut, auf das die Rollwagen mit Aufzug gehoben wurden. Von hier aus ging dann die weitere Verteilung vor sich. Für die Beton- und Eisenbetonteile standen auch deutsche Facharbeiter zur Verfügung.

Die Schalung wurde aus größeren Tafeln zusammen gesetzt, die wegen der Gleichheit der Bauteile immer wieder verwendet werden konnten. Für das Biegen und Schneiden der Eisen waren umfangreiche Einrichtungen notwendig. Alle Eisen über 10 mm Durchmesser wurden mit maschinell angetriebener Biegemaschine gebogen.

Die Kraft zum Betrieb der Pumpen, Winden, Aufzüge und der Betonanlage wurden in eigener Dampfzentrale mit 120 PS. geliefert, in der auch die Preßluft hergestellt wurde.

Die Anfuhr von Rhein- und Neckarkies konnte in 80 bis 150 m^3 haltenden Kähnen erfolgen. Diese Zuschlagstoffe wurden mit der Bauherrschaft gehörigem elektrischen Greifer entladen und in Holzsilos verbracht, um aus diesem wieder in Materialzüge abgelassen und mittels Lokomotive zur Betonanlage gefahren zu werden. —

arbeiten und sich bei Temperatur-Aenderungen und Schwinden besser dehnen und zusammen ziehen können als eine Platte. Die Gewölbekämpfer ruhen auf starken Eisenbeton-Trägern und diese wieder auf Säulen, die der Konstruktion eine gewisse Elastizität in der zur Tragrichtung der Gewölbe senkrechten Richtung verleihen. Zwischen die Säulen



Sammelbecken in Eisenbeton des Kraftwerkes Massaboden, Schweiz.
(Nach der „Schweiz. Bauztg.“ v. 14. Juni 1919).
Ansicht des Beckens, Querschnitt durch den Unterbau, Becken-Querschnitt.

len, die in jeder Reihe auf durchlaufenden Fundamenten in Gestalt umgekehrter Gewölbe ruhen, sind zur Versteifung Riegel eingespannt, am freistehenden Rand des Bek-

kens ist längs der Wand ein Gehsteg ausgekragt. Der auf den gewachsenen Boden aufruhende Teil des Beckens ist in dem ebenen Boden und der Wandung dünn gehalten zur Vermeidung von Ribbildung bei leerstehendem Becken, hat aber eine sehr starke Bewehrung erhalten. Wo das auf dem Boden aufruhende Becken in die freistehende Konstruktion übergeht, ist eine Eisenbetonstützwand zwischen die Säulen des Unterbaues eingespannt. Damit bei leerem Becken das vom Berg herkommende Wasser den Boden nicht von unten hebt, ist als Unterlage ein durch eine Anzahl Drainage-Röhren durchsetztes Steinbett mit Magerbeton-Abgleichung verlegt worden.

Als Material ist ausschließlich Brechkies mit gemahltem Sand, beides gewonnen aus dem Abraum eines für den Bau des Simplontunnels eröffneten Steinbruches, verwendet worden. Die Betonmischung erhält für die Fundamentgewölbe 180 kg Portlandzement auf 1 m³ Kies, für die übrige Eisenbeton-Konstruktion 250 kg. Nur die Seitenwände des Beckens erhielten mit Rücksicht auf einige sandarme Flächen im Beton einen Verputz, aber ohne Abglättung mit reinem Zement. Die Abdichtung erfolgte im übrigen durch Inertol-Anstrich. Kleine Undichtheiten bei der Füllung verstopften sich bald durch das sandhaltige Wasser der Rhone und das Becken ist seither dicht geblieben. —

Literatur.

Das wirtschaftliche Gefüge der Eisenbetonbau-Unternehmung. Von Dr.-Ing. Th. Feuerstein. Aachen 1919. 8°, 92 S. Text. Verlag Creutzer G. m. b. H.

Die kleine Schrift stellt eine recht lesenswerte, die wesentlichen Punkte in das rechte Licht setzende, wenn auch nicht erschöpfende Studie über die Frage der gewerbepolitischen Stellung der Eisenbetonbau-Unternehmung dar, die seit einigen Jahren vielfach erörtert, keineswegs nur eine theoretische Bedeutung besitzt, sondern je nach ihrer gesetzlichen Regelung auf die freie und gesunde Weiterentwicklung des Eisenbetonbaues von wesentlichem Einfluß sein kann. Während die Handwerksvertretungen den Eisenbetonbau als ein für das Handwerk reif gewordenes Gewerbe ansprechen und die Bau-Innungen eine gesetzliche Regelung in dieser Richtung und damit die zünftige Ausbildung, die Heranbildung von Lehrlingen, Gehilfen und Meistern verlangen, wollen die Eisenbeton-Unternehmungen, vertreten durch den „Deutschen Beton-Verein“ und den „Betonbau-Arbeitgeberverband“ ihren Betrieben industriellen Charakter beigelegt wissen und erblicken in der Unterstellung unter Handwerkskammern und Innungen eine Hemmung der Entwicklung der Eisenbeton-Bauweise. Verfasser kommt in seinen Untersuchungen zu dem Ergebnis, daß der Eisenbetonbau weder in seiner Organisations- noch in seiner Betriebsform die Merkmale des Handwerks trägt, daß ihm vielmehr industrieller Charakter zuzusprechen ist und daß es erforderlich sei, die Verwaltungs-Gesetzgebung zu veranlassen, die Eisenbeton-Bauweise grundsätzlich nicht dem Bauhandwerk zuzuweisen, vielmehr in freier Betätigung den Sonderbaugeschäften, die industriellen Charakter tragen, zu belassen.

Verfasser gliedert seinen Stoff in 5 Abschnitte, deren erster über Begriffsbestimmung und Entstehung der Eisenbetonbau-Unternehmung handelt, die wesentlichen Unterschiede dieser Bauweise gegenüber den älteren hervorhebt und einen kurzen geschichtlichen Ueberblick gibt. Der 2. Abschnitt erstreckt sich auf die Entstehung der Eisenbetonbau-Unternehmung als großgewerblich-kaufmännischer Betrieb. Die statistischen Angaben lassen erkennen, daß im Gegensatz zu den Hochbaubetrieben, bei denen, nach der Zahl der beschäftigten Arbeiter betrachtet, die mittleren Betriebe in der Mehrzahl sind, im Eisenbetonbau von vornherein, wie beim Tief- und Eisenbau, der Großbetrieb überwiegt. Das gilt ebenso in finanzieller Hinsicht, wenn man die Höhe der in Aktiengesellschaften und solchen mit beschränkter Haftung angelegten Kapitalien in Betracht zieht, die für Eisenbetonbau-Unternehmungen wesentlich höher als im Hochbau ist. Die Eisenbeton-Bauweise verlangt daher eine großgewerblich-kaufmännische Unternehmung industriellen Charakters, und sie hat sich dementsprechend eine eigene gesellschaftliche Gliederung ihrer Betriebe geschaffen, mit der sich der 3. Abschnitt befaßt. Er behandelt zunächst die Eigenart, Arbeitsbedingungen, Entlohnung und Organisation der Arbeiterschaft, die eine Ausbildung genießen muß, die von der im Handwerk üblichen durchaus verschieden ist und der Heranbildung der sogen. angeleiteten Industriearbeiter entspricht. Die besondere Stellung der Betonbau-Poliere wird besprochen, die eine wirtschaftlich und sozial höhere ist, als in den alten Holz- und Steinbauweisen, ohne daß sie doch i. Allgem. der der Angestellten entspricht. Auch letztere Gruppe zeigt

andere Merkmale als bei den alten Bauweisen, in technischer Beziehung einen starken Bedarf an Akademikern, während andererseits der Kaufmann eine weit wichtigere Rolle spielt als im gewöhnlichen Baugewerbe. Schließlich wird das Unternehmertum selbst gekennzeichnet, das namentlich im Anfang der Entwicklung auf hoher Stufe stand, dann infolge Eindringens ungeeigneter Elemente nachließ, während die scharfen Sonderbestimmungen im Eisenbetonbau dann wieder für eine scharfe Sichtung unter Mitverantwortlichkeit der Bauherren sorgten. Im „Deutschen Beton-Verein“, dem „Betonbau-Arbeitgeber-Verband für Deutschland“ und dem „Beton-Wirtschaftsverband“ hat sich das Unternehmertum dann drei ausgezeichnete Organisationen geschaffen, von denen die erstere die fachwissenschaftliche, die letztere die wirtschaftliche Seite besonders pflegt, während der mittleren die Regelung der Beziehungen zur Arbeiterschaft obliegt.

Während die ersten wissenschaftlichen und Versuchsarbeiten von einzelnen Firmen durchgeführt und dann der Allgemeinheit zur Verfügung gestellt wurden, hat die Eisenbeton-Bauweise später im „Deutschen Ausschuß für Eisenbeton“, in dem sich Staatsbehörden, Materialprüfungs-Anstalten, im freien Berufsleben stehende Fachleute und das Unternehmertum zusammen fanden, unter Aufwendung von großen Mitteln eine Unterstützung und Förderung erfahren, wie keine andere Bauweise bisher in nur annähernd gleichem Maße. Als eine Eigenart der Organisation der Eisenbeton-Bauweise wird schließlich noch hervor gehoben, daß bei ihr das Zwischenglied zwischen Unternehmer und Bauherrn, das bei den übrigen Bauweisen durch den freien Architekten oder Ingenieur gebildet wird, nicht entfernt diese Rolle spielt und auch nicht spielen kann, weil hier, wie bei keiner anderen Bauweise, für das Gelingen maßgebend ist, daß Planung und Ausführung in derselben Hand liegen.

Der 4. Abschnitt charakterisiert dann die Voraussetzungen für die Bildung der Großbetriebe im Eisenbeton-Bauwesen, die in der besonderen Eigenart der Bauweise liegen, und zwar in der durch sie bedingten Arbeitsorganisation, in der Bedeutung, die die Maschinenanwendung für sie besitzt und in den technischen und kaufmännischen Anforderungen, die sie stellt. In der Arbeitsorganisation ist es die Bedeutung der Arbeitsteilung, die derjenigen beim Eisenbau ähnelt, die aus Gründen des Produktionsvorteiles zur Großunternehmung geführt hat. Nach gleicher Richtung wirkt die Notwendigkeit der Beschaffung eines beträchtlichen Maschinenparks, der um so notwendiger ist, als der der Eisenbetonbau-Unternehmung eigene Wanderbetrieb zu möglicher Herabsetzung der notwendigen Arbeiterzahl drängt. Auch die hohen technischen Anforderungen an Entwurf, Berechnung und Ausführung, die hochwertige Kräfte erfordern, drängen aus Gründen des Produktionsvorteiles zur Großunternehmung, das Gleiche gilt hinsichtlich der Wichtigkeit sorgfältiger Kalkulation und des ganzen kaufmännischen Betriebes überhaupt.

Den Beschluß bilden dann im 5. Abschnitt die am Anfang unserer Besprechung vorausgeschickten Schlussfolgerungen, die den industriellen Charakter der Betonbau-Unternehmungen festlegen und als Ergebnis der klaren Ausführungen der vorangegangenen Abschnitte überzeugend wirken. —

Fr. E.

Literatur-Verzeichnis.

Neuerscheinungen. (Besprechung bleibt vorbehalten.)

- Der Rahmen. Einfaches Verfahren zur Berechnung von Rahmen aus Eisen und Eisenbeton mit ausgeführten Beispielen. Von Dr.-Ing. W. Gehler, O. Prof. a. d. Techn. Hochschule u. Dir. d. Versuchs- u. Mat.-Prüf.-Amtes in Dresden. 2. neu bearbeitete und erweiterte Aufl. 8°, 235 S. Text mit 512 Textabb. Berlin 1919. Verlag Wilh. Ernst & Sohn. Pr. geh. 18 M., geb. 20 M. —
- Der Brückenbau. Nach Vorträgen geh. a. d. Deutsch. techn. Hochschule zu Prag von Dipl.-Ing. Dr.-Ing. h. c. Jos. Melan, Hofr. o. öster. Prof. I. Band. Einleitung und hölzerne Brücken. 8°, 280 S. Text mit 334 Abb. u. 1 Taf. 2. erweiterte Aufl. Leipzig u. Wien 1919. Verlag Franz Deuticke, Pr. geh. 17,50 M. —
- Die neuen amtlichen (österreichischen) Vorschriften über Eisenbeton und Stampfbeton in ihrer Anwendung auf die Berechnung von Tragwerken. Auf Grund des Nachtrages vom 15. Sept. 1918 zur Vorschrift vom 15. Juni 1911 verfaßt von Dr.-Ing. Haberkalt, Sekt.-Rat i. R. 8°, 61 S. Text mit 21 Textabb. und 13 Tafeln. Wien und Leipzig 1919. Verlag Franz Deuticke. Pr. 8,40 M. —

Inhalt: Tiefbunker für die Fabrikanlage in Neckarzimmern der Badischen Anilin- und Sodafabrik. (Schluß aus No. 17). — 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

16. Jahrgang 1919.

№ 22.

Eisenbeton-Schiffbauausführungen der Firma Wayss & Freytag A.-G.

Vortrag gehalten auf der 22. Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“ in Nürnberg.
 Von Professor Dr.-Ing. E. Mörsch.



is zum Beginn des Krieges war die Anwendung des Eisenbetons im Schiffbau selten und beschränkte sich auf einzelne kleinere Ausführungen, die mehr als Liebhaberbauten zu betrachten sind. Erst die während des Krieges eingetretene Verschiebung in den Preisen der Baustoffe und der dringende Bedarf an neuen Schiffen

ungünstig ausfällt. Aus die-sem Grund mußte die Frage eines Leichtbetons von ausreichender Festigkeit eingehend durch Versuche geklärt werden. Die übrigen Fragen konstruktiver Art können dem erfahrenen Eisenbeton-Ingenieur keine Schwierigkeiten bereiten. Im Einzelnen handelt es sich um Wände und Rippen, die Momente, Querkräfte und Achsialkräfte aufzunehmen haben, also ganz ähnlich beansprucht sind, wie die entsprechenden Bauteile bei Wasserbehältern, Kläranlagen, Silos usw.

Als Ausgangspunkt für die entsprechenden Misch-

hat die Eisenbeton-Industrie vor die Aufgabe gestellt, sich ernsthaft mit dem Bau von Eisenbeton-Schiffen zu beschäftigen. Die durch den Ausgang des Krieges geschaffenen wirtschaftlichen Verhältnisse zwingen zu besonders sparsamer Verwendung des Eisens, sodaß auch für die Zukunft der Schiffbau ein wichtiges Anwendungsgebiet für den Eisenbeton bleiben wird. In Anbetracht dieser Sachlage hat auch der Germanische Lloyd im Benehmen mit Vertretern der Beton-Industrien Bauvorschriften über Schiffe aus Eisenbeton aufgestellt.

Die Firma Wayss & Freytag A.-G. hat schon während des Krieges sich auf dem neuen Gebiet betätigt. In dieser Zeit konnte bei uns nur der Bau von Fluß-Schiffen wesentlich in Betracht kommen, und da bei diesen der Tiefgang beschränkt ist, so darf das Eigengewicht eines solchen Kahnens nicht zu groß werden, damit das Verhältnis der Ladefähigkeit gegenüber einem gleich großen eisernen Schiff nicht zu

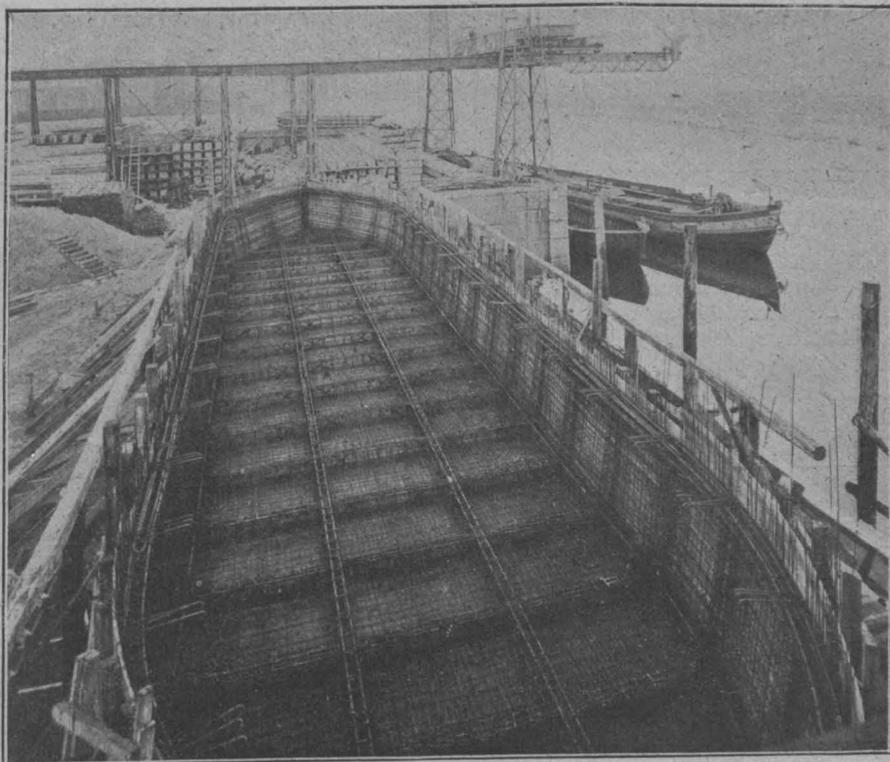


Abbildung 7. Schute der Abbildung 6 in der Ausführung.

ungen zur Erlangung eines Leichtbetons wurde die Mischung von 1 Z : 1 1/2 Donausand : 1 1/2 Kies gewählt, bei der eine vollkommene Dichtheit erreicht wurde.

Im Folgenden bezeichnet: Z Zement, Tr Traß, S Sand, Donausand, K Kies, Rheinkies, WS₁ Wasseralfinger Schlackensand 1. Sendung, WS₂ Wasseralfinger Schlackensand 2. Sendung, KnS Kneuttinger Schlackensand, BS Bimssand, BK Bimskies, SL Schlackenlava.

letzten Spalte zeigt, daß das Hinzufügen von 1/3 Traß zu irgend einer Mischung das spezif. Gewicht nicht merklich ändert, was bei der geringen Menge von Traß verglichen mit den übrigen Zuschlagstoffen erklärlich ist. Mit einer einzigen Ausnahme ergab das Hinzufügen von Traß eine mäßige Erhöhung der Festigkeit. Dieses Ergebnis wäre jedoch anders, wenn mit dem Traß ein gleich großer Teil des Zementes ersetzt worden wäre.

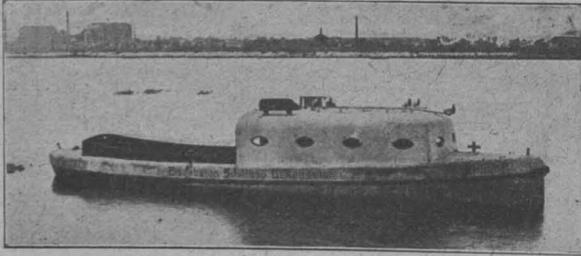


Abbildung 1. Barkasse in Eisenbeton mit 6 PS.-Motor.



Abbildung 3. Seeleichter von 250 t Tragkraft.

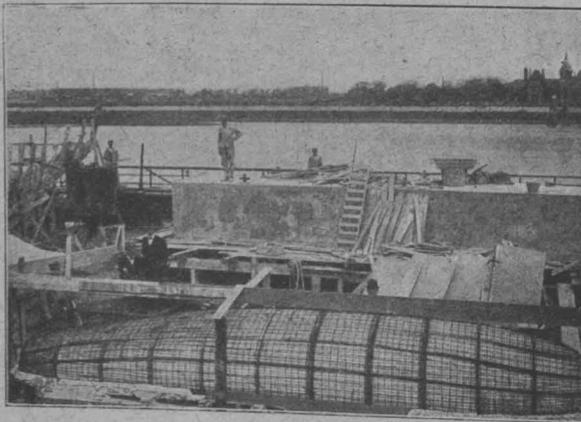


Abbildung 2. Barkasse von Abbildung 1 in Ausführung.

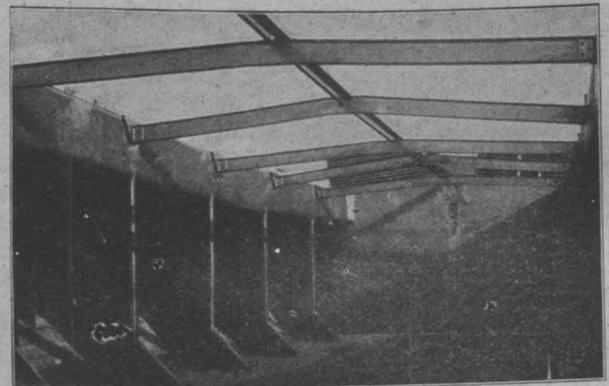


Abbildung 5. Blick in den Laderaum des Seeleichters.

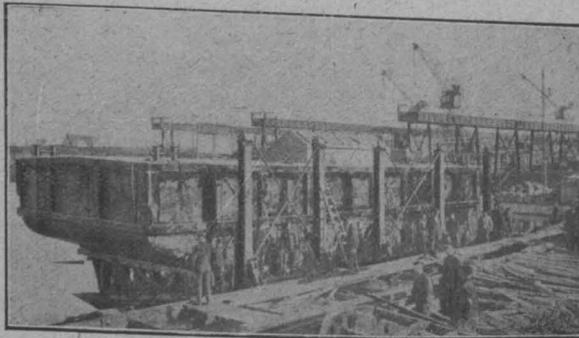


Abbildung 8. Ponton in Bremen vor dem Stapellauf.



Abbildung 4. Seeleichter der Abb. 3 in der Dockgrube (rechts).

Die Einflüsse des Traß-Zusatzes, der verschiedenen Sand- und Kieszuschläge auf die Festigkeit und das spezif. Gewicht sind aus folgenden Zusammenstellungen ersichtlich, in denen die Zahlen je die Mittel aus 3—4 Probewürfeln vorstellen.

Einfluß des Traßzusatzes auf Festigkeit und spezifisches Gewicht.

Mischungsverhältnis	28 Tage	45 Tage	spez. Gewicht
1 Z : 1 KnS : 1/2 BS : 1/2 K	237,5	258,5	1,975
1 Z : 1/3 Tr : 1 KnS : 1/2 BS : 1/2 K	262,5	291,6	1,945
1 Z : 1 WS ₁ : 1/2 BS : 1/2 K	241,6	312,5	2,075
1 Z : 1/3 Tr : 1 WS ₁ : 1/2 BS : 1/2 K	295,8	350,0	2,062
1 Z : 1 KnS : 1/2 BS : 1/2 BK	162,5	160,8	1,456
1 Z : 1/3 Tr : 1 KnS : 1/2 BS : 1/2 Bk	170,8	173,5	1,470
1 Z : 1 WS ₁ : 1/2 BS : 1/2 BK	166,6	183,3	1,568
1 Z : 1/3 Tr : 1 WS ₁ : 1/2 BS : 1/2 BK	168,3	175,8	1,566
1 Z : 1 KnS : 1/2 BS : 1/2 SL	229,1	266,6	1,754
1 Z : 1/3 Tr : 1 KnS : 1/2 BS : 1/2 SL	279,1	325,0	1,762
1 Z : 1 WS ₂ : 1/2 BS : 1/2 SL	291,6	333,3	1,887
1 Z : 1/3 Tr : 1 WS ₂ : 1/2 BS : 1/2 SL	329,1	358,3	1,875

Der Vergleich der zusammen gehörigen Werte der

Einfluß der sandartigen Zuschläge auf Festigkeit und spezifisches Gewicht.

Mischungsverhältnis	28 Tage	45 Tage	spez. Gewicht
1 Z : 1 1/2 S : 1 1/2 K	487,5	550	2,347
1 Z : 1 1/2 KnS : 1 1/2 K	275	341,6	2,056
1 Z : 1 1/2 WS ₁ : 1 1/2 K	295,8	370,8	2,175
1 Z : 1 KnS : 1/2 BS : 1 1/2 K	237,5	258,3	1,975
1 Z : 1 WS ₁ : 1/2 BS : 1 1/2 K	241,6	312,5	2,075
1 Z : 1/3 Tr : 1 KnS : 1/2 BS : 1 1/2 K	262,5	291,6	1,945
1 Z : 1/3 Tr : 1 WS ₁ : 1/2 BS : 1 1/2 K	295,8	350,0	2,062
1 Z : 1 1/2 BS : 1 1/2 BK	127,5	152,5	1,395
1 Z : 1 KnS : 1/2 BS : 1 1/2 BK	162,5	168,8	1,456
1 Z : 1 WS ₁ : 1/2 BS : 1 1/2 BK	166,6	183,3	1,668
1 Z : 1 1/2 KnS : 1/2 BS : 2 BK	130,0	137,5	1,375
1 Z : 1 1/2 WS ₁ : 1/2 BS : 2 BK	135,8	145,8	1,537
1 Z : 1 1/2 KnS : 1/2 SL	270,8	308,3	1,816
1 Z : 1 KnS : 1/2 BS : 1 1/2 SL	229,1	266,6	1,729
1 Z : 1 1/2 WS ₂ : 1 1/2 SL	358,3	416,6	2,037
1 Z : 1 WS ₂ : 1/2 BS : 1 1/2 SL	291,6	333,3	1,887
1 Z : 1 1/2 KnS : 1/2 BS : 2 SL	175,0	195,8	1,712
1 Z : 1 1/2 WS ₂ : 1/2 BS : 2 SL	200,0	245,8	1,847

Aus vorstehender Tabelle erkennt man, daß die Festigkeit und das spez. Gewicht ziemlich stark sinken, wenn der Flußsand durch Schlackensand ersetzt wird. Von den beiden Schlackensanden gab der Wasseralfinger immer eine höhere Festigkeit, als der Kneuttinger. Wird von den $1\frac{1}{2}$ T. Schlackensand $\frac{1}{2}$ T. durch Bimssand ersetzt, so hat dies eine Verminderung der Festigkeit zur Folge, die sich noch steigert, wenn aller Schlackensand durch Bimssand ersetzt wird.

Mischungsverhältnis	28 Tage	45 Tage	spez. Gewicht
1 Z : $1\frac{1}{2}$ KnS : $1\frac{1}{2}$ BS : 2 K	170,8	233,3	1,993
1 Z : $1\frac{1}{2}$ KnS : $1\frac{1}{2}$ BS : 2 BK	130,0	157,5	1,375
1 Z : $1\frac{1}{2}$ KnS : $1\frac{1}{2}$ BS : 2 SL	175,0	195,8	1,712
1 Z : $1\frac{1}{2}$ WS ₁ : $1\frac{1}{2}$ BS : 2 K	183,3	254,1	2,095
1 Z : $1\frac{1}{2}$ WS ₁ : $1\frac{1}{2}$ BS : 2 BK	135,8	145,8	1,537
1 Z : $1\frac{1}{2}$ WS ₂ : $1\frac{1}{2}$ BS : 2 SL	200,0	245,8	1,847

Diese Tabelle zeigt, daß Festigkeit und spezif. Gewicht bedeutend abnehmen, wenn der Flußkies durch Bimskies ersetzt wird, daß hingegen die Schlackenlava ein vollwertiger Ersatz für Kies ist, was die Festigkeit anbelangt; allerdings tritt dann kein so großer Rückgang im Gewicht ein. Die Schlackenlava paßt besser zum Wasseralfinger Schlackensand als zum Kneuttinger, bei dem meist eine Abnahme der Festigkeit eintritt, wenn der Flußkies durch Schlackenlava ersetzt wird.

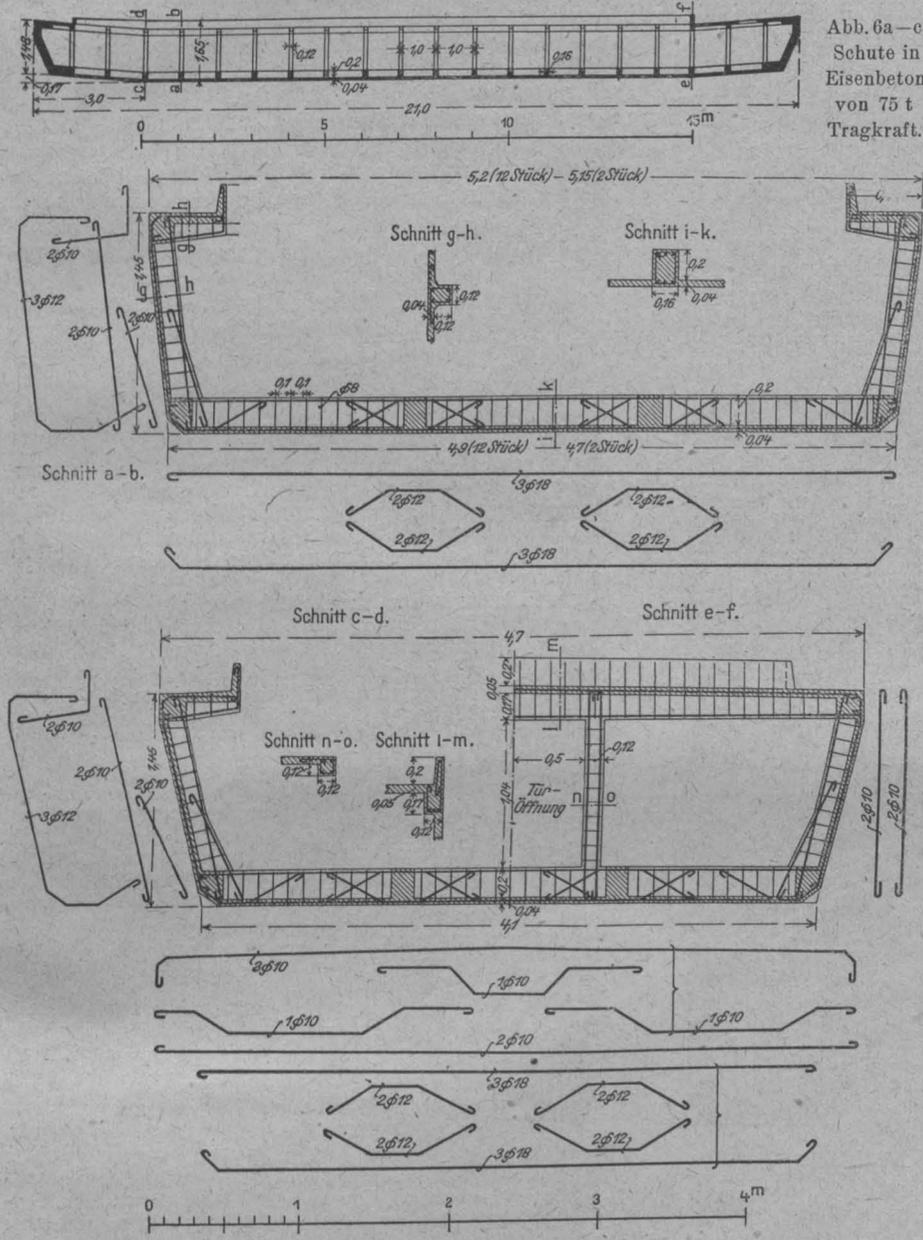


Abbildung 6a Längsschnitt. Abbildung 6b und c Querschnitte und Bewehrung.

Einfluß der kiesartigen Zuschläge auf Festigkeit und spezifisches Gewicht.

Mischungsverhältnis	28 Tage	45 Tage	spez. Gewicht
1 Z : $1\frac{1}{2}$ KnS : $1\frac{1}{2}$ K	275,0	341,6	2,056
1 Z : $1\frac{1}{2}$ KnS : $1\frac{1}{2}$ SL	270,8	308,5	1,816
1 Z : $1\frac{1}{2}$ WS ₁ : $1\frac{1}{2}$ K	295,8	370,8	2,175
1 Z : $1\frac{1}{2}$ WS ₁ : $1\frac{1}{2}$ SL	358,3	416,6	2,057
1 Z : 1 KnS : $\frac{1}{2}$ BS : $1\frac{1}{2}$ K	237,5	258,5	1,975
1 Z : 1 KnS : $\frac{1}{2}$ BS : $1\frac{1}{2}$ BK	162,5	160,8	1,575
1 Z : 1 KnS : $\frac{1}{2}$ BS : $1\frac{1}{2}$ SL	229,1	266,7	1,729
1 Z : 1 WS ₁ : $\frac{1}{2}$ BS : $1\frac{1}{2}$ K	241,6	312,5	2,075
1 Z : 1 WS ₁ : $\frac{1}{2}$ BS : $1\frac{1}{2}$ BK	166,6	183,3	1,568
1 Z : 1 WS ₂ : $\frac{1}{2}$ BS : $1\frac{1}{2}$ SL	291,6	333,3	1,887
1 Z : $1\frac{1}{2}$ KnS : $\frac{1}{2}$ BS : 2 K	170,8	233,3	1,923
1 Z : $1\frac{1}{2}$ KnS : $\frac{1}{2}$ BS : 2 SL	175,0	195,8	1,712
1 Z : $\frac{1}{3}$ Tr : 1 KnS : $\frac{1}{2}$ BS : $1\frac{1}{2}$ BK	170,8	173,3	1,470
1 Z : $\frac{1}{3}$ Tr : 1 KnS : $\frac{1}{2}$ BS : $1\frac{1}{2}$ SL	279,1	325,0	1,762

Mischung auch gegen Meerwasser widerstandsfähig sein; im Allgemeinen trägt er zur Verminderung des Gewichtes und zur Dichtung bei. Für die Widerstandsfähigkeit gegen Meerwasser würde indessen die fette Mischung allein mit einem dichten Verputz genügen. Im Einzelfall wird der Versuch darüber Aufschluß geben müssen, welche Traßmenge zu einem bestimmten Zement paßt.

Die nachfolgenden Bilder, Zeichnungen und Beschreibungen beziehen sich auf Ausführungen der Eisenbetonschiffbau A.-G. in Hamburg, die aus der Vereinigung der schiffbautechn. Abteilung der Firma Wayss & Freytag und der Hamburger Eisenbetonschiffbau G.m.b.H. hervorgegangen ist. Zum Teil betreffen sie auch Ausführungen der Firmen vor der Vereinigung.

Die Abbildungen 1 und 2 zeigen eine dem eigenen Gebrauch der Firma dienende Barkasse von 8 m

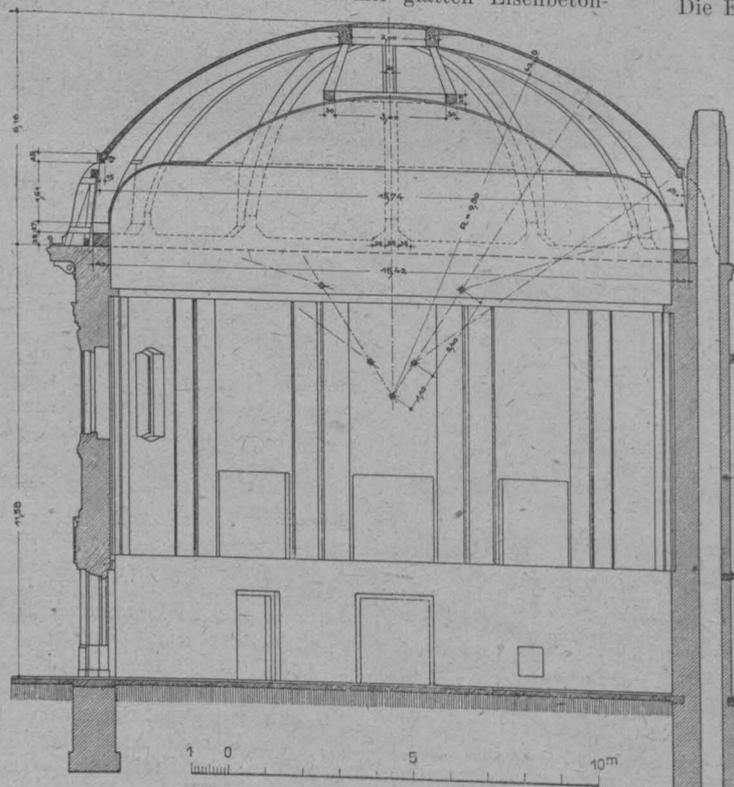
Länge und 1,9 m Breite mit einem 6-PS-Motor, die sich bis jetzt vorzüglich bewährt hat. Wie Abbildung*2 zeigt, die auch die Bewehrung wiedergibt, wurde dieses Fahrzeug mit Kiel oben hergestellt, wobei nur eine Innenschalung nötig war. Diese Ausführungsweise ist bei kleinen Fahrzeugen, die leicht gemacht werden können, zugänglich, empfiehlt sich aber nicht bei größeren Schiffen, bei denen die Betonfestigkeit ausgenutzt wird, und wo deshalb das Betonieren zwischen doppelten Schalungen angezeigt ist.

Die Abbildungen 3—5 beziehen sich auf einen Seeleichter von 35 m Länge und 7,5 m Breite, 3 m Seitenhöhe mit 250 t Tragkraft. In Abbildung 3 ist der Leichter in fertigem Zustand schwimmend dargestellt, im Vordergrund ist die kleine Barkasse während des Kajütenbaues zu sehen. Abbildung 4 zeigt das Schiff in der Dockgrube mit einer Eisenbeton-Schute im Vordergrund und ein Blick in den Laderaum ist in Abbildung 5 gegeben.

Eine von der Hamburger Niederlassung der Firma Wayss & Freytag, A.-G. erbaute Schute, die zum Materialtransport, insbesondere von Eisenbetonpfählen dient, ist in Abbildung 6 in Konstruktion und Bewehrung dargestellt, während Abbildung 7 das Fahrzeug in der Herstellung zeigt. Die Gesamtlänge beträgt 21, die Breite im Hauptspant 5,2, die Seitenhöhe mittschiffs

Vermischtes.

Kuppelbau der Leichenhalle auf dem neuen Friedhof der Stadt Krefeld. Im Spätherbst 1913 begannen die Vorarbeiten für die Friedhofneubauten der Stadt Krefeld. Die dazu gehörige Leichenhalle besteht aus einem Kuppelbau mit beiderseits im Viertelkreis anschließenden Flügelbauten. Letztere enthalten nur ein mit glatten Eisenbeton-



Decken überdecktes Erdgeschoß auf das sich unmittelbar das beschieferte Holzdach aufsetzt. Interesse verdient dagegen die Ueberdeckung des Kuppelbaues, der die kreisrunde Halle für die Abhaltung der Leichenfeierlichkeiten enthält.

Die äußeren Formen des Daches waren architektonisch gegeben; ferner war vorgeschrieben, daß die untere Form der Kuppel durch Holzauffütterung hergestellt werden sollte. Fraglich war jedoch, ob eine rippenlose glatte Eisenbetonkuppel, oder eine Rippenkuppel zur Ausführung kommen sollte. Die Bauleitung entschied sich für eine Rippenkuppel, schon wegen der besseren statischen Verhältnisse. Der Angebotsentwurf unterschied sich von dem bauseitigen Vorentwurf grundsätzlich darin, daß er in beiden Fällen den unteren Teil nicht als geschlossen, sondern als offen vorsah. Gerade diese Eigentümlichkeit des Ent-

wurfes war der Bauleitung sehr willkommen, weil dadurch Zugang für die späteren Montagen im Kuppel-Inneren geschaffen war. Ferner waren von der Bauleitung gefordert: Vorkehrungen zum Aufhängen der Rabitzdecke und Herstellen eines Eisenbetonringes zur Aufnahme eines etwaigen Oberlichtes.

Die Einzelteile der Eisenbetonkuppel sind danach: ein Zugring am Fuße der Kuppel von 15,42 m lichter Weite, 12 radial gestellte Halbbinder, ein Druckring im Scheitel von 2 m lichter Weite, ein angehängter Tragering von 3 m lichter Weite, 4 Hängesäulen für den Tragering, die im Scheitel 8 cm, am Kämpfer 15 cm starke Dachhaut, die Schlußplatte im Scheitel.

Die graphostatische Untersuchung der Binder erfolgte in der Annahme wahren Scheiteldruckes in Querschnittsmitte angreifend und Kämpferdrucks in Kämpfermitte angreifend. Etwaige Spannungsmomente am Kämpfer und im Scheitel sind bei der Berechnung vernachlässigt, bei der Ausführung aber berücksichtigt. Der Zugring, der als Lastverteiler ausgebildet ist, gibt der Eisenbetonkuppel und dem Mauerwerk einen festen Zusammenhang. In der Dachhaut sind Holzklötze zum Befestigen der Kupferindeckung einbetoniert. Alles Weitere und die Abmessungen sind aus der beigegebenen Querschnittszeichnung ersichtlich.

Die Friedhofbauten wurden unter Oberleitung des Beigeordneten Baurat Hentrich vom Arch. Rumpen der städt. Neubaubteilung entworfen und ausgeführt. Der Entwurf und die statische Untersuchung der Eisenbetonkuppel, wie sie ausgeführt ist, sowie der Angebotsentwurf stammen vom unterzeichneten Verfasser her. Die Ausführung der Kuppel erfolgte im Frühjahr 1914.

Ing. Jüngling, i. Fa. Friedr. Lindenlauf, Krefeld.

Der Laufsteg ist noch als Horizontalträger ausgebildet worden, der an den Enden, wo er an das durchgehende Deck anschließt, vollkommen eingespannt und der bei vollbeladenem Schiff durch die oberen Seitendrucke der Spanten belastet ist.

Bezüglich der Berechnung ist noch Folgendes zu bemerken. —

(Fortsetzung folgt.)

Bezüglich der Berechnung ist noch Folgendes zu bemerken. —

Bezüglich der Berechnung ist noch Folgendes zu bemerken. —

Bezüglich der Berechnung ist noch Folgendes zu bemerken. —

Bezüglich der Berechnung ist noch Folgendes zu bemerken. —

Bezüglich der Berechnung ist noch Folgendes zu bemerken. —

Inhalt: Eisenbeton-Schiffbauausführungen der Firma Wayss & Freytag A.-G. — Vermischtes. —

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

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

* * * * *

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

16. Jahrgang 1919.

NO 23.

Eisenbeton-Schiffbauausführungen der Firma Wayss & Freytag A.-G.

Vortrag gehalten auf der 22. Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“ in Nürnberg.
Von Professor Dr.-Ing. E. Mörsch. (Fortsetzung.) Hierzu die Abbildungen S. 147 und 148.



er ganze Schiffsquerschnitt ist noch für ein Längsbiegemoment nach der im Schiffbau üblichen Annahme von $\pm \frac{Pl}{50}$ berechnet worden, wobei P das Gesamtgewicht des Schiffes samt Ladung

senbeton dargestellt, die verschiedenen Zwecken dienen. Es sind Anlegepontons, Arbeitspontons und solche für die Flugzeugfähre in Warnemünde.

Abbildung 8 in No. 22 zeigt ein Arbeitsponton in Bremen unmittelbar vor dem Stapellauf.

Die beiden Pontons für die Flugzeugfähre in Warnemünde, die in Abbild. 9 a. f. S. in ihrer Gesamt-

bedeutet, hier also 115 t. Es ergibt sich dann $M = \pm \frac{115 \cdot 21}{50} = \pm 4,8 \text{ mt}$, welches Moment sowohl nach Stadium II als auch nach Stadium I aufgenommen werden muß. Für Stadium II sind die nötigen Bewehrungen hauptsächlich im Kimmbalken und dem oberen Randbalken eingelegt worden, unten zählt auch die Bewehrung des mittleren Versteifungsbalkens mit. Im Stadium I soll die zulässige Zugspannung des Betons nicht überschritten werden; da der Schwerpunkt des ganzen Schiffsquerschnitts unterhalb der Mitte liegt, so wird die Betonzugspannung unten kleiner als oben und beträgt hier 13 kg/cm^2 .

In den nachstehenden Abbildungen sind einige Pontons in Ei-

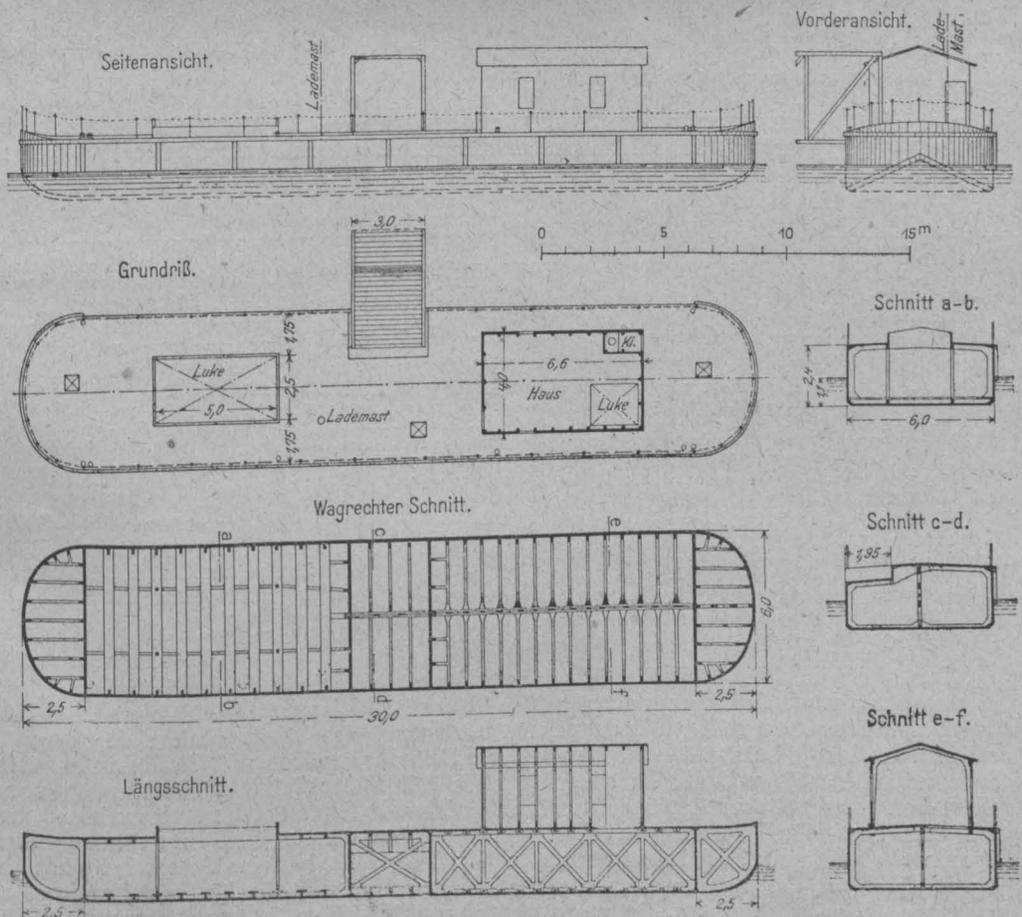


Abbildung 10. Anlegeponton für den Bayer. Lloyd in Deggendorf, Donau.

Anordnung dargestellt sind, haben je 20 m Länge, 4 m Breite und 1,5 m Seitenhöhe bei einem Leertiefgang von 0,65 m. Jedes Ponton besitzt ein wasserdichtes Längsschott und 3 Querschotten, die ihm eine große Festigkeit und Schwimmfähigkeit verleihen. Es ist außerdem mit Ruder und Poller zum Geschlepptwerden ausgerüstet. Beide Pontons haben eine 15·20 m große Plattform zu tragen, die auf der Mittelachse jedes Pontons gelenkig aufgelagert ist und durch 50 t belastet werden kann.

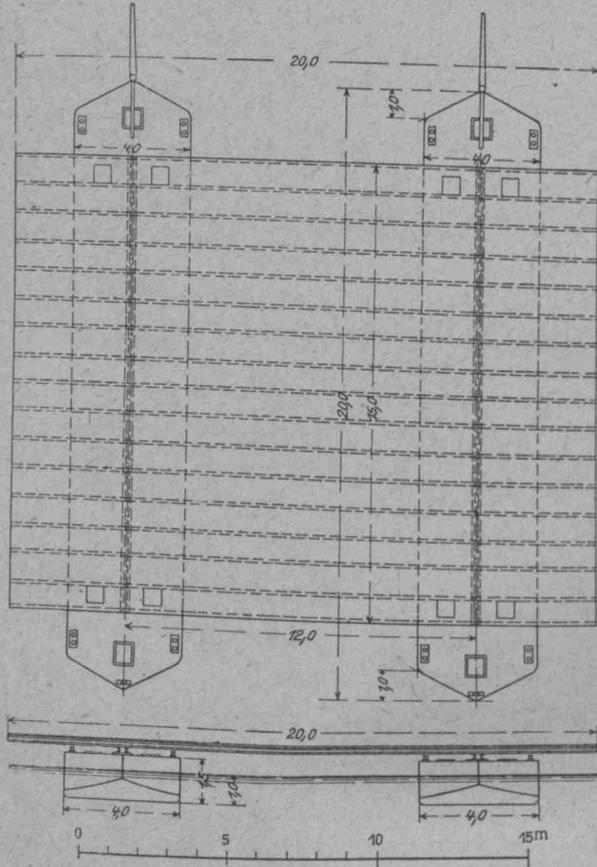


Abbildung 9a. Gesamtanordnung.

schuppen in Eisenbeton aufgesetzt, während der hintere größere Raum zur Aufnahme von Ladungen bestimmt ist, die durch die 2,5·5 m große Luke mittels Lademast eingebracht und gelöscht werden können.

Für denselben Auftraggeber sind auch Kranpontons erbaut worden, die 25 m lang, 9,4 m breit, 1,6 m hoch sind bei einem Leertiefgang von 0,9 m. Der Drehkran wiegt belastet 28,5 t. Das Schiff besitzt 2 Mittel-Längsschotten, die ihm eine außerordentliche Festigkeit verleihen. Daneben sind 5 wasserdichte Querschotten vorhanden. Der Wohnraum ist halb versenkt aus Eisenbeton mit innerer Holzverschalung hergestellt. Zur Ausrüstung gehören eine Ankerwinde, 2 Verholwinden, Ruder- und Handsteuerapparat.

Ein Schwimmdock mit 5 700 t Tragkraft zeigt Abb. 11, das zum Bau von Kriegsschiffen bestimmt war und mit 2 weiteren Abteilungen zu einem Dock von 16 000 t Tragfähigkeit hätte vereinigt werden können. Wegen der veränderten Verhältnisse wurde jedoch der bereits begonnene Bau wieder eingestellt. Der Eisenbeton erscheint gerade für solche Schwimmdocks als ein besonders geeigneter Baustoff, da hier die Beanspruchungen verhältnismäßig günstig liegen und auch das Mehrgewicht gegen ein eisernes Dock nichts ausmacht.

In den Abbild. 12—14, S. 148, ist wenigstens im Bilde ein ausgeführtes Seeschiff, der Fischkutter „Bentonia“ zur Darstellung gebracht. Es handelt sich um ein Segelschiff mit Hilfsmaschinen von 22 m Länge, 6 m Breite im Hauptspant und einem mittleren Tiefgang von 2,1 m, dessen äußere Erscheinung Abbildung 12 wiedergibt. Das völlig ausgerüstete Schiff befindet sich auf der Helling. Das Schiff wird durch 6 wasserdichte Schotten in 7 einzelne Räume geteilt. Im vorderen liegt unten der Frischwasserbehälter, darüber der Kettenkasten.

Abbildung 9a—d. Ponton-Anlage für die Flugzeugfähre in Warnemünde.

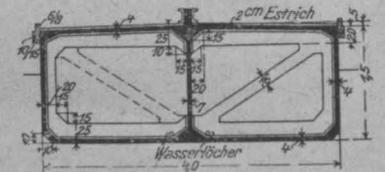
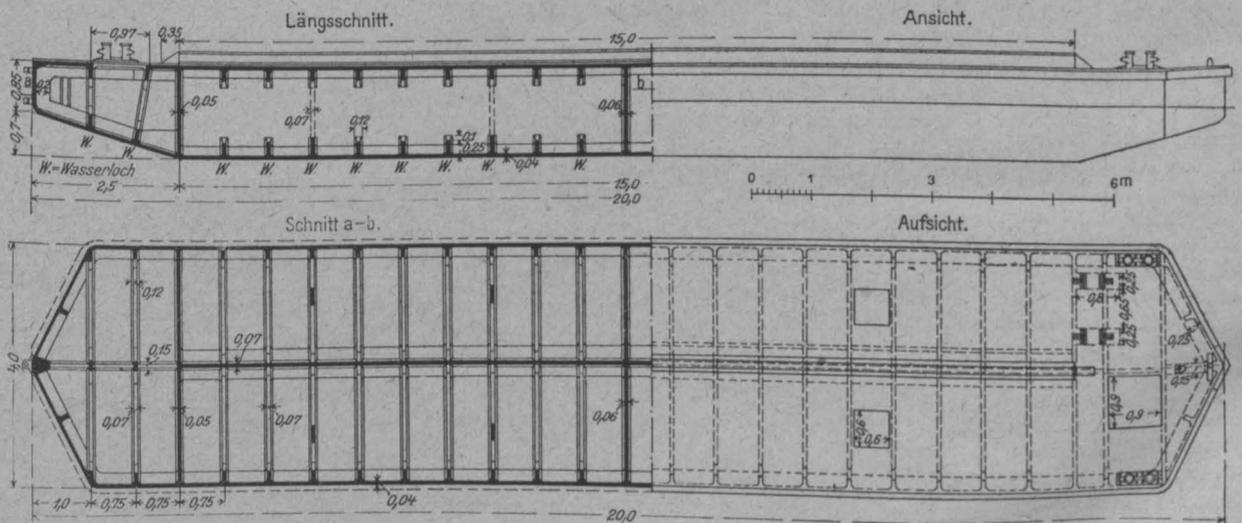


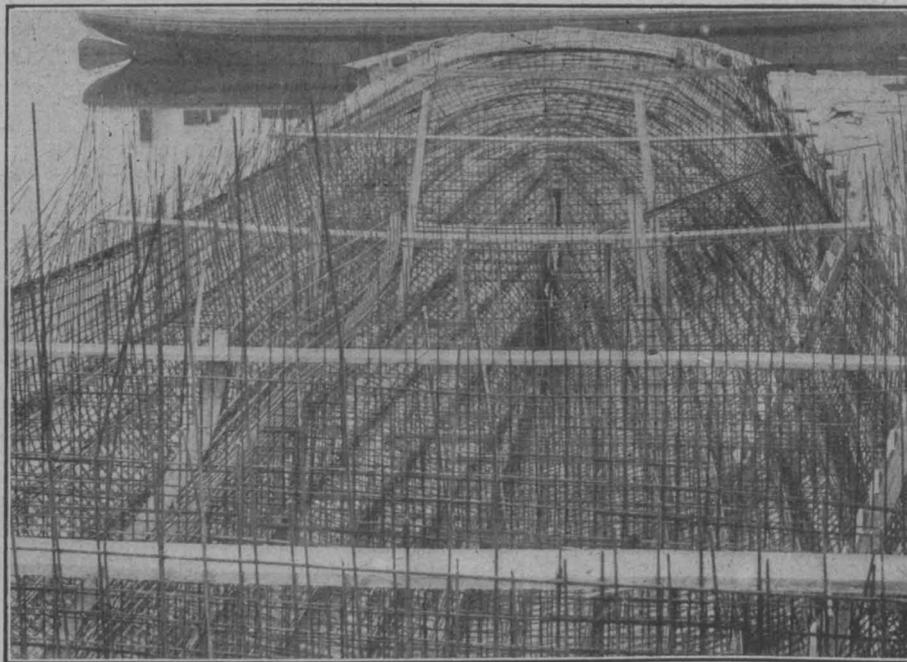
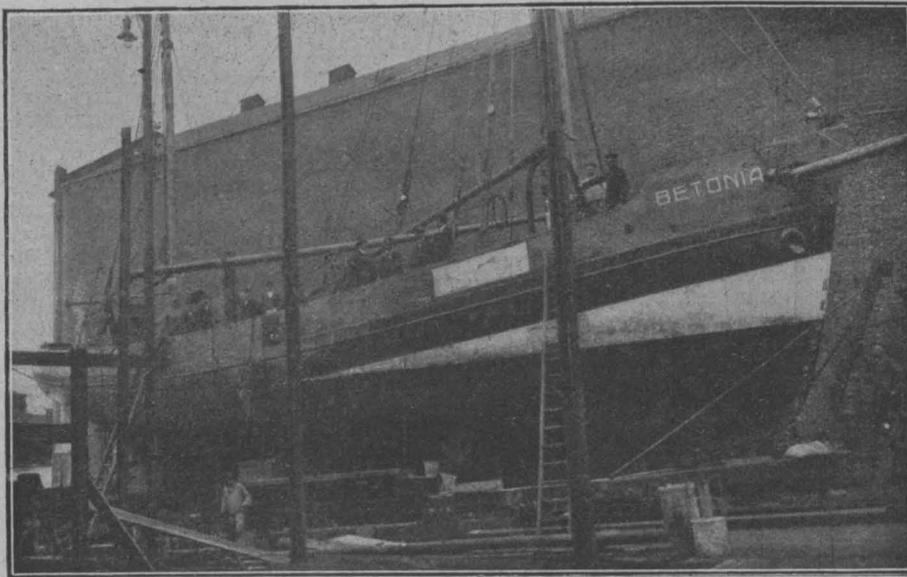
Abb. 9b. Querschnitt durch ein Ponton.



Abbildungen 9c und d. Längsschnitt und Seitenansicht, sowie Aufsicht und Horizontalschnitt.

Das in Abbild. 10 in der Uebersicht dargestellte Anlageponton wurde in Deggendorf an der Donau für den Bayerischen Lloyd in doppelter Ausführung erbaut. Die Länge beträgt 30, die Breite 6, die Seitenhöhe mittschiffs 2,4 und der Leertiefgang etwa 1,1 m. Diese Pontons dienen zum Anlegen der Schiffe, sie sind mit dem Land durch eiserne Brücken von 15—30 m Spannweite verbunden, die in einer nach der Landseite hin in der Mitte des Schiffes angebrachten Vertiefung aufliegen. Vier wasserdichte Querschotten teilen das Schiff in 5 Teile. Vorn ist auf das Deck ein Material-

Dann folgt der Wohnraum für 4 Seeleute, darauf der Eisraum. Im mittleren Raum ist die Fischbühn untergebracht, im fünften der Dampfkessel mit den Kohlenbunkern und die Dampfmaschine von 50 PS. Es folgt der Wohnraum des Kapitäns und der letzte Raum schließlich dient zur Aufbewahrung der Geräte. Das Fahrzeug, das mit allen Einrichtungen zum Fischfang ausgestattet ist, hat eine Geschwindigkeit von etwa 7 Knoten. Abbildung 13 zeigt die Außenverschalung des im Bau befindlichen Kutters, während Abbildung 14 Einzelheiten der Eisenbewehrung wiedergibt. — (Schluß folgt.)



Abbildungen 12–14. Fischkutter „Betonia“.

Oben: fertiges Schiff. Mitte: Eisenbewehrung. Unten: Herstellung der Schalung.

Eisenbeton-Schiffbauausführungen der Firma Wayss & Freytag A.-G.

So wurde 1915 eine Straßenbrücke umgebaut mit durchlaufenden Trägern auf 2 Stützen. Unter gewöhnlichen Verhältnissen hätte der Umbau mehrere Monate gedauert, so daß zunächst eine Notbrücke vorgesehen war. Unter Anwendung von Spezialzement wurde das Bauwerk mit nur 2 Wochen Frist von der Firma Ast & Co. fertig gestellt und konnte sofort in Benutzung genommen werden. Die Ausschalung erfolgte 5 Tage nach Fertigstellung, der Verkehr sollte nach weiteren 7 Tagen darüber gehen (es war die erste Ausführung dieser Art, die noch sehr vorsichtig behandelt wurde), tatsächlich ist die Brücke aber schon 3 Tage später, ohne Schaden zu nehmen, mit schweren Haubitzen befahren worden.

Nach diesem Versuch hat die Heeresverwaltung dem Spezialzement, der im Krieg übrigens nicht immer in ganz gleichbleibender Güte geliefert werden konnte, zu allen wichtigen Bauten verwendet, so 1916 bei der Offensive gegen Italien zur Verbreiterung eines gewölbten Durchlasses unter einem Eisenbahndamm für ein zweites Gleispaar. Da Gleis und Bauwerk sich unter 40° schnitten, wäre ein Bauwerk in Eisen ziemlich verwickelt geworden, man wählte daher Eisenbeton-Gewölbe auf Betonwiderlagern (786 m^3 Gewölbe-, 747 m^3 Widerlager-Beton). Nach Abbruch der alten Flügel führte die Firma Riehl das Bauwerk in 5 Tagen aus. Die Ausschalung erfolgte nach 2 Tagen, die Inbetriebnahme sofort nach Aufbringung der Abdeckung und Gleisverlegung. Man hätte hier also die Ausrüstung noch um die für diese Arbeiten erforderliche Zeit hinausschieben können, man hat sie aber so rasch bewirkt, um die Schwindung des Gewölbes nicht durch das Gerüst zu behindern, und hat dadurch Rißbildungen vermieden. Die Ausführung ist in beiden Fällen rascher als in Holz oder Eisen erfolgt.

Redner polemisiert dann gegen die Zementerzeuger, die bisher abgelehnt hätten, solche hochwertige Zemente unter Garantie herzustellen. Er geht dann näher auf die Versuche des österreich. Eisenbeton-Ausschusses ein, deren Ergebnisse er als Beweis für seine Anschauungen in Anspruch nimmt, wobei er an dem dabei eingeschlagenen Verfahren und an dem vorliegenden Bericht des Ausschusses jedoch Verschiedenes zu bemängeln hat. Er bezieht sich auch auf die v. Bach'schen Versuche mit Lorünser Zement, die eine gute Gleichmäßigkeit der 2-Tage-Proben ergeben hätten, während die Zementfabrikanten das Ergebnis der 2-Tage-Proben nicht als entscheidend anerkennen wollten. Er verweist dann darauf, daß der Nachtrag zu den österreich. Eisenbeton-Vorschriften von 1918 den Qualitäts-Unterschieden der Zemente insofern Rechnung trüge, als er nur noch Mindestmengen des

Zementes für Stampfbeton und Eisenbeton im Allgemeinen vorschrieben, im Übrigen aber den Unternehmern überlassen, mit welchem Zementzusatz sie die erforderliche Festigkeit erreichen wollen. Damit wird also der bessere Zement entsprechend höher bewertet.

Zum Schluß gibt Redner seiner Freude darüber Ausdruck, daß er soeben gehört habe, daß auch in der Schweiz die Herstellung hochwertiger Zemente aufgenommen sei. Auch die deutschen Fabriken könnten solche Zemente erzeugen, lehnten es aber bisher ab. Die Verbraucher müßten es aber durchsetzen. Er empfehle die Einsetzung eines besonderen deutschen Ausschusses für diese Frage.

An die Ausführungen schloß sich eine längere Aussprache, in der der Vorsitzende, Hr. Hüser, es zunächst doch als fraglich hinstellte, ob die jetzige Zeit zu solcher Arbeit geeignet sei, wenn die Betonfachleute auch zweifellos ein Interesse an dieser Frage hätten.

Die Hrn. Geh. Reg.-Rat Prof. Dr.-Ing. Gary-Lichterfelde und Dr. Framm-Karlsborst wenden beide gegen die Ausführungen des Redners ein, daß die deutsche Zement-Industrie schon heute Portlandzemente mit ebenso hohen Festigkeiten erzeuge. Es handle sich also durchaus nicht um etwas völlig Neues. Hr. Gary weist besonders auf die stark nachlassenden Erhärtungskurven des hochwertigen Zementes hin, der bei 28 Tagen schon fast seine höchste Festigkeit erreicht habe, sodaß ein späteres Abfallen zu befürchten sei. Demgegenüber zeige der deutsche Zement nach 28 Tagen noch einen bedeutenden Fortschritt der Erhärtung. Hr. Spindel führt, gestützt auf die österreich. Versuche demgegenüber aus, daß auch im höheren Alter die Festigkeiten der Spezialzemente noch höher gewesen seien, als die der Handelszemente. Hr. Dr. Framm gibt an, daß er deutsche Zemente gefunden habe, die nach 2 Tagen 150—180, ja über 200 kg/cm² Druckfestigkeit gehabt hätten, also dem österreich. Spezialzement durchaus gleichwertig gewesen seien. Bei letzterem sei übrigens von ihm eine außerordentlich große Gleichmäßigkeit in der chemischen Zusammensetzung festgestellt.

Hr. Ob.-Brt. Dr.-Ing. v. Emperger-Wien ist der Meinung, daß das Ergebnis der Untersuchungen des österreich. Eisenbeton-Ausschusses, wie es in Heft VIII von dessen Mitteilungen niedergelegt ist, die Ausführungen des Redners doch nach mancher Richtung hin einschränken. Es wurde dort durch Erprobung des vom Vortragenden empfohlenen Zementes und von 4 weiteren Fabrikmarken zunächst festgestellt, daß es sich um einen von der gesamten Portlandzement-Industrie erzielten, überall nachweisbaren Fortschritt in den Festigkeiten handele, den wir dem Bestreben verdanken, dem Betonbau immer bessere Ware zur Verfügung zu stellen. Es könne sich also nur darum handeln, ob die bei der Herstellung von so hochwertigem Zement notwendige Sorgfalt auch auf eine Massenherstellung übertragen und so diese hohen Festigkeitszahlen gewährleistet werden könnten, wenn die Beton-Industrie die

unvermeidlichen Mehrkosten übernimmt. Die vom Vortragenden vorgeschlagenen hohen Festigkeitswerte seien Höchstwerte, die ein gewissenhafter Fabrikant sich zu gewährleisten scheut. Tatsächlich hat auch die Fabrik, die es bisher allein unternommen hat, so hohe Festigkeiten zu gewährleisten, denselben nicht immer entsprochen, und hat sogar die zuerst amtlich entnommenen Proben für den österreich. Eisenbeton-Ausschuß zurückgezogen und durch andere ersetzt. Abgesehen von der rascheren Ausschaltungszeit müßten so hohe Anfangsfestigkeiten doch auch noch einen anderen Zweck haben und dahin führen, daß auch die zulässigen Inanspruchnahmen dementsprechend gesteigert würden. Es würden sich dann statt der bisherigen 2 Sorten Portlandzement 3 solcher ergeben, nämlich neben dem gewöhnlichen und dem Eisenbeton-Portlandzement noch der Spezialzement für diese außerordentlichen Aufgaben. Es wäre aber doch erst nachzuweisen, ob dafür ein entsprechendes Massenbedürfnis besteht, das eine fabrikmäßige Erzeugung rechtfertigen würde. Das erwähnte Heft VIII des österreich. Eisenbeton-Ausschusses enthält den Nachweis, daß bei den schlechtesten der untersuchten 5 Zementarten, die allerdings alle noch als hochwertig bezeichnet werden, eine um 10% fettere Mischung genügt hat, den Unterschied der Festigkeiten auszugleichen. Die Herstellung einer fetteren Mischung sei aber gewiß einfacher als die Erzeugung eines Spezialzementes.

Hr. Spindel bleibt demgegenüber dabei, daß die Erzeugung von Spezialzementen für die Beton-Industrie von großer Bedeutung sein würde, während Hr. Kommerz.-Rat Rud. Wollle-Leipzig betont, daß die Frage solange eigentlich ohne Bedeutung sei, als die Zementverbraucher wie jetzt überhaupt froh sein müßten, irgend welchen Zement zu erhalten, und auf die Auswahl des ihnen zugeteilten Zementes gar keinen Einfluß nehmen könnten.

Hr. Escher-München macht noch die Mitteilung, daß in der Schweiz auch Versuche mit hochwertigem Portlandzement aufgenommen und dabei Festigkeiten von 700 kg/cm² nach 28 Tagen erreicht worden seien. Es seien dabei auch nach 28 und 90 Tagen noch Festigkeitszunahmen beobachtet worden.

Hr. Dipl.-Ing. Dr. Spangenberg-Dresden gibt schließlich der Ansicht weiterer Verbraucherkreise Ausdruck, daß die Verwendung von Spezialzementen für die Beton- und Eisenbeton-Industrie doch von großem wirtschaftlichen Vorteil sein könnte, wenn es dadurch möglich würde, große mehrgeschossige Bauten statt nach 4 Wochen etwa schon nach 14 Tagen oder noch früher auszuschalen. Allerdings müsse dann solcher Zement auch nach bestimmten Vorschriften jederzeit zu erlangen sein, wenn ein Bedürfnis danach vorliege. Der „Deutscher Beton-Verein“ solle nach seiner Ansicht doch diese Frage in seinen Arbeitsplan aufnehmen.

Damit werden diese Erörterungen abgebrochen. —

Fr. E.

Die Tragfähigkeit und die Wirtschaftlichkeit trägerloser Pilzdecken.

Von Dr.-Ing. H. Marcus, Direktor der Huta, Hoch- und Tiefbau-Akt.-Ges. in Breslau.

Vortrag gehalten auf der 22. Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“ in Nürnberg.

Im Bestreben, Arbeitsaufwand und Holzverbrauch für die Schalungen tunlichst einzuschränken, hat man in Amerika bereits seit einigen Jahren zu einer großzügigen Anwendung trägerloser Eisenbetondecken in Geschäftshäusern und Fabrikgebäuden gegriffen. Die Decken sind dabei, um auch die eigentliche Trägerbewehrung erübrigen oder mindestens verringern zu können, als Platten ausgebildet, die nur auf vier Eckpunkten ruhen und unmittelbar auf die Stützen gelagert sind. Letztere sind zugleich, um ein breiteres Auflager zu schaffen, am Kopfe pilzartig erweitert worden. So sind die zuerst vom amerikanischen Ing. Turner als Pilzdecken bezeichneten Deckenkonstruktionen entstanden.

Abbildung 1 zeigt die Verwendung der Pilzdecke in einem Fabrikbau. Ich will nicht auf die Frage eingehen, ob die eigenartige Verbindung zwischen Stützen und Decken in architektonischer Hinsicht eine befriedigende Lösung darstellt. Als Vorteil ist aber jedenfalls zu bezeichnen, daß das Fortfallen der sonst unter der Decke hervortretenden Längs- und Querträger eine bessere Licht- und Luftverteilung ermöglicht, die Ansammlung von Staub verhindert und eine glatte Durchführung des Leitungsnetzes und der Transmissionen in jeder Richtung gestattet. Für die Zweckmäßigkeit der Pilzdecken spricht auch der Umstand, daß die lichte Raumhöhe durch die Unterzüge nicht begrenzt wird und daher die Stockwerkhöhe eingeschränkt werden kann.

Diese Vorteile sind auch von Ingenieuren in Europa erkannt und namentlich in Rußland bereits verwertet wor-

den. In Deutschland ist die Einführung der Pilzdecken bisher an zwei Schwierigkeiten gescheitert. Da ein genaues Verfahren für die Berechnung trägerloser Decken fehlte, so war man entweder auf die in Amerika üblichen Näherungsberechnungen, die von den hiesigen baupolizeilichen Behörden nicht anerkannt wurden, angewiesen oder man mußte auf eine äußerst ungünstige Berechnungsart, die zu schwerfälligen, unwirtschaftlichen Konstruktionen führte, zurückgreifen. Während die amerikanischen Ausführungen selbst bei großen Spannweiten nur eine niedrige Bauhöhe und meistens nur eine ½%ige Bewehrung aufweisen und Ersparnisse gegenüber den gewöhnlichen Balkendecken von

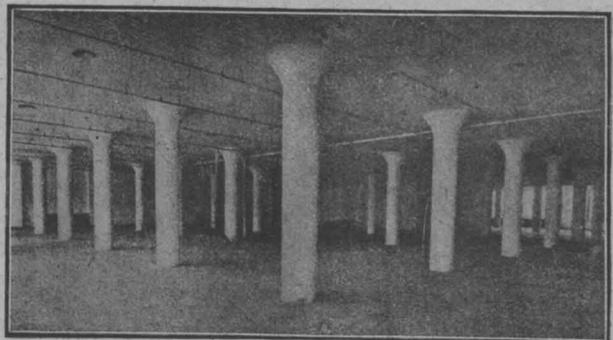
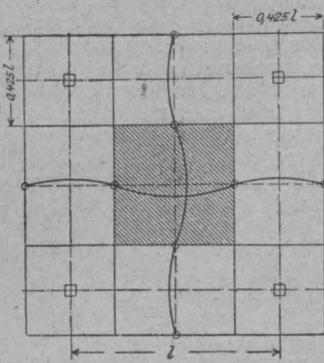
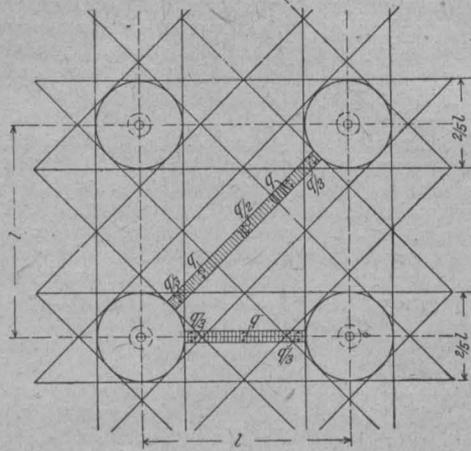


Abbildung 1. Trägerlose Pilzdecke in einem Fabrikbau.

Berechnung nach Grashof-Eddy



Berechnung nach Turneure u. Maurer.



Zerlegung der Platte in Balken u. Kragarme.

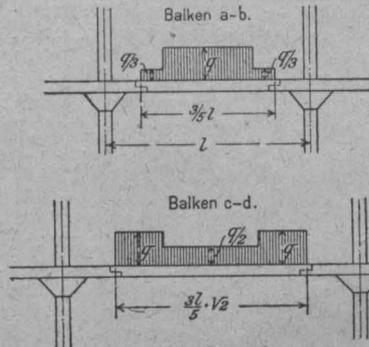
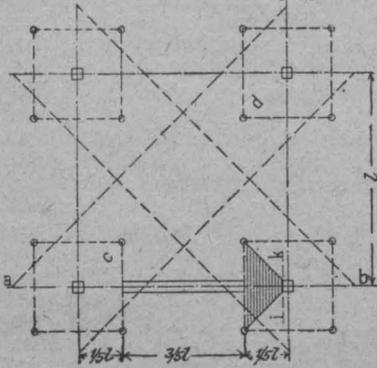


Abbildung 2.

30—40 % ermöglichen, hätte die übertriebene Schärfe unserer baupolizeilichen Vorschriften einen derartigen Eisenaufwand bedingt, daß die Pilzdecken den gewöhnlichen Balkendecken wirtschaftlich unterlegen gewesen wären.

Die jetzigen gewaltigen Lohnsteigerungen geben der Frage, ob es nicht möglich und ratsam ist, dem amerikanischen Beispiel zu folgen und die von den Pilzdecken zu fordernde Tragfähigkeit in Einklang mit der Wirtschaftlichkeit zu bringen, eine neue und erhebliche Bedeutung. Die Lösung dieser Frage setzt voraus, daß zuerst ein genaues Verfahren zur Darstellung der Spannungen und Formänderungen der Pilzdecken gefunden wird und daß seine Anwendung zu Erkenntnissen führt, die mit den Versuchsergebnissen hinreichend übereinstimmen; auf diese Grundlage müssen sich die von der Praxis geforderten Näherungsverfahren stützen, wenn die Sicherheit des Tragwerkes nicht durch übertriebene Sparsamkeit gefährdet oder umgekehrt nur auf Kosten der Wirtschaftlichkeit gewährleistet sein soll.

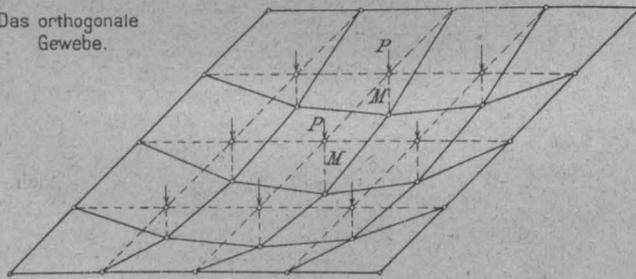
Um zu diesem Ziele zu gelangen, habe ich versucht, die Elastizitätstheorie biegsamer Platten in möglichst strenger Fassung auf die Pilzdecken anzuwenden. Im Folgenden sei in großen Zügen über diejenigen Ergebnisse Bericht erstattet, die bei der Querschnittsbemessung, der konstruktiven Durchbildung und der Veranschlagung von Pilzdecken benutzt werden können.

Die Abbildung 2 gibt eine schematische Darstellung der drei am häufigsten in Amerika verwandten Berechnungsarten. Sie berücksichtigen alle einzig und allein den Fall einer gleichzeitigen, gleichmäßigen Belastung aller Deckenfelder und legen die Lage der Momentennullpunkte von vornherein fest, als ob Gelenke vorhanden wären.

Bei der einfachsten Näherungsberechnung wird die Platte in Rand- und Diagonalbalken zerlegt, die sich gelenkartig an die viereckige Kopfplatte anschließen. Je nachdem sich 2 oder 3 Scharen von Eiseneinlagen durchkreuzen, wird jeder Schar nur $\frac{1}{2}$ oder $\frac{1}{3}$ der Belastung zugewiesen und lediglich an den Stellen, die nur mit 1 Bewehrung versehen sind, soll die Belastung von dem zugehörigen Balken gänzlich übernommen werden. Der Abstand der Momenten-Nullpunkte von den Stützenachsen wird zu $\frac{1}{5}$ der Stützenentfernung angenommen; dementsprechend werden die Randträger als einfache Balken mit $\frac{2}{5}$ und die Kopfplatten als Konsolträger mit $\frac{1}{5}$ des Stützen-Abstandes als Spannweite gerechnet.

Das von Turneure und Maurer empfohlene Näherungsverfahren zeigt eine ähnliche Zerlegung in Rand- und Diagonalbalken, während die Kopf-

Ermittlung der Momente.



Ermittlung der Durchbiegungen.

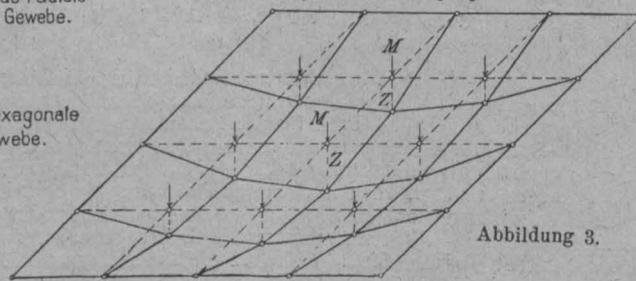
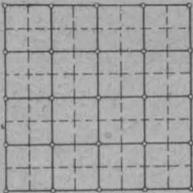
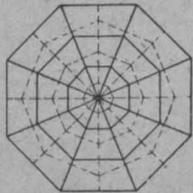


Abbildung 3.

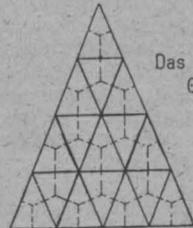
Das orthogonale Gewebe.



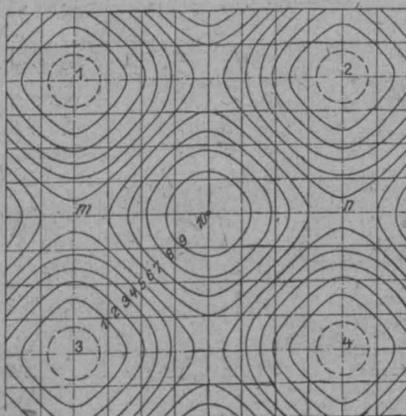
Das radiale Gewebe.



Das hexagonale Gewebe.



Schichtenlinien der Biegungsflächen.



Randschnitt.

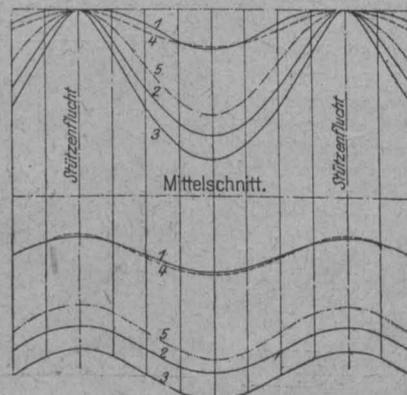


Abbildung 4.

Abbildung 2 (oben). Die Verteilung der Wendepunkte der elastischen Flächen in den Näherungsberechnungen.

Abbildung 3 (Mitte). Biegungsfläche einer quadratischen Pilzdecke bei gleichmäßiger Belastung aller Deckenfelder.

Abbildung 4 (unten). 1. Biegelinie einer Decke von veränderlicher Steifigkeit mit breitem Stützenkopf. 2. Desgl. mit gleich bleibender Steifigkeit. 3. Desgl. aber mit schmalen Stützenkopf. 4. Desgleichen mit Berechnung nach Grashof. 5. Desgl. mit Berechnung nach Hager.

platte, welche durch einen Kreis mit $\frac{1}{5}$ der Spannweite als Halbmesser abgegrenzt ist, nach der Theorie der kreisförmigen Platte berechnet wird: es wird hierbei vorausgesetzt, daß der Kreis der geometrische Ort der Momenten-Nullpunkte ist.

Besonders beachtenswert infolge ihrer außergewöhnlich günstigen Ergebnisse erscheint die von Professor Eddy¹⁾ für die Bauweise Turner gewählte Berechnungsart. Sie ist in Deutschland durch Veröffentlichung in dem Lehrbuch von Prof. Dr. Probst bekannt geworden. Dieser Verfasser hat sich allerdings, da ihm die inzwischen in amerikanischen Fachzeitschriften mitgeteilten Versuchsergebnisse noch nicht zur Verfügung standen, lediglich auf die Wiedergabe der Eddy'schen Darlegungen beschränkt

denen Bereiche nicht stetig in einander übergehen, wird hierbei völlig außer Acht gelassen.

Um den Einfluß der Querschnittsveränderlichkeit zu berücksichtigen und zugleich möglichst niedrige Werte für die Dehnungen in der oberen und unteren Abgrenzung der Platte zu erhalten, wird bei der Bestimmung des mittleren Trägheitsmomentes nicht der Querschnitt aller in einer Richtung laufenden Eiseneinlagen, sondern, je nach der Zahl der sich kreuzenden Eisenscharen, ein mehrfacher Wert dieses Querschnittes, in der Plattenmitte beispielsweise der doppelte, über den Stützenköpfen sogar der 7,5-fache Wert in Rechnung gestellt.

Da schließlich im Allgemeinen die Werte der reduzierten Spannungen infolge der Querkontraktion um so ge-

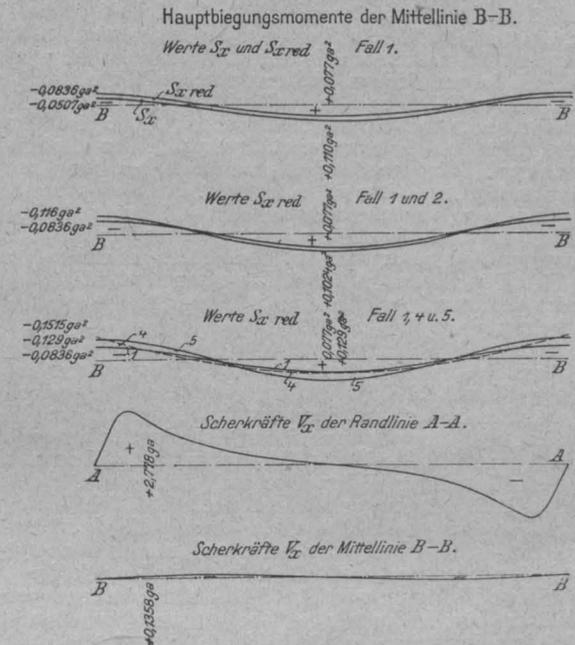
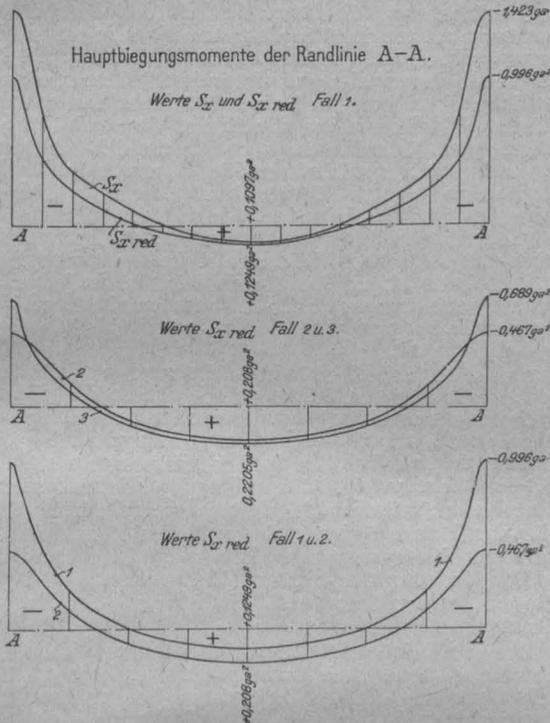
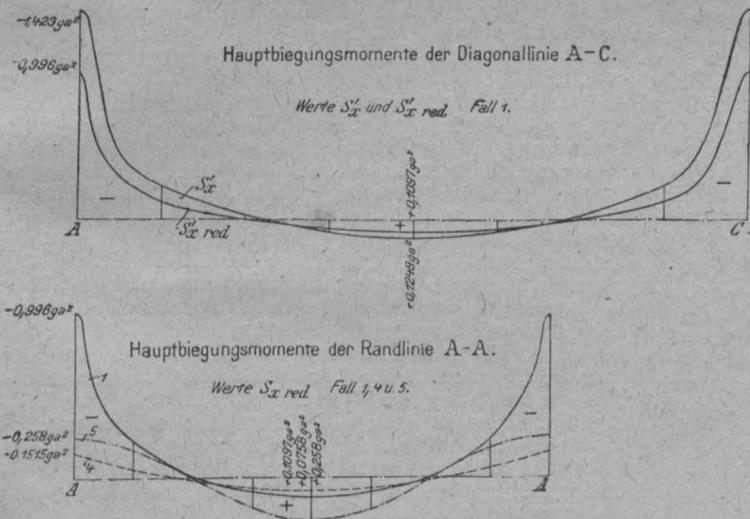
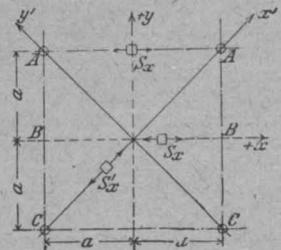


Abbildung 5. Spannungsverlauf in einer quadratischen Pilzdecke bei gleichmäßiger Belastung der Felder.



(Rechts)
Schema der
Decke mit
Angabe der unter-
suchten
Schnitte.



1. Momentenlinie einer Decke veränderlicher Steifigkeit mit breitem Stützenkopf.
2. Desgl. mit gleichbleibender Steifigkeit.
3. Desgl. aber mit schmalen Stützenkopf.
4. Desgl. Berechnung nach Grashof.
5. Desgl. Berechnung nach Hager.

und auf jegliche Kritik verzichtet. Das Eddy'sche Verfahren stützt sich auf einen von Grashof zur Darstellung der elastischen Fläche und der Spannungsmomente benutzten Ansatz, der allerdings, insofern die Scherkräfte in Betracht kommen, eine der wichtigsten Randbedingungen der Aufgabe nicht erfüllt. Um diesen Fehler zu berichtigen, zerlegt Eddy jedes Deckenfeld in 3 verschiedene Bereiche: legt Eddy eine mittlere rechteckige Platte, vier Gurtplatten und vier Kopfplatten. Die erste wird ringsum gelenkartig an die zweiten angehängt, die zweiten werden wiederum so an die dritten angeschlossen. Jedem Bereich werden bei der Anwendung des Grashof'schen Ansatzes eine andere Belastung und ein anderer Wert der Plattensteifigkeit zugewiesen. Der Umstand, daß die elastischen Flächen dieser verschied-

ringer werden, je kleiner die Poisson'sche Querdehnungsziffer ist, so wählt Eddy, ohne Rücksicht auf die Eigenschaften der Baustoffe, für diese Ziffer die denkbar günstigste Zahl 2!

Mit Hilfe dieser Kunstgriffe gelangt Eddy zu folgenden Werten für die Querschnittsbemessung der Pilzdecken. Bei einer quadratischen Platte von der Spannweite L und der Gesamtbelastung Q soll in der Plattenmitte ein Biegemoment: $M = \frac{QL}{256}$, in der Mitte eines Seitenrandes $M = \frac{QL}{192}$, und über dem Stützenkopf $M = \frac{QL}{240}$ aufgenommen werden.

Die Tatsache, daß diese Werte noch kleiner sind, als diejenigen, welche die genaue Berechnung für ringsum aufliegende und fest eingeklemmte Platten liefert, genügt, um die Zuverlässigkeit der Eddy'schen Theorie zu beleuchten.

¹⁾ Vergl. H. Eddy: „The Theory of the Flexure and Strength of Rectangular Flat Plates applied to Reinforced Concrete Floor Slabs“ Minneapolis 1913.

Daß die äußerst geringfügigen Werte der Hauptbiegungs-Momente nicht gut mit der Wirklichkeit übereinstimmen können, ist auch in amerikanischen Fachkreisen wiederholt ausgesprochen und eingehend begründet worden. Man hat vor allem Eddy entgegeng gehalten, daß die Annahme einer gleichzeitigen, gleichmäßigen Belastung aller Deckenfelder zweifellos zu günstige Werte für die Formänderungen und Spannungen liefert. Man hat weiterhin auf die erheblichen zusätzlichen Biegungsspannungen, die bei einseitiger Belastung von den Stützen aufgenommen werden müßten, hingewiesen und den Standpunkt schließlich vertreten, daß die nach der Berechnung von Eddy ausgeführten Decken höchstens eine zweifache Bruchsicherheit besitzen.

Eddy²⁾ hat diese Einwände mit der Behauptung zurückgewiesen, daß infolge der kräftigen Ausbildung der Stützenköpfe, die eine außerordentliche Steifigkeit gewährleistet, ein stetiges Uebergreifen der Spannungen und Formänderungen eines einzelnen Feldes auf die benachbarten Felder sich in merklichem Umfang überhaupt nicht vollziehen könne und daß es daher zulässig sei, den gegenseitigen Zusammenhang mehrerer Felderreißen außer Acht zu lassen und jedes Feld ganz unabhängig von den übrigen zu berechnen. Zur Rechtfertigung seiner Anschauung hat Eddy zwar die Ergebnisse zahlreicher bei Probelastungen vorgenommenen Dehnungsmessungen angeführt und ihre angebliche Uebereinstimmung mit den von ihm errechneten Spannungswerten nachgewiesen. Keinesfalls reichen aber diese Versuche, deren richtige Auslegung außerdem bezweifelt wird, aus, um einen endgültigen Schluß auf den Sicherheitsgrad zu ziehen.

Ein fruchtbare Auswertung von Versuchsergebnissen wird überhaupt erst dann zu erwarten sein, wenn eine zuverlässige Theorie die Möglichkeit bietet, den Zusammenhang zwischen Belastung, Spannung und Formänderung in allen Einzelheiten zu verfolgen. Diese Ueberlegung hat mich veranlaßt, von vornherein die Elastizitätstheorie biegsamer Platten als Grundlage zu benutzen und eine restlose Erfüllung der Randbedingungen zu erstreben. Die Behandlung der Aufgabe erfordert auch aus dem Grunde die peinlichste Genauigkeit, weil Platten äußerlich und innerlich unendlich statisch unbestimmte Gebilde darstellen, die durch die kleinsten Veränderungen in den Auflagerbedingungen und teilweise auch durch den Wechsel der Querschnittsverhältnisse in ihren Formänderungen und Spannungen wesentlich beeinflußt werden. Es wurde folgender Weg eingeschlagen.

Da die Bestimmung der inneren Widerstände in einer Platte erst dann möglich ist, wenn die Ordinaten der elastischen Fläche bereits ermittelt sind, so habe ich zunächst nach einem allgemeinen, einfachen Verfahren zur Darstellung der elastischen Fläche gesucht. Dieses Ziel konnte durch die unmittelbare Anwendung der partiellen Differentialgleichung der elastischen Fläche, deren Integration noch immer nicht gelungen ist, nicht erreicht werden. Ich habe daher versucht, durch eine Erweiterung der Theorie des Seilpolygons, in ähnlicher Weise wie beim einfachen Stab, ein für jede Belastungs- und Auflagerungsart brauchbares Verfahren zur mittelbaren Darstellung der elastischen Fläche zu gewinnen.

Ich verwende zu diesem Zweck, wie man aus der Abbild. 3, S. 150 ersehen kann, ein Netz dünner Drähte, die in einen Rahmen eingespannt werden, dessen Gestalt sich mit der Umrandung der zu untersuchenden Platte deckt. Dieses Gebilde, das ich das elastische Gewebe genannt habe, besitzt wie das einfache Seilpolygon wichtige statische Eigenschaften, die sich durch die zwei folgenden Sätze kennzeichnen lassen:

Bringt man zuerst auf das elastische Gewebe die jeweilige Plattenbelastung P auf, so erfahren die Knotenpunkte Verschiebungen M , welche in jedem Punkt der Platte mit der Summe der Biegemomente in zwei senkrecht zu einander stehenden Querschnittsebenen übereinstimmen. Betrachtet man diese Verschiebungen M als elastische Gewichte, mit denen nunmehr das elastische Ge-

webe wie zuvor belastet wird, so stellen die neuen Knotenpunktverschiebungen Z die Ordinaten der elastischen Fläche der Platte dar.

Die Verwandtschaft dieser Sätze mit dem bekannten Satz von Mohr über die elastische Linie des einfachen Stabes ist leicht zu erkennen.

In einer vor Kurzem in der Zeitschrift „Armiertes Beton“ erschienenen Abhandlung³⁾ habe ich die erste Ableitung der neuen Sätze gebracht und zugleich ihre Anwendung auf die Berechnung rechteckiger, dreieckiger und kreisförmiger Platten gezeigt. Je nach der Gestalt der Plattenumrandung habe ich dabei Gewebe mit rechteckigen, dreieckigen und radialen Maschen benutzt.

Die Theorie des elastischen Gewebes bildet auch die Grundlage meiner Untersuchungen über die Pilzdecke. Ich habe zunächst, um die Brauchbarkeit des Grashof'schen Ansatzes zu prüfen, den Fall einer allseitigen, gleichmäßigen Belastung aller Fehler behandelt. Die Abbild. 4, S. 150 zeigt links die Schichtenlinien der elastischen Fläche, rechts die Biegelinien eines Rand- und eines Mittelschnittes eines quadratischen Mittelfeldes. Um den Einfluß der Ausbildung des Stützenkopfes beurteilen zu können, habe ich die Berechnung unter drei verschiedenen Voraussetzungen durchgeführt: im Fall 1 handelt es sich um Decken mit breiten Stützen und weit ausladenden Vouten, im Fall 2 um Decken mit breiten Stützen mit kurzen Vouten, im Fall 3 um Decken mit schwachen Stützen und flachen Vouten. Zum Vergleich habe ich noch die nach dem Grashof'schen Ansatz und nach einem von Prof. Hager empfohlenen Näherungsverfahren⁴⁾ errechneten Ordinaten der elastischen Linie eingetragen.

Man sieht, daß die Ränder sich um so weniger durchbiegen, je breiter die Stütze und je steifer die pilzartige Erweiterung ausgebildet ist. Bei schmalen Stützen mit flachen Vouten tritt in der Randmitte eine vierfach größere Durchbiegung als bei den breiten Stützen mit weit ausladenden Vouten ein. Die pilzartige Verstärkung der Stützen bedingt nämlich eine Verringerung der freien Spannweite der Plattenränder und gewährleistet zugleich eine wirksamere Einspannung der Platten-Ecken. Ebenso ist in der Durchbiegung der Platten-Mitte, wenn auch in geringerem Maße, der bedeutende Einfluß der Ausbildung des Stützenkopfes zu erkennen.

Der Vergleich der zugehörigen Biegelinien zeigt weiterhin, daß die nach dem Ansatz von Grashof errechneten Werte sich mit den Ergebnissen der genauen Berechnung nur dann decken, wenn es sich um Platten mit breiten Stützen und weit ausladenden Vouten handelt, während das Verfahren von Prof. Hager lediglich bei mittelstarken Stützen mit kurzen Vouten als hinreichend genau zu betrachten ist.

Für die Beurteilung des Spannungszustandes ist jedoch weniger die Größe der Ordinaten, als vielmehr die jeweilige Krümmung der elastischen Fläche von ausschlaggebender Bedeutung. Es lohnt sich daher, den Verlauf der Biegunsspannungen näher zu verfolgen. Die Abbild. 5, S. 151 zeigt der Reihe nach die Momentenflächen der wahren und der reduzierten Haupt-Biegunsspannungen in einem Rand-, einem Diagonal- und einem Mittelschnitt der Platte und zwar wie vorhin unter verschiedenen Voraussetzungen über die Bemessung des Stützenkopfes. Der Einfluß der pilzartigen Erweiterung tritt wiederum in den Vordergrund. Bei breiten Stützen mit weit ausladenden Vouten entstehen über dem Stützenmittelpunkt sowohl in Richtung der Randlinien wie auch in den Diagonalschnitten sehr erhebliche negative Biegunsmomente, die zwar im Bereiche des Stützenkopfes rasch abnehmen, sich aber bis auf $\frac{1}{3}$ der jeweiligen Stützweite ausdehnen: die positiven Momente in der Rand- und in der Plattenmitte sind dementsprechend sehr gering und nur auf einen schmalen Bereich verteilt. Sind die Stützen breit, jedoch am Kopf nur wenig erweitert, so hat die geringere Steifigkeit der Platte eine Verringerung der negativen und zugleich eine Vergrößerung der positiven Biegunsmomente zur Folge. Am ungünstigsten werden Platten, die auf schmalen Stützen ruhen, beansprucht: die negativen Momente erstrecken sich nur auf einen schmalen Bereich in der Nähe des Stützenmittelpunktes, während die entsprechend größeren positiven Momente auf $\frac{1}{4}$ der Randlänge auftreten. Die Biegunsmomente werden also durch die Ausbildung des Stützenkopfes stark beeinflußt. —

(Schluß folgt.)

Inhalt: Eisenbeton-Schiffbauausführungen der Firma Wayss & Freytag A.-G. (Fortsetzung.) — Ueber hochwertige Portlandzemente. (Schluß.) — Die Tragfähigkeit und die Wirtschaftlichkeit trägerloser Pilzdecken. —

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.

¹⁾ Vergl. H. T. Eddy: „Steel Stresses in Flat Slabs“ Proceedings of the American Society of Civil Engineers, 1914. — Der an diese Veröffentlichung anschließende Meinungs-austausch zwischen den amerikanischen Ingenieuren ist ebenfalls in den „Proceedings“ wiedergegeben.

²⁾ Vergl. „Die Theorie elastischer Gewebe und ihre Anwendung auf die Berechnung elastischer Platten“. Armiertes Beton 1919, Heft 5—11.

⁴⁾ Infolge eines Rechenfehlers lassen sich die von Prof. Hager in seinem Lehrbuch über „Die Theorie des Eisenbetons“ aufgestellten Formeln nicht unmittelbar benutzen; um den Fehler zu berichtigen, müssen die nach den Hager'schen Gleichungen errechneten Werte der Durchbiegungen und Spannungsmomente um 40% erhöht werden. Den vorliegenden Vergleichsrechnungen liegen bereits die berichtigten Werte zugrunde.

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

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

16. Jahrgang 1919.

№ 24.

Eisenbeton-Schiffbauausführungen der Firma Wayss & Freytag A.-G.

Vortrag gehalten auf der 22. Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“ in Nürnberg.

Von Professor Dr.-Ing. E. Mörsch. (Schluß.) Hierzu die Abbildungen S. 156.



um Schluß sei in den Abbildungen 15—22 noch ein Donauschleppkahn dargestellt, der ebenfalls in Deggendorf für den Bayer. Lloyd erbaut worden ist. Die äußere Form, Einrichtung und Ausrüstung, die aus der Uebersichtszeichnung Abb. 15 a. f. S. hervorgeht, ist ganz den auf der Donau üblichen eisernen Kähnen ange-

paßt mit folgenden Abmessungen: Länge 60, Breite 9,1, Seitenhöhe mittschiffs 2,75, Leertiefgang rd. 0,85, Tiefgang bei 670t Ladung rd. 2,25 m. Das Eigengewicht beträgt einschließlich voller Ausrüstung 370t gegenüber 132t der bisher üblichen eisernen Donaukähne. Für die Berechnung des Schiffes, das unter Aufsicht des Germanischen Lloyd gebaut ist, wurden die Beanspruchungen nach den amtlichen Bestimmungen für Eisenbeton vom Januar 1916 zugrunde gelegt, jedoch ist an all' den Stellen, die mit dem Wasser in Berührung kommen, die höchste Zugspannung im Eisen zu 1000 und die größte Druckspannung im Beton zu 35 kg/cm² gewählt. Die nach Stadium I gerechnete Zugbeanspruchung des Betons infolge des Längsbiegemomentes erreicht im Boden nur 16 und im Deck 22 kg/cm². Alle Schubspannungen sind, wo sie 4 kg/cm² überschreiten, ganz den Bügeln und schrägliegenden Eisen zugewiesen.

Durch 5 wasserdichte Querschotten werden 4 gleich große Laderäume gebildet. Bei der großen Länge des Schiffes können durch ungleiche Beladung der einzelnen Abteilung große Längsbiege-Momente erzeugt werden, die bei der verhältnismäßig geringen Höhe des Querschnittes sehr ungünstig wirken. Dies ist selbstverständlich auch bei einem eisernen Kahn der Fall und die Schiffer sind deshalb beim Beladen und Lö-

sen in dieser Hinsicht vorsichtig. In vorliegendem Fall tritt ein ziemlich großes negatives Biegemoment schon durch das Eigengewicht ein, weil das Vorder- und wesentlich das Hinterschiff schwer sind und keine oder geringe Wasserverdrängung haben.

Als Beladungsvorschrift wurde aufgestellt, daß wenn einer von den 4 Laderäumen leer bleibt, die drei anderen je nur mit der Hälfte beladen sein dürfen; wenn umgekehrt ein Raum vollbeladen ist, so müssen die beiden anliegenden Räume mindestens halb gefüllt sein. Die Beladung des Schiffes soll in 2 Stufen immer so erfolgen, daß alle Zellen zuerst zur Hälfte gefüllt werden, alsdann darf erst wieder in einer Zelle mit dem Volladen begonnen werden. In den Besprechungen mit dem Germanischen Lloyd wurde für den Kahn ein Längsbiegemoment von $\pm 500\text{mt}$ festgelegt. Dieser Wert ist ermittelt auf Grund der angeführten Belastungsfälle und durch Vergleich mit nach den Vorschriften des Germanischen Lloyd gebauten eisernen Fluß-Schiffen von gleichen Abmessungen. Ebenso wurde die größte Querkraft des Schiffskörpers mit 45t festgelegt. Das größte Biegemoment von $\pm 500\text{mt}$ ist dabei auf 40% der Schiffslänge vorausgesetzt und nach den Enden hin geradlinig

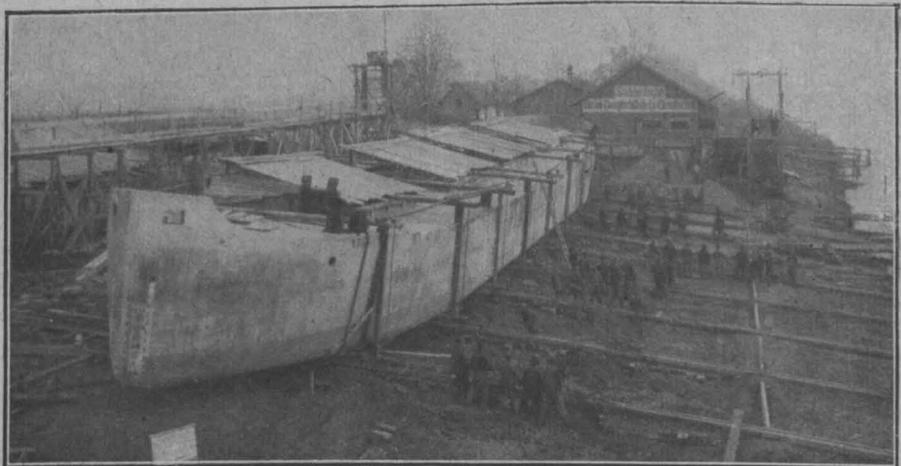


Abbildung 22. Fertiger Donaukahn vor dem Ablauf auf dem Helling.

abnehmend angenommen. Die größte Querkraft von 45^t ist zwischen den Kollisionsschotten gerechnet und fällt von da nach den Enden auf 20^t ab.

Abbildung 16 zeigt die Querkraftlinien und die hieraus abgeleiteten Momentenlinien für einige der

vorerwähnten Belastungsfälle. Es handelte sich hierbei um Studien an einem Vorentwurf, bei dem nur 3 Laderäume vorgesehen waren.

Das große negative Eigengewichtsmoment kann durch Verminderung des Gewichts der Schiffsenden oder

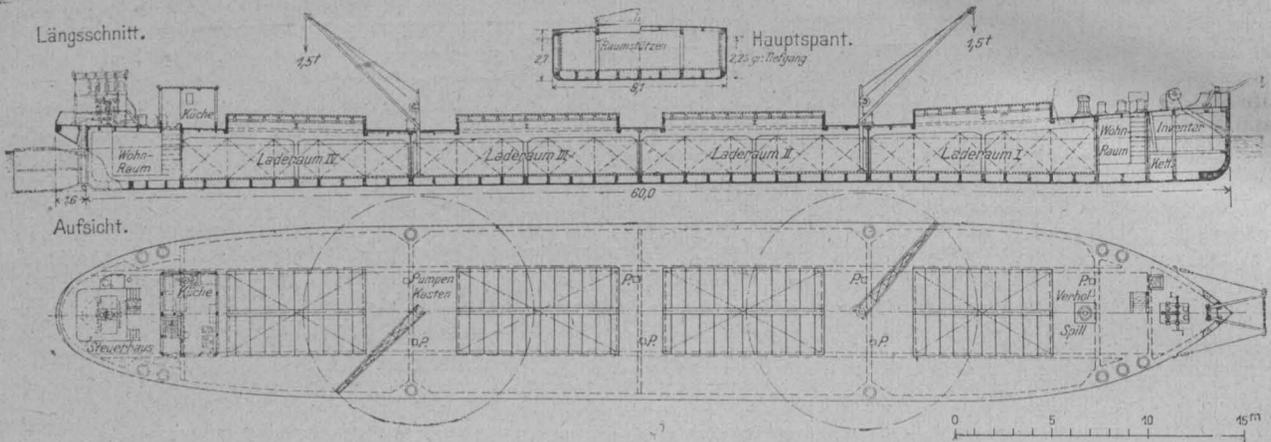


Abbildung 15. Donau-Schleppkahn in Eisenbeton von 650 t Tragfähigkeit, erbaut für den Bayerischen Lloyd.

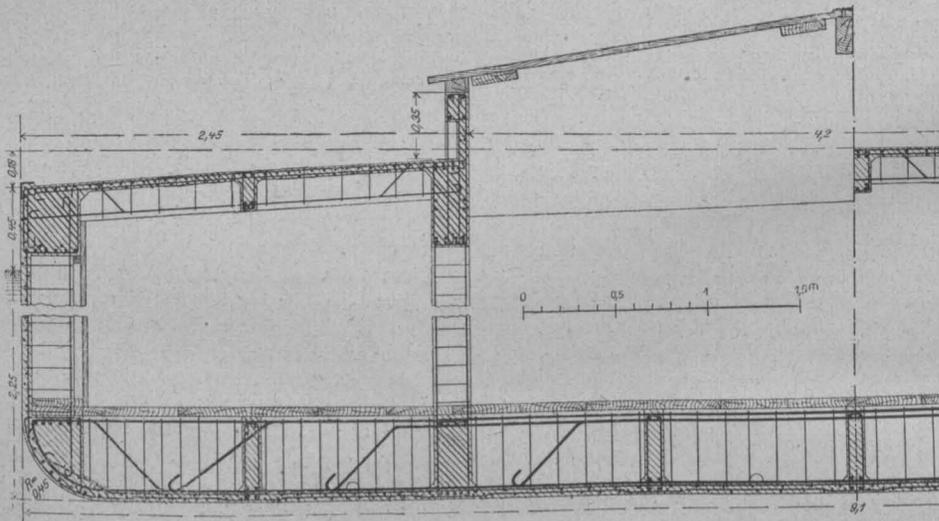


Abbildung 17. Bewehrung eines Hauptspants.

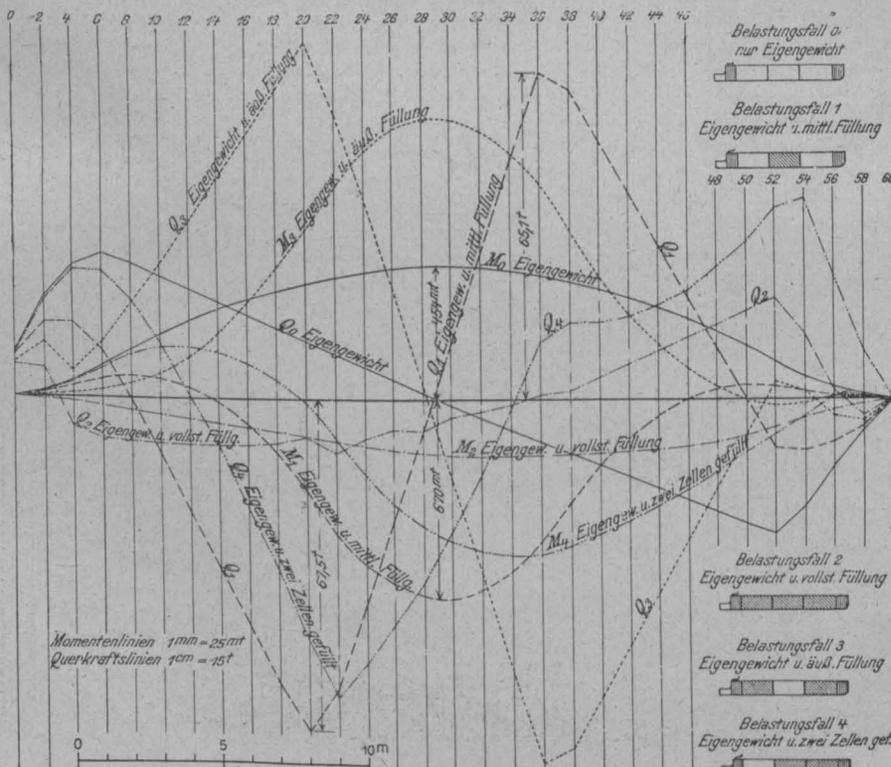


Abbildung 16. Längsbiegemomente und Querkräfte des Schiffskörpers für verschiedene Belastungsfälle.

eine Vermehrung des Displacements im Hinterschiff herabgesetzt werden. Es muß hier noch eine dem Eisenbeton besser entsprechende Schiffsförmung gefunden werden. So ist das Ansteigen des Decks gegen die Enden, der sogen. „Sprung“ hier garnicht nötig, denn dadurch wird das Gewicht daselbst vergrößert. Andererseits wirkt aber ein gewisses negatives Längsbiegemoment vom Eigengewicht hier auch günstig für den Eisenbeton, weil dadurch der Schiffsboden und der untere Teil der Wände auf Druck beansprucht wird, sodaß dann die Zugspannungen infolge ungleicher Belastung (mittlerer Teil belastet) kleiner ausfallen. Der Beton ist also dann mehr gegen statische Zugrisse geschützt und die Gefahr des Undichtwerdens ist vermindert.

Das Deck war für eine Belastung von 500 kg/m² zu berechnen.

Die äußere Schalung ist in Abbildung 18 zu sehen; Abbildung 19 zeigt sie von innen mit der Einschalung für die seitlichen Spanten und die zwischen diese eingesetzten Diagonalrippen. Um die für die großen Querkräfte nötigen Schubseisen in den Seitenwänden unterzubringen, sind hier Diagonalrippen angeordnet worden, die jene für die Querkraft nötigen Bewehrungseisen enthalten, die dann oben und unten wagrecht im Randträger und Kimm balken verankert sind. Die beiden Seitenwände sind also wie Fachwerkträger ausgebildet, die 4,5 cm starke Wand spannt sich dann über

die dreieckigen Felder von Spanten und Diagonalen. In Abbildung 20 ist der Zustand vor Betonierung des Bodens dargestellt. Die Bewehrung der Querwand ist mit Rücksicht auf Querkkräfte schräg angeordnet. Abbildung 21 zeigt die Einschalung des Decks, Abbildung 22, S. 153 schließlich gibt das fertige, außen vollkommen verputzte Schiff vor Beginn des Stapellaufes wieder. Der letztere ging hier aus Mangel an einem geeigneten Schmiermittel der Gleitbahn nur mit künstlicher Nachhilfe vonstatten. In der äußersten Lage blieb das Schiff dann solange sitzen, bis es durch einen hohen Wasserstand von selbst flott gemacht wurde.

Die Wandungen erwiesen sich vollständig dicht. Um das Auftreten von Schwindrissen hintenan zu halten, wurden die Wände außen und innen mehrmals mit Inertol gestrichen. Dadurch wird das starke Austrocknen des Betons in Wind und Sonnenschein verhindert, sodaß Schwindrisse nahezu verhindert werden, wie das durch Versuche nachgewiesen ist. Auch die übrigen auf der Degendorfer Werft erbauten Fahrzeuge, also die Anlage- und die Kranpontons erhielten aus demselben Grunde den Inertol-Anstrich.

Der Donaukahn wurde einer Belastungsprobe unterworfen, indem in die beiden äußeren Laderäume Wasser eingepumpt wurde, während die beiden mittleren leer blieben. Es wurde also das durch Eigengewicht schon vorhandene Moment noch bedeutend vergrößert. Die Belastung wurde bis 85^t in jedem der beiden Laderäume gesteigert und dabei die Formänderung des Schiffkörpers gemessen. Die Messungen wurden indessen durch die täglichen Temperaturänderungen stark beeinflusst, indem die Sonnenwärme eine Formänderung des Schiffes im gleichen Sinn hervorrief. Der obere der Sonne ausgesetzte Teil dehnt sich aus, während der untere im Wasser befindliche seine Länge beibehält. Abends und über Nacht erfolgt dann die Formänderung im umgekehrten Sinne. Die starke Belastungsprobe, bei der das Biegemoment in der Mitte von 497^mt bis 832^mt zunahm und wobei die nach Stadium I gerechneten σ_{bd} von $15,2$ auf $25,5 \text{ kg/cm}^2$, σ_{bz} von $20,3$ auf 34 kg/cm^2 , die nach Stadium II berechneten σ_b von $16,5$ auf $27,6 \text{ kg/cm}^2$, σ_a von 742 auf 1240 kg/cm^2 gesteigert wur-

den, verlief ohne jeden Anstand und bewies die Zuverlässigkeit eines sachgemäß entworfenen Eisenbeton-Schiffbaues.

Die vorgeführten Ausführungen, die nur einen Zeitraum von 2 Jahren auf einem ganz neuen Tätigkeitsgebiet einer Firma umfassen, zeigen wohl hinreichend, daß das Eisenbetonschiff eine Zukunft hat. Aus bekannten Gründen ist es zurzeit jedoch unmöglich irgend welchen Kostenvergleich zwischen eisernen und Eisenbeton-Schiffen anzustellen, leidet doch der Betonbau selbst heute unter empfindlichem Zementmangel. Dieser wird aber nur vorübergehend sein, während die Eisenknappheit bestehen wird. Beim Schiffbau wird der Eisenbeton dieselbe Entwicklung nehmen wie auf anderen Gebieten, d. h. die Fortschritte werden in der Hauptsache erzielt durch die Anwendungen und die gemachten Erfahrungen. Damit aber auch solche gemacht werden können, müssen auch die Reederkreise mitwirken, indem sie Aufträge in Eisenbetonschiffen erteilen.

Als besonders geeignet hat sich der Eisenbeton bereits erwiesen für Pontons und solche Schiffe, bei denen es auf das Eigengewicht nicht so ankommt. Hierher gehören auch die Seeschiffe, bei denen durch eine kleine Vergrößerung der linearen Abmessungen das Mehrgewicht des Eisenbetons leicht ausgeglichen werden kann. Da beim Eisenbetonschiff eine vollständig glatte Außenfläche vorhanden ist, so wird der Bewegungswiderstand geringer ausfallen, als bei einem eisernen Schiff, dessen Oberfläche zahlreiche Blechstöße aufweist. Gegenüber einem niederen und langen Flußkahn bietet die gedrungene Form eines kleinen Seeschiffes sogar weniger konstruktive Schwierigkeiten und die Berücksichtigung unbestimmter und möglicher Einflüsse bietet dem Eisenbeton-Ingenieur nichts Ungewohntes, da solches auch bei vielen Landbauten vorkommt.

Die Entwicklung muß naturgemäß vom Kleinen ins Große gehen, damit Fehlschläge vermieden werden, die das Vertrauen zur Sache erschüttern würden. Durch die Klassifikations- und Bauvorschriften des Germanischen Lloyd wird aber der Weg für den Eisenbetonschiffbau geebnet und wir hoffen, daß sich hier ein Feld der Betätigung auftun möge, das einen Ersatz für verloren gegangenes bietet. —

Die Tragfähigkeit und die Wirtschaftlichkeit trägerloser Pilzdecken.

Von Dr.-Ing. H. Marcus, Direktor der Huta, Hoch- und Tiefbau-Akt.-Ges. in Breslau.

Vortrag gehalten auf der 22. Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“ in Nürnberg. (Schluß.)



an erkennt, daß es in der Tat durch eine besonders kräftige Ausbildung der pilzartigen Erweiterung gelingen kann, die Hauptbiegemomente in der Mitte der Plattenränder fast auf die Hälfte herabzumindern und daß sich sodann die Kopfplatten wie Konsolen, an deren Rändern der mittlere Teil der Platte angehängt ist, verhalten. In der Plattenmitte werden ebenfalls, wenn auch im geringeren Maß, die positiven Biegemomente durch die Weite der Ausladung des Pilzkopfes beeinflusst; die Verringerung der lichten Spannweite zwischen den Rändern des Pilzes und die wirksamere Einspannung infolge der Stützenverstärkung rufen eine erhebliche Entlastung der Querschnitte in der Nähe des Plattenmittelpunktes hervor.

Der Einfluß der Stützenbreite ist ferner in der Art der Verteilung der Scherkräfte längs einer Randlinie zu erkennen; die größten Scherspannungen entstehen nicht im Mittelpunkt, sondern wie die Schaulinien in Abb. 5, No. 23, zeigen, am Rande des Stützenquerschnittes und nehmen mit wachsender Entfernung von diesem Rande sehr rasch ab. Längs der Mittellinien sind die Scherkräfte überhaupt durchaus geringfügig.

Vergleichen wir jetzt die Ergebnisse der neuen Untersuchungen mit denjenigen der bisher üblichen Näherungsverfahren, so sehen wir, daß die nach dem Vorschlag von Prof. Hager errechneten Werte der Biegemomente sowohl in der Platten- wie auch in der Randmitte wesentlich höher als die genauen Werte sind, während umgekehrt die negativen Momente über der Stütze erheblich unter den wirklichen Spannungsgrößen zurückbleiben. Die gleiche Unterschätzung der Biegebeanspruchungen oberhalb des Stützenkopfes ist aus den Grashof'schen Zahlen zu schließen; lediglich in der Plattenmitte und teilweise in der Mitte eines Randes ist eine Annäherung letzterer Werte für die positiven Biegemomente an diejenigen der ge-

nauen Berechnung zu erkennen, insoweit es sich aber nur um Decken mit breiten Stützen und kräftig ausladenden Vouten handelt. Hingegen steht die merkwürdige Folgerung aus dem Grashof'schen Ansatz, daß die negativen Biegemomente über dem Stützenkopf ebenso groß wie diejenigen über den Rändern einer Mittellinie sein sollen, in begreiflichem Widerspruch mit der Wirklichkeit; die genaue Berechnung zeigt in der Tat, daß der Gegendruck der Stütze als Einzellast nur im Bereich des Stützenkopfes sehr bedeutende Biegebeanspruchungen erzeugt, die mit wachsendem Abstand vom Lastort bis zur Mitte einer Randseite rasch abnehmen.

Für die von Eddy vorgeschlagenen Formeln gelten noch in höherem Maße dieselben Einwände wie für die Grashof'schen Zahlen. Rechnet man, entsprechend den Angaben von Eddy, mit $\frac{7}{10}$ der Spannweite als Gurtbreite eines Diagonal- oder eines Randstreifens, so betragen die auf die Längeneinheit der Querschnittsbreite bezogenen positiven Biegemomente nach Eddy in der Plattenmitte $+0,0433 \text{ ga}^2$ gegen $0,077 \text{ ga}^2$ bei unserer Berechnung, in der Mitte eines Seitenrandes $+0,0527 \text{ ga}^2$ gegen $0,1097 \text{ ga}^2$.

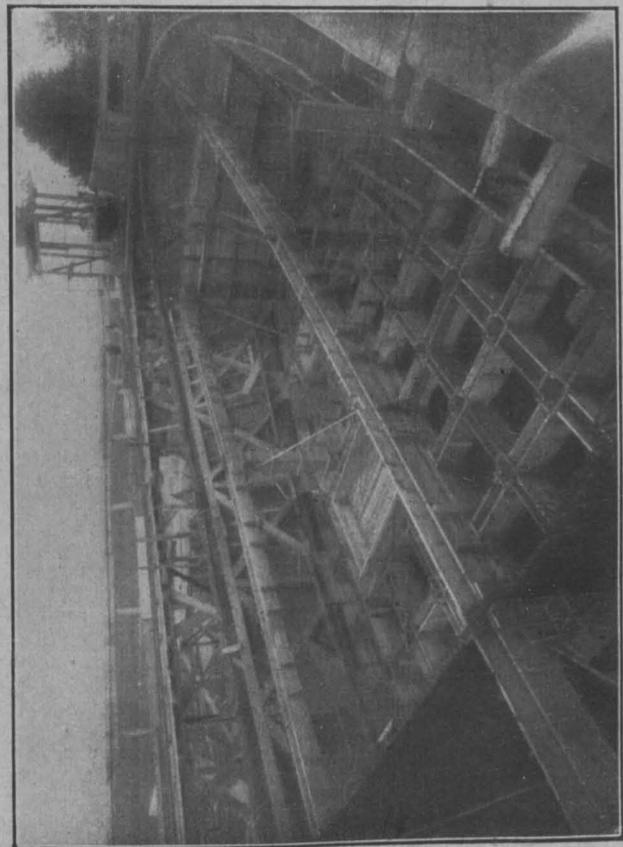
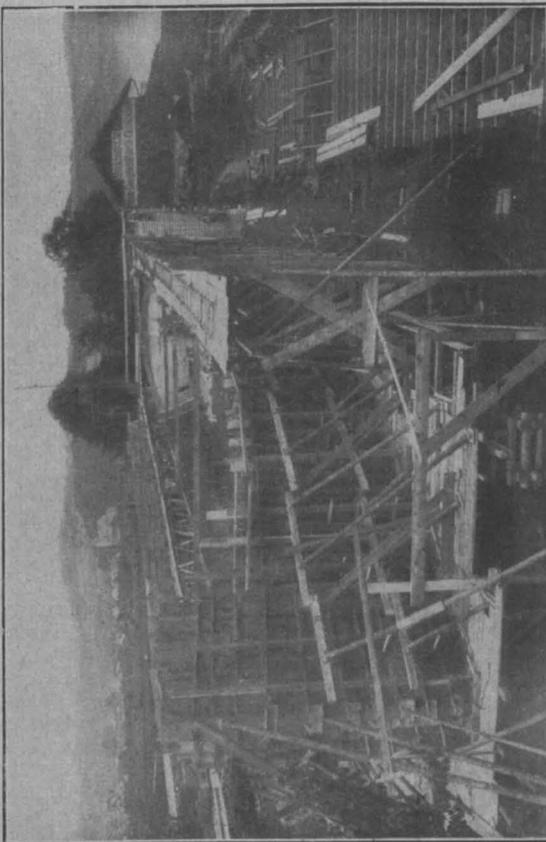
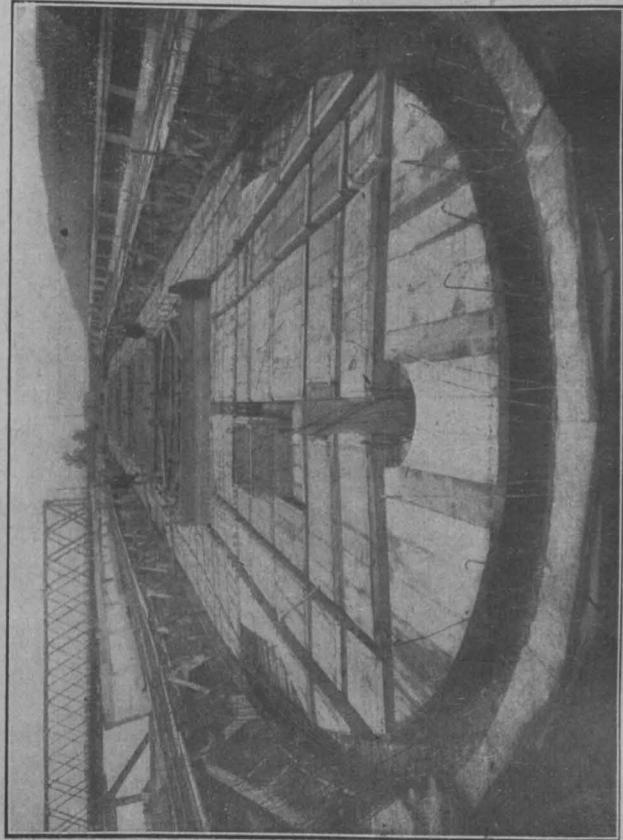
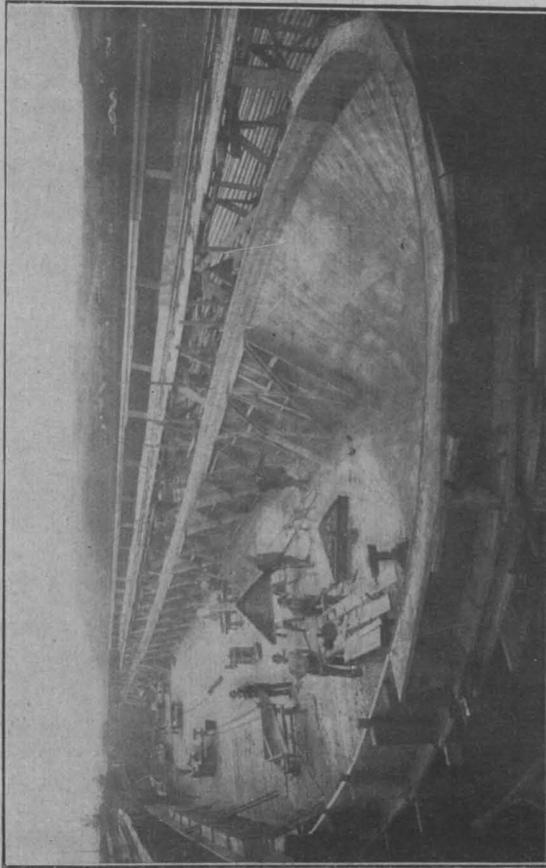
Die nach den Eddy'schen Formeln ermittelten Werte weichen nicht allein von den aus der genannten Untersuchung abgeleiteten Größen, sondern auch von den Ergebnissen der Grashof'schen Rechnung ab; sie erscheinen aus dem Grunde besonders geringfügig, weil bei der Bestimmung der Dehnungen und der zugehörigen reduzierten Spannungen die Größe des Trägheitsmomentes, wie bereits erwähnt, durch eine zu günstige Bewertung des wirksamen Eisenquerschnittes willkürlich erhöht worden ist.

Die Unzuverlässigkeit des Eddy'schen Verfahrens tritt noch deutlicher in Erscheinung, wenn man bei durchlaufenden Pilzdecken den Einfluß der ungünstigsten Lastverteilung auf die Hauptbiegemomente näher untersucht. Im Gegensatz zu einer Anschauung, die sonst bei der Beurteilung mehrfach gestützter Tragwerke als eine Selbstver-

ständigkeit gilt, vertritt Eddy den Standpunkt, daß in einem belasteten Mittel- oder Endfeld einer Pilzdecke genau die gleichen Formänderungen entstehen, gleichviel, ob und wie die angrenzenden Felder belastet werden oder nicht. Diese merkwürdige Eigenschaft soll ein besonderer

wird von Eddy nicht auf theoretische Betrachtungen, sondern lediglich auf Beobachtungen bei Probelastungen gestützt.

Eine genaue Sichtung der Versuchsergebnisse zeigt aber nicht allein, daß die vorgenannten Messungen nichts



Abbild. 18 u. 19 (oben). Außere Schalung von innen und außen. Abbild. 20 (links unten). Zustand der Betonierung des Bodens. Abbild. 21 (rechts unten). Einschalen des Decks.
Eisenbeton-Schiffbauausführungen der Firma Wayss & Freytag A.-G.

Vorteil der von Eddy empfohlenen Bauart Turner sein, während bei anderen Pilzdecken, die nicht den gleichen biegefesten Anschluß zwischen Stütze und Decke aufweisen, die Art der Lastverteilung wohl für die Größe der Formänderungen maßgebend ist. Diese Unterscheidung

weniger als einwandfrei bezeichnet werden können, sondern auch, daß nur diejenigen Beobachtungen, die scheinbar die Eddy'sche Auffassung bestätigen, ausgewertet worden sind.

Um einen Anhalt über die Größe des Einflusses der

Lastverteilung zu gewinnen, habe ich ein neunfeldiges Deckensystem einer genauen Untersuchung unterzogen. Die Anordnung der Stützen ist aus Abbildung 6 ersichtlich; um die Berechnung zu vereinfachen, habe ich angenommen,

den Mittelfeldern ein, wenn ausschließlich die ganze mittlere Feldreihe belastet wird. Der Wechsel zwischen belasteten und unbelasteten Feldreihen ist bei durchlaufenden Pillecken genau wie bei durchgehenden Trägern die

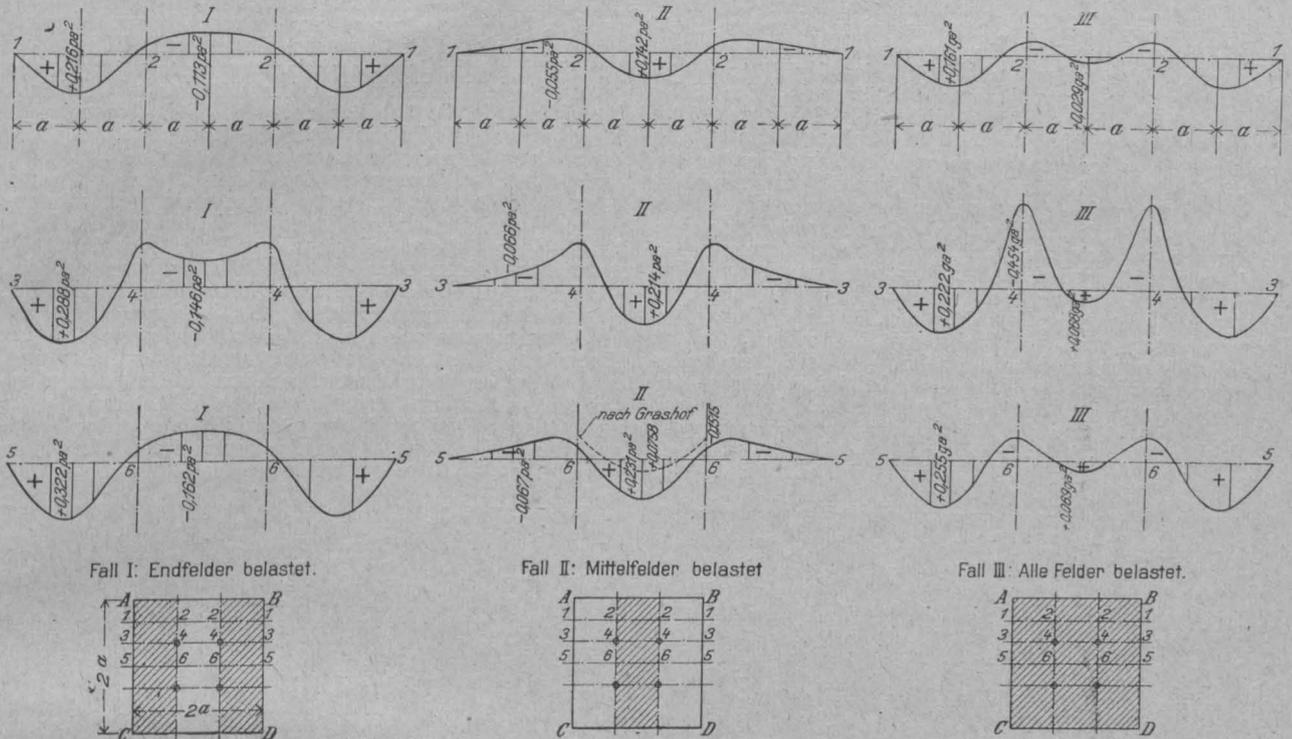


Abbildung 6. Reduzierte Biegemomente einer durchlaufenden Pillecke.

Schichtenlinien der elastischen Fläche.

Spannungsmomente.

Reduzierte Biegemomente.

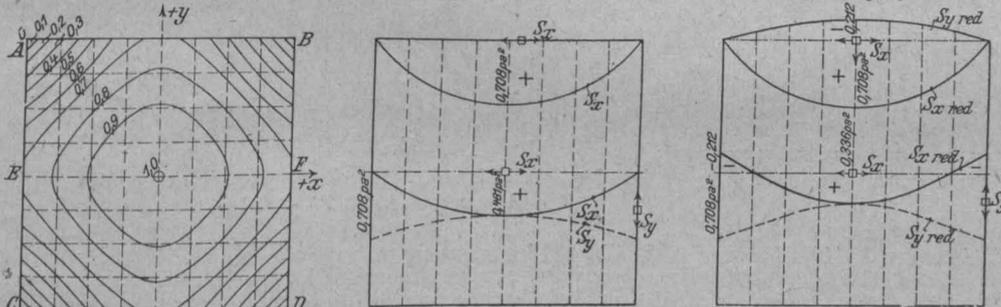


Abbildung 7. Untersuchung der gleichmäßig belasteten auf vier Eckpunkten aufliegenden quadratischen Platten.

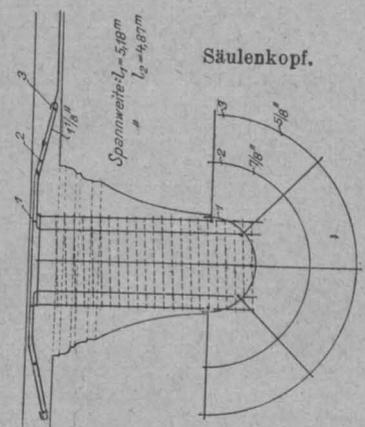
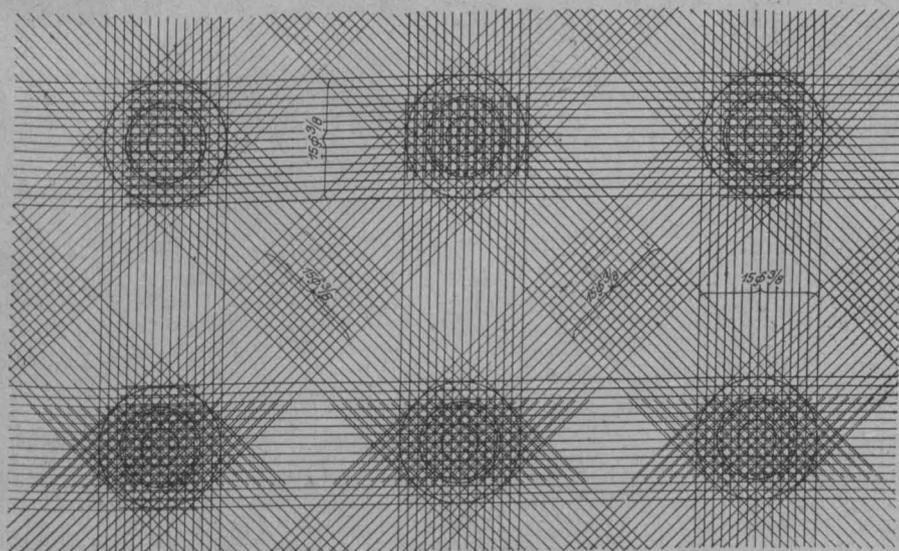


Abbildung 8. Pillecke Bauart Turner. Gebäude der Northwestern Glass Company in Minneapolis.

daß die Ränder der Außenfelder durchweg auf Umfassungswände oder Unterzüge frei aufliegen; ein Fall, der in der Praxis am meisten vorkommen dürfte. Auf Grund zahlreicher Vergleichsrechnungen habe ich festgestellt, daß die größten Spannungen in den Endfeldern entstehen, wenn nur die äußeren Feldreihen, die senkrecht zu der zu untersuchenden Spannungsrichtung angeordnet sind, sämtlich belastet werden; ebenso treten die größten Spannungen in

Vorbedingung für die ungünstigste Beanspruchung der Platte.

Im ersten Fall treten, wie zu erwarten ist, in den belasteten Außenfeldern positive, in den unbelasteten Mittelfeldern negative Biegemomente auf; im zweiten Fall haben die Außenfelder negative, die belasteten Mittelfelder positive Biegemomente aufzunehmen. Sind alle Felder zugleich belastet, so wechseln die positiven Feld-

momente mit den negativen Momenten über den Stützen und über deren Verbindungslinien.

Es zeigt sich wieder, daß die Außenfelder stärker als die Mittelfelder, und zwar in den mittleren Reihen in beträchtlicherem Maße als in den äußeren Reihen auf Biegung beansprucht werden. Die negativen Momente sind in der unmittelbaren Nähe der Stützpunkte sehr bedeutend, nehmen aber längs der Verbindungslinien der Stützpunkte mit wachsendem Abstand von den Stützen in jeder Richtung rasch ab. Diese Eigentümlichkeit ist leicht zu erklären, wenn man bedenkt, daß die Deckenstreifen (3—4), welche unmittelbar von Stütze zu Stütze durchlaufen, als kontinuierliche Träger mit festen Stützpunkten aufzufassen sind, während sich die dazwischen liegenden Streifen (1 bis 2) und (5—6) wie durchgehende Balken mit elastischen Stützpunkten verhalten und geringere Stützenmomente und um so größere Feldmomente aufzunehmen haben. Vergleicht man die Werte, welche im vorliegenden Fall unter der Voraussetzung breiter Stützen mit kurzen Vouten ermittelt worden sind, mit denjenigen, die vorhin unter den gleichen Annahmen über die Ausbildung des Stützenkopfes bestimmt wurden, so erkennt man, daß infolge der ungünstigen Lastverteilung die positiven Momente in den Streifen zwischen Stützen um 52 % bei den Endfeldern (Schnitt 3—4), um 13,5 %, bei den Mittelfeldern (Schnitt 4—4), gewachsen sind, während die Zunahme bei den äußeren Strei-

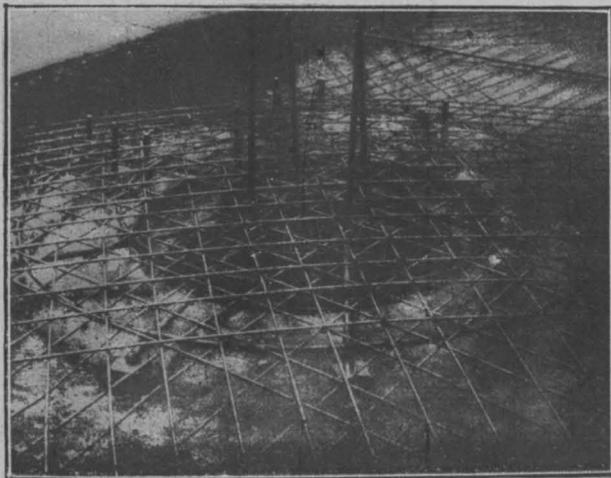


Abbildung 9. Verteilung der Bewehrung über dem Stützenkopf (vergl. Abbildung 8).

fen, die keine Stütze durchkreuzen, 111 % bei den Endfeldern (Schnitt 1—2) und 37,5 % bei den Mittelfeldern (Schnitt 2—2) beträgt. Der Spannungszuwachs der mittleren Feldreihe ist für die mittleren Streifen, bei denen sich die Nachgiebigkeit der Stützung am meisten bemerkbar macht, noch bedeutender; er erreicht für die Mittelfelder die Größe von 125 % (Schnitt 6—6).

Um ein vollständiges Bild vom Einfluß der Kontinuität zu gewinnen, habe ich auch den Spannungszustand einer quadratischen, auf den vier Ecken aufruhenden, gleichmäßig belasteten Platte untersucht. Abb. 7 zeigt der Reihe nach die Schichtenlinien der elastischen Fläche, die Momentenfläche der wahren und der reduzierten Hauptbiegungsspannungen am Rand und im Mittelschnitt der Platte. Da die entlastende Wirkung angrenzender Felder fehlt, so entstehen in der Plattenmitte und besonders in der Mitte des Randes sehr beträchtliche Biegemomente. Der Vergleich mit der Abb. 6 läßt umgekehrt erkennen, daß der Mittelstreifen der mittleren Reihe einer durchlaufenden Decke im Außenfeld 95,5 % (Schnitt 5—6), im Mittelfeld 68,8 % (Schnitt 6—6) der Biegungsspannungen des freistehenden Einzelfeldes aufzunehmen hat, während auf den über die Stützen durchlaufenden Deckenstreifen im Außenfeld nur 45,4 % (Schnitt 3—4), im Mittelfeld nur 30,3 % (Schnitt 4—4) der fraglichen Spannungen entfallen.

Diese Zahlengegenüberstellung beweist, daß im letzten Grund die durchlaufenden Pflzdecken denselben Gesetzen wie die durchgehenden Balken folgen und im gleichen Maß wie die letzteren in ihren Formänderungen und in ihren Spannungen von der Art der Lastverteilung wesentlich beeinflusst werden.

Diese Schlußfolgerung im Verein mit den früheren Feststellungen liefert den Maßstab für die Beurteilung des Wertes des Eddy'schen Rechnungsverfahrens; sie führt zu der Erkenntnis, daß die auf Grund dieses Verfahrens bemessenen Decken den gewöhnlichen Balken an Tragfähigkeit zweifellos nachstehen und wahrscheinlich nicht viel mehr als einen zweifachen Sicherheitsgrad aufweisen.

Man wird diesen theoretischen Betrachtungen entgegenhalten, daß die Decken in der Bauart Turner im Laufe der letzten 12 Jahre bereits tausendfach ausgeführt, sich glänzend bewährt und als hinreichend tragfähig erwiesen haben. Diese Tatsache steht aber nicht im Widerspruch mit den Ergebnissen der genauen Untersuchungen, wenn man bedenkt, daß zunächst die nach den Eddy'schen Formeln für die Gebrauchsbelastung errechneten Spannungswerte in den Eddy'schen Ausführungen erheblich geringer sind als die üblichen zulässigen Spannungen, daß ferner in der Wirklichkeit weder die Größe noch die Verteilung der Nutzlasten in einem Stockwerk und noch viel weniger in allen Geschossen den Voraussetzungen für die Entstehung der ungünstigsten Beanspruchungen entsprechen und daß schließlich die starre Verbindung der Decken mit den Stützen bei einseitiger Belastung eine Rahmenwirkung erzeugt und somit die Mitwirkung der angrenzenden unbelasteten Felder merklich einschränkt; der Biegungswiderstand der Stützen ist in der Tat für die Tragfähigkeit der schwach bewehrten und wenig steifen Turner'schen Decken von ausschlaggebender Bedeutung, er entlastet die über den Stützen durchlaufenden Deckenstreifen, erhöht ihre Steifigkeit und schafft hierdurch für die mittleren Streifen die zur völligen Wirkung der Kontinuität erforderlichen festen Auflagerpunkte. Um diese Aufgabe zu erfüllen, müssen aber die Stützen beträcht-

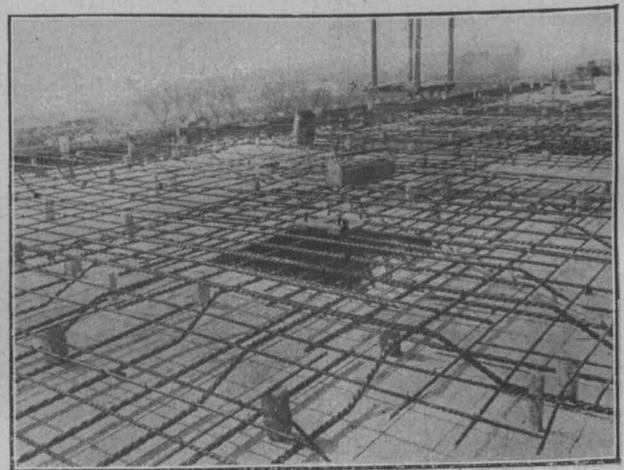


Abbildung 10. Bewehrung nach dem sogenannten Zweibahnensystem mit Fortfall der Diagonaleisen.

liche Biegungsspannungen aufnehmen, die weder in der Berechnung noch in der Ausführung der Turner'schen Decken genügend berücksichtigt sind.

Auf Grund der vorstehenden Betrachtungen ist es nun möglich, die Vor- und Nachteile der konstruktiven Durchbildung der Pflzdecken richtig zu bewerten. Die Abbildung 8 zeigt die Anordnung der Bewehrung in den Decken der Northwestern Glass-Company. Die Spannweite beträgt in der Längsrichtung 5,18 m, in der Querrichtung 4,87 m. Die Decken sind 20 cm stark und mit vier Scharen von je 15 $\frac{3}{8}$ -zölligen Rundeisen in den Rand- und Diagonallinien versehen. Die vier Gruppen von Eiseneinlagen kreuzen sich über dem Stützenkopf; an der gleichen Stelle werden entweder die Rand- oder die Diagonaleisen der Reihe nach gestoßen und durch die Uebergriffe somit die Bewehrungsmenge verstärkt. Außerdem werden zur Aufnahme der radialen Biegungsspannungen acht kräftige Stützeisen in die Deckenfläche ungebogen, während, um die verschiedenen Eiseneinlagen in der richtigen Lage zu halten und die tangentialen Biegungsspannungen zu übernehmen, drei Eisenringe konzentrisch angeordnet sind. Die Lage und die Gestalt dieser Radial- und Ringeseisen sind die besonderen Merkmale der Bauart Turner und sollen eine außergewöhnliche Steifigkeit des Pflzkopfes gewährleisten. In baulicher Hinsicht kann meines Erachtens die überaus dichte Anhäufung des Eisens über den Kreuzungsstellen nicht als ein Vorzug bezeichnet werden; es dürfte trotz aller Sorgfalt in der Flecht- und Stampfarbeit, kaum möglich sein, eine lückenlose Umhüllung des enghemmasigen Eisengeflechtes mit Beton zu erzielen, ein Umstand, der gerade für die Deckenquerschnitte, welche die größten Spannungen aufzunehmen haben, nicht ohne Belang ist. In der Tat haben Dehnungsmessungen gezeigt, daß benachbarte Eisen durchaus ungleichmäßig beansprucht werden.

Ein weiterer Fehler ist in dem Umstand zu erblicken, daß in der Randmitte keinerlei Bewehrung zur Aufnahme der oberen Biegungsspannungen senkrecht zu den Randlinien vorhanden ist und daß alle Stäbe jeder Eisenschar

zu gleicher Zeit aufgebogen sind; die unbewehrten Stellen am oberen Rande der Platte in der Seitenmitte und am unteren Rande in den Diagonalzwickeln haben auch bei Versuchen keine erhebliche Reiß-Sicherheit gezeigt.

Die Verteilung der Bewehrung über dem Stützenkopf, die Anordnung der Ringe, ihre Verbindung mit den radialen Eisen sind aus der Abb. 9, S. 158 ersichtlich. Um die vorhin besprochenen Nachteile dieser Eisenführung zu vermeiden, hat man in Amerika die Bewehrung auch nach dem sogenannten Zweibahnensystem verteilt: es fallen dann, wie die Abb. 10 zeigt, die Diagonaleisen fort und die ganze Bewehrung ist nur in der Längs- und in der Querrichtung angeordnet. Die Vorteile dieser Lösung sind meines Erachtens nicht zu verkennen, nicht allein hinsichtlich der Ausführung, sondern auch, weil der Verlauf der Bewehrung der Richtung der jeweils auftretenden Hauptbiegungsspannungen am besten angepaßt ist.

Für einen von der Huta, Hoch- und Tiefbau-Aktiengesellschaft Breslau, ausgearbeiteten Entwurf*) habe ich hinsichtlich der Eisenführung die gleichen Grundsätze gewählt. Die Decken sind für ein Lagergebäude bestimmt; die Stützenentfernung in jeder Richtung beträgt 5,0 m, die Nutzlast 1000 kg/m². Die Berechnung ist mit Hilfe der aus den genauen Untersuchungen abgeleiteten Formeln und unter Zugrundelegung einer zulässigen Beanspruchung von 40 kg/cm² für den Beton und 1200 kg/cm² für das Eisen erfolgt. Bei einer Deckenstärke von 18 cm besteht die Bewehrung in jeder Richtung je nach der Lage der Streifen aus je 6 oder 7 Rundeisen von 12 oder 14 mm Durchmesser auf 1 m Deckenbreite, entspricht somit durchaus den normalen Bewehrungsverhältnissen einer gewöhnlichen, kreuzweise bewehrten Decke. Ueber den Stützenköpfen sind unter Berücksichtigung der Stöße und der Uebergriffe nicht mehr als 10 Rundeisen von 14 mm auf 1 m Breite in jeder Richtung vorhanden, eine gute Stampfarbeit ist also ohne Weiteres möglich. Zur Verstärkung des Stützenkopfes, zur Aufnahme von Schub- und Biegungsspannungen ist außerdem ein Rost von 6 kräftigen Bügeln in den Diagonalachsen angeordnet; sie bezwecken zugleich einen biegefesten Anschluß der Decken an die Stützen zu bewirken und die Hauptbewehrung in der richtigen Lage festzuhalten. Da in den Mittelfeldern auch negative Biegemomente entstehen können, so sind schließlich am oberen Rande der Platte 8 Rundeisen von 8 mm Stärke auf 1 m Breite angeordnet.

Dieses Beispiel zeigt, daß eine Decke, die nach den Ergebnissen einer genauen Berechnung durchgebildet ist, durchaus nicht übermäßig stark wird. Der Eisenaufwand, verglichen mit der Bewehrungsmenge der Eddy'schen Ausführungen, ist zwar erheblich, aber jedenfalls kaum größer als bei einer normalen Balkendecke. Daß der Eisenbedarf, der für eine Eddy'sche Pilzdecke gebraucht wird, nicht mehr als die Hälfte derjenigen Menge beträgt, die auf Grund der neuen Berechnung erforderlich ist, erscheint im Hinblick auf die vorhin nachgewiesenen Unterschiede in den für die Dimensionierung maßgebenden Werten der Biegemomente wohl erklärlich und nicht erstaunlich, wenn man obendrein beachtet, daß bei den Decken, die in Amerika auf Grund anderer Näherungsberechnungen bemessen worden sind, der Eisenverbrauch ebenfalls durch-

*) Wir müssen Raummangels halber auf die Wiedergabe der Konstruktionszeichnungen leider verzichten.

Vermischtes.

Zum Vorsitzenden der Reichsstelle für Zement ist anstelle des verstorbenen Wirkl. Geh. Ob.-Brts. GERMELMANN, dessen Nachfolge als Vorsitzender des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“ er bereits übernommen hatte, der Geh. Brt. LORENZ-MEYER im preuß. Ministerium der öffentl. Arbeiten ernannt worden. —

Mathematische Ermittlung der Bogenform für nach der „Eigengewichtsstützlinie“ geformte Gewölbe mit voller Auffüllung. Zu dem gleichnamigen Aufsatz in No. 12 unserer Mitteilungen vom 28. Juni 1919 erhalten wir jetzt eine Zuschrift von Reg.-Bmstr. SCHAACK in Hannover-Linden, wonach der Grundgedanke keineswegs neu sei. „Die den Gleichungen 8 und 18a entsprechenden Gleichungen finden sich u. A. teils in Autenheims Elementarbuch der Differential- und Integralrechnung v. J. 1895 (4. Aufl. S. 437). Die „Eigengewichtsstützlinie“ wird meines Wissens auch Aklinoide genannt und dürfte unter diesem Stichwort wohl fast in allen einschlägigen mathematischen Lehrbüchern usw. zu finden sein.“ Wir kommen dem Wunsche des Einsenders auf Wiedergabe dieses Hinweises nach. —

Einen Werkstatt-Laufkran in Eisenbeton von 10 m Spw. und 3 t Tragkraft veröffentlicht die „Schweizer. Bauztg.“ in ihrer Nummer vom 25. Okt. 1919. Die Abbildung ist dem „Genie Civil“ vom 7. 3. 19 entnommen. Die Laufkranträger sind als halbparabolischer Fachwerkträger geformt. Für

schnittlich doppelt so groß als bei den Eddy'schen Ausführungen geworden ist.

Es könnte vielleicht unter diesen Umständen als fraglich hingestellt werden, ob die entsprechend den genaueren Untersuchungen stärker ausgebildeten Decken in wirtschaftlicher Hinsicht den üblichen Balkendecken überhaupt überlegen sind. Auf Grund meiner bisherigen Ermittlungen glaube ich diese Frage bejahen zu können, ich füge aber gleich hinzu, daß in normalen Fällen die durch Verwendung von Pilzdecken zu erzielende Ersparnis nicht viel mehr als 15 bis 20 v. H. der Kosten einer Balkendecke betragen dürfte. Die Vorteile der Pilzdecke sind im Allgemeinen um so bedeutender, je größer die vorgeschriebene Nutzlast ist und je mehr die Bauhöhe für eine Balkendecke eingeschränkt wird. Es ist hierbei vorausgesetzt, daß bei der Querschnittbemessung der trägerlosen Decken keine höheren Spannungen als bei einer gewöhnlichen Balkendecke zugelassen werden. Bedenkt man jedoch, wie beträchtlich die wirklichen Beanspruchungen auch innerhalb der Gebrauchsbelastung bei den Decken der Bauart Turner sein müssen, so erscheint es ratsam, die Frage zu prüfen, ob es nicht angängig wäre, für die nach den genauen Berechnungen bemessenen Pilzdecken größere Beanspruchungen zu gestatten. Ich glaube, daß eine Erhöhung der zulässigen Betondruckspannungen auf 60 kg/cm² durchaus unbedenklich wäre, sie würde aber auch genügen, um eine erhebliche wirtschaftliche Überlegenheit der Pilzdecken zu erzielen.

Die Wahl der zulässigen Beanspruchungen wird sich allerdings in erster Linie auf Versuchsergebnisse stützen müssen. Die Durchführung neuer Versuche wird auch deswegen erforderlich sein, weil die grundlegende Frage, ob für die Beurteilung der Bruchsicherheit von Eisenbeton-Platten die Theorie der größten Schubspannung oder die Theorie der größten Dehnung maßgebend sein soll, leider noch nicht geklärt ist. Es wäre daher sowohl im wissenschaftlichen Interesse wie mit Rücksicht auf einen wirtschaftlichen Fortschritt dringend zu wünschen, daß die Untersuchung dieser Frage in das Versuchsprogramm des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“ aufgenommen wird. Inzwischen könnten, um eine Grundlage für die baupolizeiliche Behandlung der Pilzdecken zu schaffen, vorläufige Bestimmungen für die Berechnung und die Ausführung dieser Decken erlassen werden; sie müßten insbesondere, da es nicht die Aufgabe der Praxis sein kann, für jeden Einzelfall schwierige wissenschaftliche Untersuchungen aufzustellen, in ähnlicher Art wie es bereits bei den einfachen durchlaufenden Decken der Fall ist, Näherungsformeln für die Hauptbiegungsmomente der wichtigsten Querschnitte enthalten. Eine derartige Normalisierung der Berechnung und der Querschnittbemessung ist auf Grund der vorliegenden genauen Untersuchung ohne Beeinträchtigung der an die Sicherheit des Tragwerkes zu stellenden Forderungen wohl möglich und dürfte sicherlich für die Verwendung von Pilzdecken in Deutschland von großem Nutzen sein.

Ich glaube im Sinn vieler Fachgenossen zu sprechen, wenn ich an den „Deutschen Beton-Verein“ die Bitte richte, die Ausarbeitung dieser Bestimmungen in die Hand zu nehmen und hierdurch den Weg zur Einführung und vor allem zur Vervollkommnung einer für den Eisenbetonbau in vielen Fällen vorteilhaften Deckenart zu ebnen. —

den Kran wurde eine Betonmischung von 400 kg Portlandzement auf 0,9 m³ Kies und 0,4 m³ Sand verwendet. Das Gerüst des Kranes ist etwa doppelt so groß als bei einer Ausführung in Eisen, ließe sich aber ohne Verminderung der Tragfähigkeit durch Anwendung von Schlackenbeton um $\frac{1}{4}$ — $\frac{1}{5}$ herabdrücken. Die Ausführung stammt von der Fa. Beccat in Paris. Eisenmangel ist jedenfalls die Veranlassung zu Ausführungen dieser Art. —

Eisenbeton-Roste zur Verstärkung der Schienenstoß-Bettung werden nach der „Z. d. V. D. I.“ vom 27. Sept. 19 im Bezirk der Eisenbahndirektion München seit einiger Zeit verwendet mit dem Erfolg einer Erhöhung der Tragfähigkeit der Bettung und Ersparung an Unterhaltungskosten. Die Roste werden aus Stäben von 60 mm Höhe zusammengesetzt, haben 65·90 cm Grundfläche und werden möglichst dicht unter den Stoßschwellen auf mindestens 10 cm hoher Bettung eingebaut. Auch die Lücken der Roste werden sorgfältig mit dem Bettungsmaterial ausgestampft und über dem Rost ist eine Abgleichschicht aus Bettungsmaterial, gemischt mit gereinigtem Grus von 1,5—2,5 cm Korngröße, eingebracht, die, wasserdurchlässig und elastisch, sich gut bewährt hat. Diese Eisenbeton-Roste haben nur rd. 1200 M. für 1 km an Mehraufwand erfordert. Das Unterstopfen des Gleises erfordert aber jetzt 1000—2000 M. für 1 km Gleis und Jahr je nach den Umständen. Bei Anwendung der Roste werden die Unterhaltungskosten sehr gering. —

Donau-Schleppkahn in Eisenbeton. In unserem Hauptaufsatz in der vorliegenden Nummer bringen wir die Ausführung eines Donau-Schleppkahnes in Eisenbeton durch die Firma Wayss & Freytag zur Darstellung. Wie aus einem Aufsatz von Prof. Dr.-Ing. Förster in der „Z. d. V. D. I.“ No. 42/19 hervorgeht, hatte auch die Firma Dyckerhoff & Widmann einen Schleppkahn nach demselben Typ in Eisenbeton in Angriff genommen. Die zulässige Eisenspannung wurde dabei für Zug und Druck auf 1000 kg/cm^2 , die höchste Druckspannung im Beton auf 40 kg/cm^2 festgesetzt, obgleich nach Versuchen mit der für den Zweck besonders zusammengesetzten Betonmischung die Zulässigkeit einer Druckspannung von 50 kg/cm^2 vorlag. Die Zugspannungen in Beton wurden durchweg durch Eisen aufgenommen, die Betonquerschnitte dabei aber so gewählt, daß die Zugbeanspruchung im Beton keinesfalls 24 kg/cm^2 überschritt, um mit Sicherheit Rißbildungen auszuschließen. Die Schubspannungen wurden wieder, soweit sie 4 kg/cm^2 überschreiten, durch Bügel oder aufgebogene Schrägeisen aufgenommen.

Raum- und Schotten-Anordnung, Lukengröße und Bauweise der beiden Schiffe ähneln übrigens einander.

Der A.-G. Dyckerhoff & Widmann war im Jahr 1918 der Hauptteil der für die deutsch-rumänische Schiffswerft Giurgiu vergebenen Aufträge übertragen, sie nahm daher die Schiffe auf einer in Turn Severin erbauten Schiffschleppe in Angriff mit Unterstützung der deutschen Bergungsgruppe daselbst, die auch das Material, besonders die erforderlichen 300 m^3 Gerüst- und Schalholz größtenteils in Rumänien beschaffte. Der Bau war Anfang November 1918 bis zur vollständigen Doppelschalung gediehen und der Guß sollte Mitte November vorgenommen werden. Der Zusammenbruch Deutschlands ließ es dazu nicht kommen. Nach Herstellung eines Wetterdaches über dem Werk mußte dieses an den ablösenden rumänischen Werftdirektor übergeben werden.

Bemerkt sei, daß beide Firmen den Bau im wesentlichen auf eigene Rechnung und Gefahr übernommen und sich damit, sowie durch die vergleichenden Belastungsversuche, um den Eisenbeton-Schiffbau ein besonderes Verdienst erworben haben. —

Ueber den Bau von Eisenbahn-Güterwagen in Eisenbeton sind nach der „Schweiz. Bauzeitung“ v. 8. Nov. 19 sowohl in Frankreich, wie auch in den Vereinigten Staaten mit Rücksicht auf den Mangel an Eisen Versuche angestellt worden. Auf den französischen Staatsbahnen ist danach seit einigen Monaten ein Zisternen-Wagen in Betrieb, bei dem Untergestell und Behälter aus Eisenbeton hergestellt sind. Nach „Génie Civil“ vom 14. Juni 1919 verkehrt auf der Illinois Central Railroad ein Trichterwagen von 50 t Fassung mit 24 t Eigengewicht. Die Seitenwände haben 38 , der Boden 54 mm Stärke. —

Literatur.

Asbestzementschiefer. Heft 12 der Veröffentlichungen „Zementverarbeitung“, herausgegeben von Baurat Dr.-Ing. Riepert. 8^o, 36 S. Text mit 39 Textabb. Charlottenburg 1919. Zementverlag G. m. b. H. —

Das kleine Heft, das mit zahlreichen Abbildungen ausgestattet ist, welche die gute Wirkung und mannigfache Anwendungsmöglichkeit dieses sehr brauchbaren Eindeckungsmaterials zeigen, gibt eine gute Uebersicht über die Vorzüge, die Herstellung, die Verwendungsmöglichkeit und die verschiedenen Formen der Eindeckung und Wandverkleidung mit diesem Baustoff und bringt zum Schluß eine kleine Anleitung zur Güteprüfung, die bei der geringen Stärke der Platten fortlaufend durchgeführt werden muß, um sicher zu sein, daß nur gut verarbeitetes Material zur Anwendung kommt. Wenn wir etwas vermissen, so ist es ein näheres Eingehen auf die Frage der Feuersicherheit, die mit Rücksicht auf die bei einigen Brandfällen gemachten Beobachtungen, die zunächst dem Material als solchem zur Last gelegt wurden, nicht unerörtert hätte bleiben sollen.

Unter dem Begriff Asbestzementschiefer werden übrigens eine ganze Reihe verschiedener Erzeugnisse zusammengefaßt, die unter den Namen Eternit, Termolit, Thümmelit- und Fiebrola-Kunst-Schiefer in den Handel gebracht, im wesentlichen denselben Charakter tragen und in Bezug auf ihre Wertigkeit im wesentlichen wohl auch gleich zu schätzen sind. —

Einfluß der Stablänge auf die Dehnung. (Das Verhältnis zwischen den Dehnungen von Zugproben mit den Meßlängen $l=5d$ und $l=10d$ bei sonst gleichen Abmessungen und aus demselben Stoff.) Von Geh. Reg.-Rat Dr.-Ing. h. c. M. Rudloff. (Heft 215 der „Forschungsarbeiten auf dem Gebiet des Ingenieurwesens“, herausgegeben vom „Verein Deutsch. Ing.“) Berlin 1919. Selbstverlag des Ver-

eins Deutscher Ingenieure. Kommiss.-Verlag Julius Springer. Pr. 8 M. (Für Vereinsmitglieder, Lehrer und Schüler techn. Schulen 6 M.) —

Für praktische Versuche bei Rundstäben empfahl der „Deutsche Verband für die Materialprüfungen der Technik“ 1900 die Meßlänge l gleich dem 10fachen Durchmesser zu wählen, und für kurze Stäbe gleich $5d$. Rücksichten auf Material- und Arbeitersparnis haben neuerdings wieder zu dem Vorschlag geführt, als normale Zerreißlänge $l=5d$ anzunehmen, umsomehr als bei Bruchstücken, die bei Unfällen entstanden sind, eine größere Meßlänge oft nicht zu erreichen ist. Der „Deutsche Verband“ hat daher dieser Anregung zugestimmt. Um jedoch dem kurzen Probestab den Weg in die praktische Anwendung zu eröffnen, war es nötig, die zu fordernden Dehnungswerte für diesen Stab festzustellen statt der jetzt für $l=10d$ vorgeschriebenen. Dieses Ziel verfolgt der Bericht, der sich auf umfangreiche Vergleichsversuche stützt, die einerseits unmittelbar mit den beiden Stabformen ausgeführt worden sind, teils auf Dehnungsmessungen über verschiedene Meßlängen auf demselben Stab fußen. Außerdem sind auch noch die Ergebnisse anderer Zugversuche herangezogen. Es handelt sich um die Auswertung vieler Hunderte von Versuchen, deren Ergebnisse in umfangreichen Tabellen und zahlreichen graphischen Darstellungen der Schrift beigegeben sind. Verfasser untersucht eingehend die verschiedenen Einflüsse, die auf die Größe der Dehnung einwirken, und sucht feste Beziehungen für das Verhältnis der Dehnungen herzustellen.

Die Versuche mit den beiden Stablängen ergaben ziemlich stark schwankende Werte für das Verhältnis der beiden Dehnungen, es ist also nicht zulässig, zur Umrechnung der Dehnung für die Meßlänge $l=10d$ auf die Dehnung für $l=5d$ (oder umgekehrt) ein einheitliches Verhältnis zu benutzen. Die Schwankungen, die namentlich bei kleinen Dehnungen bedeutend sind, stehen in Abhängigkeit von dem Einfluß, den die Querschnittsveränderung des Stabes bei derselben Dehnung an der letzteren hat, ob es klein oder groß ist. Erst mit wachsender Dehnung nähert sich das Verhältnis einem gleichbleibenden Wert, der schließlich bis auf 1 heruntergeht. Es bedarf noch eingehender Untersuchungen, um diese Einflüsse erfassen und dann einfache Umrechnungswerte festlegen zu können. —

Der Eisenbeton-Schiffbau. Von M. Rüdiger. Berlin W. 9, 1919. Verlag Julius Springer. Pr. geh. 11 M. —

Aus der Tatsache, daß der Verfasser der vorliegenden Abhandlung einige kleine Schiffe der neuen Bauart ausgeführt hat, leitete er wohl die Berechtigung und Befähigung ab, als Fachmann über dieses Thema zu schreiben. Sachlicher Inhalt und Form der Veröffentlichung stehen zu dieser Auffassung aber in Widerspruch. Zunächst gibt sie keinerlei Aufschluß über den praktischen Erfolg der eigenen Bauten des Verfassers und sie schweigt sich völlig aus über das, was den Leser besonders interessiert hätte, nämlich die Bauart und die Patente Rüdigers, welche letztere unseres Erachtens kaum einen Schutzwert beanspruchen können. Es fehlt dem elementar gehaltenen Werk, das viele Wiederholungen aufweist und zahlreiche Behauptungen ohne ausreichende Begründung aufstellt, an der notwendigen wissenschaftlichen Vertiefung und Gründlichkeit, mit der allein der Eisenbeton-Schiffbau gefördert werden kann. Alle wesentlichen Abbildungen des Buches sind übrigens schon in der Veröffentlichung von W. Kämmerner in der Zeitschrift d. V. D. I. 1918, S. 622 ff., enthalten. Auf eine kritische Würdigung des, übrigens auch stilistisch wenig erfreulichen Werkes, einzugehen, müssen wir uns versagen. Der altbewährte Verlag hat mit seiner Herausgabe keinen glücklichen Griff getan. —

F. W. Achenbach.
Nachschrift der Schriftleitung. Zu dem vorstehend besprochenen Buch erhalten wir mit dem Ersuchen um Veröffentlichung die nachstehende Zuschrift:

Die Eisenbeton-Schiffbau A.-G. in Hamburg legt Wert auf die Bekanntgabe der Mitteilung, daß sie in keiner Weise mit dem unlängst erschienenen Buch „Der Eisenbeton-Schiffbau“ (Verlag Julius Springer) ihres ehemaligen Beamten Hrn. Ing. M. Rüdiger in Verbindung steht und auch den Inhalt des Werkes in keiner Weise deken kann. Das Buch ist vielmehr gegen die seinerzeitigen ausdrücklichen Weisungen der Geschäftsleitung der Eisenbeton-Schiffbau A.-G. von Hrn. Rüdiger in Druck gegeben worden. —

Inhalt: Eisenbeton-Schiffbauausführungen der Firma Wayss & Freytag A.-G. (Schluß). — Die Tragfähigkeit und die Wirtschaftlichkeit trägerloser Pilzdecken. (Schluß). — 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.