

ARMIERTER BETON.

1908. JULI.

INHALT:

- XI. Internationaler Schifffahrts-Kongreß in Petersburg. S. 173.
- Die Zukunft des armierten Betons im Wasserbau. Von L. A. Sanders. (Fortsetzung von S. 158). S. 175.
- Näherungsformeln für Eisenbetonplattenbalken. Von Reg.-Baumeister Heintzel (Göppingen). S. 181.
- Kastensilo für Zement der Ennigerloher Portlandzement- und Kalkwerke Grimberg & Rosenstein A.-G. S. 183.
- Einige Betrachtungen über Simplex-Betonpfähle. Von W. A. Groninger. S. 186.
- Rundschau. S. 187.
- Verschiedene Mitteilungen S. 190: Die süddeutschen Ausstellungen 1908. Wettbewerb um eine Straßenbrücke über die Ruhr in Mühlheim. Eisenbeton als Baumaterial für explosions sichere Fabriken. — Bücherbesprechungen. S. 191. — Neue Bücher. S. 192.

XI. INTERNATIONALER SCHIFFAHRTS-KONGRESS (31. MAI BIS 7. JUNI) IN PETERSBURG.

Die Verwendung des Eisenbetons bei Wasserbauten.

Unter den internationalen Vereinigungen, welche den Zweck haben, auf periodisch wiederkehrenden Kongressen technische und damit zusammenhängende wirtschaftliche Fragen zu besprechen, nimmt der internationale Schifffahrtskongreß dank seiner vorzüglichen Organisation und der zielbewußten Leitung der Zentralbüros die erste Stelle ein. Daß diese Bedeutung nach Gebühr gewürdigt wird, zeigt der Umstand, daß alle Kulturstaaten zu dem in Petersburg in der Zeit vom 31. Mai bis 7. Juni stattgehabten Kongresse eine grosse Anzahl offizieller und nicht-offizieller Vertreter entsandten. Der XI. internationale Kongreß ist hervorgegangen aus den früheren Kongressen für Binnen- und Seeschifffahrt und Ausnutzung der Binnengewässer, welche 1885 in Brüssel, 1886 in Wien, 1888 in Frankfurt a. M., 1889 in Paris, 1890 in Manchester, 1891 in London, 1892 in Paris, 1894 im Haag, 1898 in Brüssel, 1900 in Paris, 1902 in Düsseldorf und 1905 in Mailand stattgefunden haben. Der Kongreß hatte den Zweck, sowohl die Hebung des allgemeinen Interesses zum Schifffahrtswesen, als auch im besonderen die Ausarbeitung theoretischer und praktischer Fragen, die sich auf Fluß- und Seebauten und die technische und wirtschaftliche Ausnutzung der Binnenwasserstraßen und Seehäfen beziehen. Diese Zwecke sollten durch Vorträge und Mitteilungen über die vorher gestellten Fragen und durch deren öffentliche Diskussion erreicht werden.

Es würde zu weit führen, an dieser Stelle alle Fragen zu berühren, die den Kongreß beschäftigen; die Leser dieser Zeitschrift dürfte es aber interessieren, in welcher Weise der Eisenbeton zur Sprache kam.

Es bedarf wohl keiner weiteren Begründung, wenn behauptet wird, daß die Verwendung des Eisenbetons bei Fluß- und Seebauten auf die Bauökonomie und auf die Erhaltungskosten der Bauten und die damit zusammenhängenden wirtschaftlichen Fragen von großem Einfluß ist. Um so mehr ist es zu verwundern, daß die Generalberichterstattung bei der Zusammenfassung aller vorliegenden Berichte und Mitteilungen nicht mit der unbedingt notwendigen Sorgfalt und Gründlichkeit vorgegangen ist, wie noch weiter unten mitgeteilt werden soll.

Für die Verwendung des Eisenbetons bei Wasserbauten liegt eine kaum zehnjährige Erfahrung vor, und die erzielten Resultate können als sehr günstig bezeichnet werden, mit einigen Ausnahmen bei Meeresbauten, welche zu ebenso großer Vorsicht mahnen, wie sie bei der Verwendung von anderen Baumaterialien angebracht ist. In dieser Hinsicht lagen einige wertvolle Vorschläge über die Mittel zur Erhaltung von Eisenbetonbauten im Meerwasser vor. Bei Binnenwasserstraßen wird der armierte Beton in den meisten Fällen imstande sein, alle anderen bisher ausschließlich verwendeten Baustoffe zu ersetzen; in manchen Fällen wird dies auch bei Meeresbauten möglich sein, was aus den Mitteilungen über ausgeführte Bauten hervorgeht, die dem Kongresse vorlagen, und über die noch eingehend berichtet werden soll.

Die Mitteilungen, welche dem Kongreß zugegangen sind, lassen sich in zwei Gruppen teilen.

Gruppe I. Mitteilungen über die Verwendung von armiertem Beton bei Wasserbauten; in dieser Gruppe lagen Berichte vor von den Herren:

1. Wouter Cool, Ingenieur der öffentlichen Arbeiten der Stadt Rotterdam (Holland),
2. A. Lundberg, Chef der Hafnarbeiten, Stockholm, und W. Carling, Stadtbaudirektor, Norrköping (Schweden),
3. Professor Siegmund Müller, Charlottenburg, technische Hochschule (Deutschland),
4. Mr. A. de Préaudeau, inspecteur général des Ponts et Chaussées (Frankreich),
5. M. M. Twelvetrees (England),
6. P. Vosnessenski, Ingenieur des Voies de Communication (Rußland).

Gruppe II. Verwendung von armiertem Beton bei Seebauten und Mittel zur Sicherung seiner Haltbarkeit.

In dieser Gruppe lagen Berichte vor von den Herren:

1. Wouter Cool, Ingenieur der öffentlichen Arbeiten der Stadt Rotterdam (Holland),
2. Moeller, Marine-Hafenbaudirektor in Wilhelmshaven (Deutschland),
3. Nikolsky, Ingenieur des Voies de Communication (Rußland),
4. M. M. Twelvetrees (England),
5. J. Voisin, Ingénieur en chef des Ponts et Chaussées (Frankreich).

Zwei Generalberichterstatter:

M. Drouginine (Gruppe I) (Rußland),

Professor Abramoff (Gruppe II) (Rußland),

waren bestimmt, eine zusammenfassende Darstellung aller Berichte und die daraus abzuleitenden Schlußfolgerungen dem Kongresse vorzulegen. In der am 7. Juni der Besprechung des Eisenbetons gewidmeten Sitzung waren keine Generalberichte vorhanden, und die Generalberichterstatter glänzten durch ihre Abwesenheit. Deshalb glaubten einige Herren des Vorstandes, eine Viertelstunde vor der Sitzung einen Generalbericht „verfassen“ zu müssen, um ihn dem Kongresse vorlegen zu können. In höchst unsachgemäßer Weise wurden einige (6) Sätze aus den Berichten herausgegriffen und als Schlußfolgerung verlesen. Trotz der großen Zahl ausgeführter Beispiele und der damit gemachten günstigen Erfahrungen, wie sie die Mitteilungen verschiedener Staaten enthielten, wurde in diesem „Generalberichte“ nur von der Verwendung des Eisenbetons abgeraten. Der traurige Eindruck des laienhaften Resumés veranlaßte den Schreiber dieses mit Rücksicht auf die der Sache des Eisenbetons schädlichen und den Tatsachen nicht entsprechenden Schluß-

folgerungen des „Generalberichtes“ den Antrag auf Vertagung der Sitzung zu stellen, bis die Generalberichterstatter erscheinen würden. Auf eine Mitteilung, daß diese nicht anwesend seien, wurde der Antrag zurückgezogen. In nicht genug anzuerkennender Weise unternahm es Professor Siegmund Müller (Charlottenburg), sachlich den unfachmännischen Generalbericht zu tadeln und wies an der Hand der vorliegenden Berichte auf die mit dem Eisenbeton gemachten guten Erfahrungen hin. Seine Ausführungen wurden auf das kräftigste von Professor Schultze (Danzig) unterstützt. Als ein Freund des Eisenbetons setzte sich in längerer Rede Exzellenz Professor Dr. Belebubsky (St. Petersburg) für die von Prof. Müller und Prof. Schultze vorgeschlagene Resolution auf das wärmste ein; Mr. Voisin (Frankreich) stellte einen noch weitergehenden Antrag als Professor Müller und tadelte ebenso wie einige andere Redner die in der Resolution des Generalberichtes enthaltenen einseitigen und den Tatsachen nicht entsprechenden Schlußfolgerungen. Zum Schlusse gelangte eine Resolution zur Annahme, welche von Professor Müller vorgeschlagen wurde (mit einem Zusatz von Professor Schultze und einem weitergehenden Antrage von Mr. Voisin) einstimmig zur Annahme, in welcher der Kongreß die Erwartung ausspricht, die permanente Kommission werde auf dem nächsten Kongreß mit Rücksicht auf die mit dem Eisenbeton bisher gemachten guten Erfahrungen (Zusatz Schultze), die Besprechung über die Verwendung des Eisenbetons bei Wasserbauten als besondere Fragen vorschlagen und nicht wie bisher in der Form von zwanglosen Mitteilungen. Es wurden zwei Fragen vorgeschlagen:

I. Frage: Verwendung von armiertem Beton bei Binnenwasserstraßen;

II. Frage: Anwendung des armierten Betons bei Meeresbauten.

Der ursprüngliche Antrag von Professor Müller schlug nur Frage I vor und die Besprechung des Eisenbetons bei Meeresbauten in Mitteilungen wie bisher. Der weitergehende Antrag, auch den Eisenbeton bei Meeresbauten als besondere Frage zu behandeln, stammt von Mr. Voisin. So hatte die Sache des Eisenbetons dank des energischen Eintretens seiner Anhänger auf dem XI. internationalen Schifffahrtkongreß einen vollen Erfolg erzielt.

Es ist bezeichnend für die Stellung, welche der Eisenbeton heute im öffentlichen Leben einnimmt, daß der russische Minister für Handel und Industrie bei der feierlichen Eröffnungssitzung folgendes sagte: „Wir stehen vor der nicht geringen Aufgabe, unsere Häfen zweckmäßig und entsprechend den Handelsinteressen auszubauen.“

Hierbei kann ich nicht unerwähnt lassen, daß zu den Bauten russischer Häfen die Anwendung von Eisenbeton immer mehr in den Vordergrund tritt, und daß Versuche gemacht werden, Kai, Hafentmolen, Leuchttürme und andere Bauten aus diesem

neuen Material zu errichten.“ Es ist zu erwarten, daß diese Versuche bei einer fachgemäßen Behandlung dem Eisenbeton neue Verwendunggebiete erschließen werden.

E. Probst.

DIE ZUKUNFT DES ARMIERTEN BETONS IM WASSERBAU.

Von L. A. Sanders,

Ingenieur der Amsterdamer Zementwerke „Willenburg“.

(Fortsetzung von Seite 158).

In Amsterdam hegt man seit Jahren eine unveränderliche Vorliebe für die Kaimauerart, die ein Projekt des Ingenieurs De Graaf ist. Dieser Typus hat sich als der billigste für Amsterdamer Verhältnisse erwiesen, während die Stabilität auf Grund der gemachten Erfahrungen nicht angezweifelt werden kann. Der Preis per laufenden

teure Lösung durch Verwendung von armiertem Beton zu finden: Der Rotterdamer Typus ist hier erwogen worden, jedoch viel zu teuer befunden.

Offenbar ist es also schwer, einen Typus zu finden, der sich unter fast allen Verhältnissen bewähren kann oder muß. Dieser schweren Anforderung genügt jedoch unser Typus, der

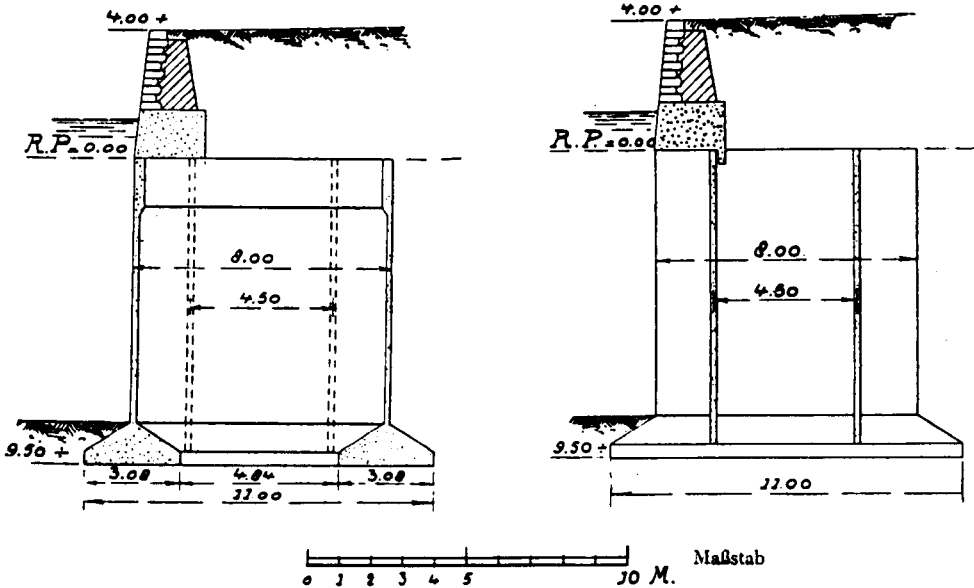


Fig. 8. Variante der Kaimauer in Rotterdam.

Meter beträgt hier, einschließlich der Erdarbeiten, der Reibhölzer und des Krangleises, ungefähr 1000—1100 F. für den Fall, dass die Tiefe vor der Mauer auf 10,30 m unter Amsterdamer Pegel gebracht wird. Es ist dies immerhin eine beträchtliche Summe; bedeutet dies doch, daß eine Kaimauer von etwa 1800 m Länge auf ungefähr 2 000 000 F. zu stehen kommt. Es ist also kein Wunder, daß auch hier allenthalben danach getrachtet worden ist und noch wird, eine weniger

aus einer Reihe hohler, zylindrischer Säulen besteht, wozwischen ein Spundplattensystem angebracht ist, um die Stabilität zu erhöhen, den Boden abzusperrern, eine geeignete Absperrung, d. h. eine wasserdichte Absperrung, zu ermöglichen und zu gleicher Zeit den Oberbau nicht zu teuer zu gestalten. In den Figuren 9, 10, 11 und 12 geben wir vier verschiedene Lösungen an, die, wie daraus hervorgeht, dasselbe Hauptprinzip gemein haben. Dieses Prinzip beruht auf der

bereits erwähnten Tatsache, daß die Säulen und der Raum zwischen den Säulen durch das Ausfüllen mit Sand oder Erde dem Ganzen ein hohes Eigengewicht sichert, so daß der minimalen Verwendung von Zement Eisen der maximale Vorteil, der mit Erdausfüllung zu erreichen ist, gegenüber steht. Der Raum zwischen den Säulen und den Platten kann mit Ton gefüllt werden, wodurch natürlich bei einer eventuellen kleinen, ungleichmäßigen Setzung die Wasserdichtheit der Fugen gesichert bleibt; auch andere nicht stark drai-

Minimum hinausgeht. Es zeigt sich, dass bei Anwendung dieses Systems 25–30% erspart wird.

Auch in Rotterdam wird dieser Typus zu bedeutenden Ersparnissen führen können. Um dies zu beleuchten, stellten wir den Entwurf nach Fig. 8 auf, wobei angenommen wurde, daß die Verhältnisse dieselben geblieben sind wie bei der Ausführung des in Fig. 6 angegebenen und beschriebenen Systems. (Siehe Seite 157, Heft 6.) Dieser Typus, der auf 800–900 F per laufenden Meter zu stehen kommt, bietet dieselbe Gewähr

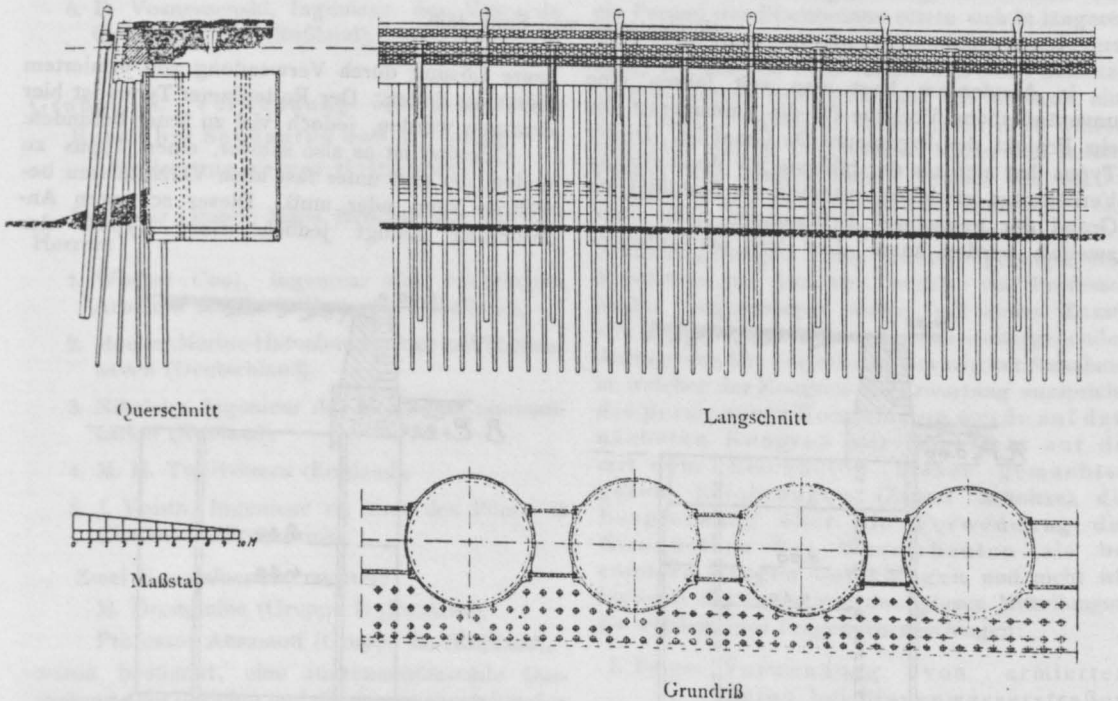


Fig. 9.

nierende Erdarten eignen sich dazu. Wenn eine solche Setzung nicht zu befürchten ist, genügt natürlich eine Sandausfüllung, weil durch das Anbringen der zweiten Platte nicht nur die Gelegenheit geboten wird, das ganze Eigengewicht der Konstruktion zu vergrößern, sondern auch eine doppelte Sicherheit für die Dichtheit der Fugen entsteht.

Wie aus den aufgestellten Kostenanschlägen sich ergibt, können Mauern dieses Systems für 700–800 F per laufenden Meter hergestellt werden, was ohne die teuren Amsterdamer Reibholzanlagen und ohne das Krangleis nicht 600–700 F per Meter erreicht; außerdem ist die Erdarbeit darin einbegriffen. Es dürfte fast überflüssig sein, hinzuzufügen, daß diese Preise nur dann so niedrig gestellt werden können, wenn die auszuführende Länge über ein bestimmtes

für Stabilität und Dauerhaftigkeit, während hier die Ersparnis zweifellos auf 30% angenommen werden kann. Bei den früheren Kaimauertypen von Rotterdam, sogar bei denjenigen, die sich als nicht genügend stabil erwiesen, wird damit noch 25 bis 40% erspart.

Die Wahl des geeignetesten Typus wird sich in der Regel leicht und bald bestimmen lassen aus den Daten, die man durch an Ort und Stelle vorzunehmende Bohrungen sammeln kann.

Bei der in Fig. 9 angegebenen Konstruktion wurde damit gerechnet, daß der Boden bereits genügende Tragfähigkeit besitzt, um darauf direkt die Säule aufzustellen. Hierbei dienen die Säulen und Platten und die darin und dazwischen vorhandene Erdausfüllung ausschließlich als Gründung und auf diese Weise kommt das Prinzip am meisten zur Geltung. Die Kaimauer ist vorgebaut

und die Verbindung oder besser der Anschluß mit dem Hinterboden wird durch eine übergebauete Spundplatte besorgt. Dadurch ist es möglich, daß die Säulen und Platten einige Setzung erleiden,

Bei dem in Fig. 10 angegebenen Typus ist die Kaimauer auf die Säulen gestellt, d. h. auf in den Säulen vorhandenen verpfälten Betonrippen, die ihrerseits auf einer verpfälten Betonschicht liegen.

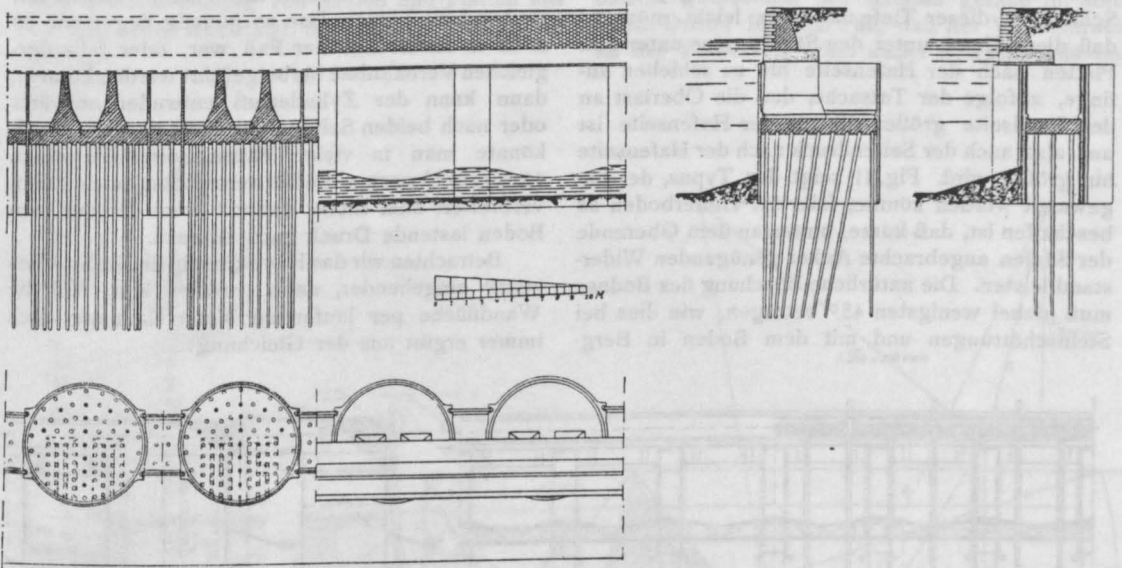


Fig. 10.

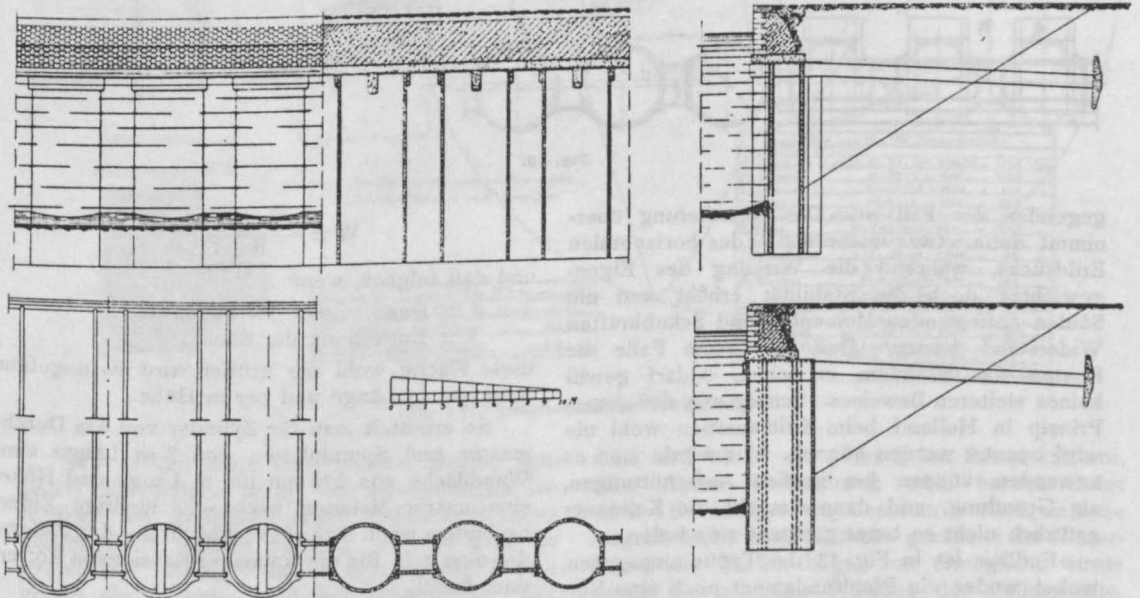


Fig. 11.

ohne daß letztere auch nur im geringsten auf die davorgebaute Kaimauer einwirkt. Es hängt nur davon ab, wieviel Raum der Falz bietet und wie hoch die grundwehrende, überhangende Platte, die den Falz bildet, gemacht wird.

Die verpfälte Betonschicht dient dazu, ein Sinken der Säulen zu verhüten. Dieselbe Konstruktion wird für Spundplatten benutzt. Angenommen ist, daß die Pfähle auf 17 u. 18 m unter Amsterdamer Pegel ausreichend gestützt sind.

Aus dem Entwurf geht klar hervor, daß man angenommen hat, daß die Unterseiten der Säulen und Platten in einem Boden ruhen, wobei horizontale Verschiebung ausgeschlossen ist.

Beim Vorhandensein von Schlamm und Laufsand oder einigermaßen zusammengepreßtem Schlack in dieser Tiefe wäre es leicht möglich, daß diese Masse unter den Säulen oder unter den Platten nach der Hafenseite hin zu schieben anfinge, zufolge der Tatsache, daß die Oberlast an der Landseite größer als an der Hafenseite ist und also auch der Seitendruck nach der Hafenseite hin größer wird. Fig. 11 zeigt den Typus, der angewandt werden könnte, falls der Hinterboden so beschaffen ist, daß kurze, hinten an dem Oberende der Säulen angebrachte Anker genügenden Widerstand leisten. Die natürliche Böschung des Bodens muß dabei wenigstens 45° betragen, wie dies bei Steinschüttungen und mit dem Boden in Berg-

macht. Um eine gleichmäßigere Verteilung der Oberlast zu erreichen und gleichzeitig die Stabilität zu erhöhen, sind die Balken nach hinten herausgebaut und ist auf diesem herausgebauten Teil eine zementeiserne Ballastplatte vorgesehen.

Falls nun die Säulen im Wasser aufzustellen sind und die Verhältnisse so günstig liegen wie es z. B. in Rotterdam der Fall war, oder falls dergleichen Verhältnisse herbeigeführt werden können, dann kann der Zylinderfuß entweder einwärts oder nach beiden Seiten verbreitert werden. Auch könnte man in vielen Fällen vorteilhaft einen ganz geschlossenen Boden verwenden, nach außen verbreitert oder nicht; dadurch wird der auf dem Boden lastende Druck ganz minimal.

Betrachten wir das Hauptprinzip dieses Systems etwas eingehender, dann wird es klar, daß die Wandfläche per laufenden Meter Kaimauer sich immer ergibt aus der Gleichung:

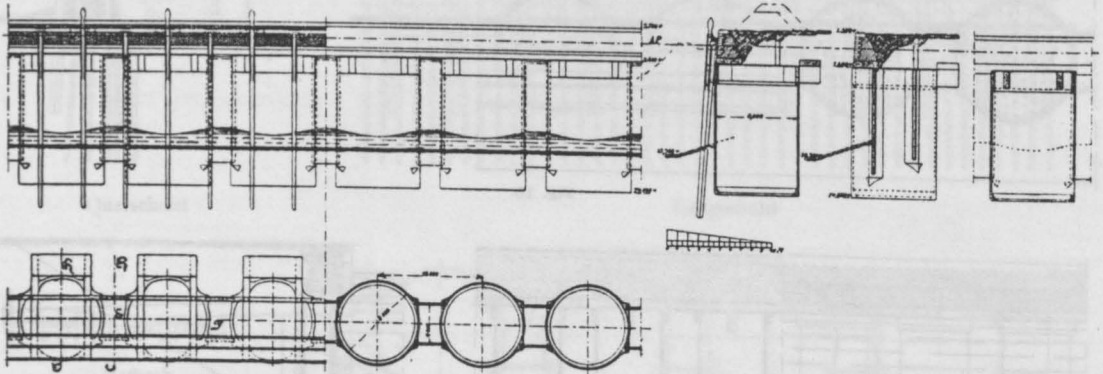


Fig. 12.

gedenen der Fall ist. Die Verankerung übernimmt dann etwas mehr als $\frac{1}{3}$ des horizontalen Erddrucks, während die Wirkung des Eigengewichtes doch die Stabilität erhöht und die Säulen auftretenden Momenten und Schubkräften Widerstand leisten. Daß in diesem Falle die Kosten das Minimum erreichen, bedarf gewiß keines weiteren Beweises. Schade nur, daß dieses Prinzip in Holland beim Kaimauerbau wohl nie wird benutzt werden können. Nur würde man es anwenden können bei großen Aufschüttungen, als Gründung, und dann braucht die Kaimauer natürlich nicht so teuer gemacht zu werden.

Endlich ist in Fig. 12 der Typus angegeben, wobei weder ein Pfahlfundament noch eine Verankerung in Frage kommt. Dabei ist vorausgesetzt, daß der tragfähige Sandboden ein wenig höher liegt als die Unterseite der Säulen. Die Form des Fußgestelles der Säulen, die Verbreiterung einwärts, gewährt ein leichtes Arbeiten beim Versenken der Säulen, während diese Form natürlich auch ein Sichsenken der Säulen unwahrscheinlicher

$$W = \frac{3,14 d + 2l}{d + l}$$

und daß folglich, wenn

d = Durchmesser der Säule, und

l = Entfernung der Säulen,

diese Fläche wohl nie größer wird als ungefähr 3 qm per m Länge und per m Höhe.

So ermittelt man für Zylinder von 6 m Durchmesser und Spundplatten von 3 m Länge eine Wandfläche von 2,76 qm per m Länge und Höhe, eine unsrer Meinung nach sehr niedrige Ziffer, besonders wenn man sie vergleicht mit den Ziffern, die man z. B. für die Kaimauer-Kassions in Rotterdam findet.

Dabei ist noch in Betracht zu ziehen, daß die Anwendung von rechteckigen Kästen, mit flachen Wänden, immer eine viel größere Wandstärke erfordert als bei runden Kästen der Fall ist und außerdem die Armierungen ersterer unverhältnismäßig viel schwerer werden; und daß diese Armierungen in vielen Fällen ausschlag-

gebend sein werden, brauchen wir an dieser Stelle wohl nicht näher auseinanderzusetzen.

Bedenkt man weiter, daß die Fußbreite mit einem minimalen Materialaufwand unverhältnismäßig größer wird, dann läßt sich nicht leugnen, daß der Anwendung von Säulen und Platten aus ökonomischer Rücksicht bei weitem der Vorrang gebührt.

des Hinterbodens ist angenommen auf 1:3, d. i. die Böschung des ganz nassen Bodens, mit einem Gewichte von etwa 1800 kg per qm. Die Drucklinie ist nicht weiter als bis zum sogenannten gefährlichen Querschnitt angegeben. Sie berührt diesen Querschnitt des Kreises gerade im mittleren Drittel für den Fall, daß der Wasserdruck an der Vorderseite ganz außer Betracht gelassen

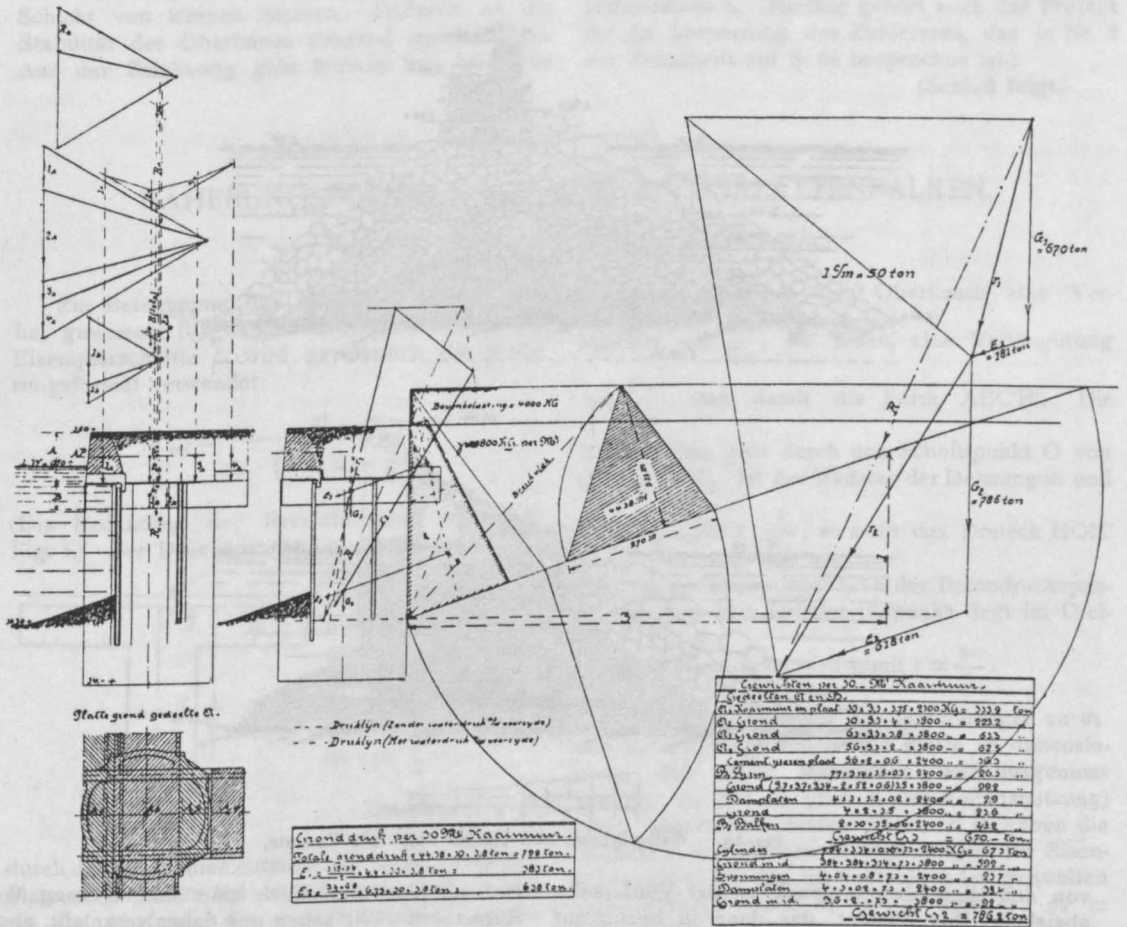


Fig. 13. Graphostatische Darstellung.

Wir wollen jetzt kurz einiges darüber mitteilen, auf welche Weise die Berechnungen betreffend die Stabilität dieses Kaimauer-Systems durchgeführt werden können. Fig. 13 gibt die graphische Lösung. Die hinzugefügten Ziffern geben die Gewichte und den Erddruck an. Die Drucklinie ist angegeben für den Fall, der zwar kaum denkbar ist, von dem man jedoch öfters ausgeht, wenn es sich um Berechnungen von Kaimauern handelt. Die punktierte Drucklinie ist bestimmt für den Fall, daß der Wasserstand an der Vorderseite dem denkbar niedrigsten Wasserstand entspricht. Die natürliche Böschung

wird und bleibt ein gutes Stück davon entfernt, falls dieser Wasserdruck wohl berücksichtigt wird. Es ist hier angenommen worden, daß die Angriffsfläche des Erddrucks gerade in der Hinterfläche der Säulen liegt, was ermöglicht wurde durch die günstige Wirkung der Ballastplatte. Zwischen den Säulen liegt diese Fläche jedoch gegen die Spundplatten, womit man rechnen muß, falls eine Ballastplatte nicht benutzt wird. Nun fällt es gleich auf, daß diese Theorie für die Verschiebung des Ganzen durchgeführt werden kann, ohne daß man Gefahr läuft, bedeutende Fehler zu machen. In bezug auf das Umkippen

liegt die Sache jedoch anders und muß man darauf Rücksicht nehmen, daß die Zylinder mit der Sandfüllung keinen „Verbundkörper“ bilden. Hinsichtlich der Verschiebung trifft dies für das Ganze wohl zu, jedoch muß die Zylinderwand, und zwar ganz allein, den darin auftretenden Schubspannungen widerstehen können. Für das Umkippen muß man den Erddruck über die ganze Höhe berechnen und darf man da-

schwerer berechnet worden, als es in der Wirklichkeit zu sein braucht. Es dürfte dies jedoch mit Rücksicht auf die Neuheit des Systems und auf die theoretischen Fehler, sowie auf den relativen Mangel an Erfahrung auf diesem Gebiete, geboten sein.

Wellenbrecher und Hafendämme.

In vielen Fällen bilden Wellenbrecher und

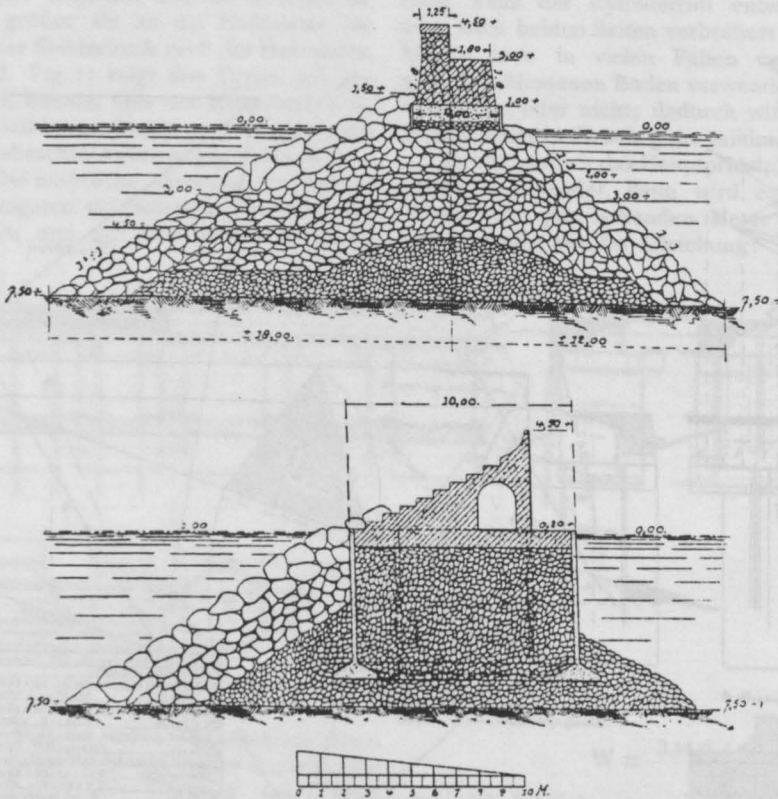


Fig. 14. Wellenbrecher von Haidar Pasja mit Variante.

von den Minimalwasserdruck an der Vorderseite abziehen. Das Moment, das dann in bezug auf den Mittelpunkt der Säule entsteht, kann dann erst geteilt werden durch das Widerstandsmoment des ganzen Kreises und durch das Widerstandsmoment des Randes. Es ist der sich daraus ergebende Durchschnittsdruck, der dann wahrscheinlich auf den Boden ausgeübt wird. Ihm muß selbstverständlich der Vertikaldruck des Eigengewichtes hinzugefügt werden. Aus diesen Betrachtungen folgt, daß man sicherheitshalber die Mithilfe der Bodenfläche zwischen den Platten nicht berücksichtigt hat, ebensowenig wie die Tatsache, daß der Boden unter der auf der Zeichnung angegebenen schrägen Bodenlinie zwischen den Säulen, tatsächlich mit sich selbst im Gleichgewicht ist. Das Ganze ist also etwas

Hafendämme tatsächlich eine Verlängerung von Kaimauern. Wir sehen uns daher veranlaßt, auch hierüber einiges mitzuteilen.

Als Beispiel eines Wellenbrechers wollen wir zunächst den Wellenbrecher nennen, der in der Nummer 25, Jahrgang 1903, des „Ingenieur“ beschrieben worden ist. (Siehe Fig. 14.) Aus dieser Figur geht hervor, daß der genannte Wellenbrecher sozusagen auf der Spitze einer Steinschüttung gebaut worden ist. Die See muß dort nicht allzu bewegt sein, um ein dauerndes Standhalten einer derartigen Konstruktion zu ermöglichen; denn falls wirklich nur einige Steine ins Rollen geraten, Steine, deren Maximalgewicht kaum mehr als 5000 kg beträgt, so läuft der Oberbau Gefahr, umzukippen. Daß die See dort bedeutend ruhiger ist als z. B. die Nordsee bei den Molen von Ymuiden,

geht wohl daraus hervor, daß hier Betonblöcke im Gewichte von ungefähr 14 000 kg und auch noch viel schwerere fortgerissen werden, so daß man sich genötigt sah, vorher fertiggestellte Kaisson aufzustellen und diese mit Beton auszufüllen, wodurch man Gewichte bis zu 100 000 kg erreichte.

Bei der von uns zu dem Wellenbrecher von Haidar Pasja gegebenen Variante (Fig. 14) sind die Säulen aufgestellt auf der viel tiefer liegenden Schicht von kleinen Steinen. Dadurch ist die Stabilität des Oberbaues dauernd gewährleistet. Aus der Zeichnung geht hervor, wie leicht es

dann auch ist, eine günstigere Form für jenen Oberbau zu wählen. Es ist eine Mauer, die an der Wasserseite verläuft wie ein Uferschutzwerk nach dem De Muraltschen System, das sich vorzüglich dazu eignet, die Kraft des Wellenschlages zu brechen. Diese ingenieure Idee des genannten Holländers könnte also in noch weit größerem Maße Anwendung finden.

Aehnlich wie hier sind auch die Varianten bei Hafendämmen. (Hierher gehört auch das Projekt für die Absperrung des Zuidersees, das in Nr. 3 der Zeitschrift auf S. 86 besprochen ist.)

(Schluß folgt.)

NÄHERUNGSFORMELN FÜR EISENBETONPLATTENBALKEN.

Von Reg.-Baumeister Heintel (Göppingen).

Zur Berechnung des in einem Plattenbalken bei gewissem Biegemoment M erforderlichen Eisenquerschnitts f_e wird gewöhnlich die Näherungsformel verwendet:

$$f_e \text{ erf} = \frac{M}{\sigma_e \cdot \left(h - a - \frac{d}{2} \right)}$$

(Die Bedeutung der Bezeichnungen siehe aus Fig. 1.) Der Druckmittelpunkt der Betonplatte ist dabei in der Mitte der Platte angenommen; der Abstand r des Druckmittelpunkts von der Oberkante der Platte

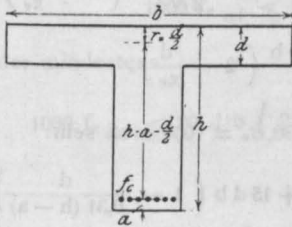


Fig. 1.

$$\text{ist } r = \frac{d}{2}.$$

Bei dünnen Platten ist der Fehler, der

durch diese Annahme entsteht, sehr klein; bei dicken Platten, besonders bei solchen, deren Dicke größer als der Abstand x der neutralen Achse von der Plattenoberkante ist, wird der Fehler bedeutender. Dieser Fehler läßt sich auf einfache Weise begrenzen, da für die Größe von r ein Maximalwert leicht bestimmt werden kann:

Denken wir uns eine einfache Eisenbetonplatte mit rechteckigem Querschnitt durch ein Biegemoment beansprucht, welches in der Betonoberkante eine Beanspruchung σ_b , im Eisen σ_e erzeugt, so erfährt eine Lamelle ABCH von der Länge 1

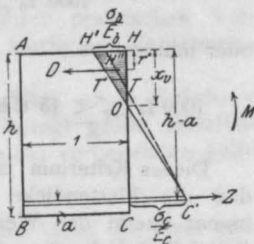


Fig. 2.

(siehe Fig. 2) in der Oberkante eine Verkürzung um $\frac{\sigma_b}{E_b}$, im Eisen eine Verlängerung

um $\frac{\sigma_e}{E_e}$ und damit die Form ABC'H'. Die

Neutralachse geht durch den Schnittpunkt O von CH mit C'H'. Ist der Maßstab der Dehnungen und

Verkürzungen $1 : \frac{1}{E_b}$, so stellt das Dreieck HOH'

zugleich die Spannungsfläche der Betondruckspannungen vor, der Druckmittelpunkt liegt im Dreiecksschwerpunkt, es wird somit $r = \frac{x_v}{3}$.

$$\text{es wird somit } r = \frac{x_v}{3}.$$

Sind die zulässigen Beanspruchungen zu σ_b und σ_e festgelegt und ist die Platte so dimensioniert, daß beide Materialien voll ausgenutzt werden, so hat x_v (d. h. x bei Vollaussnutzung) einen bestimmten festen Wert, z. B. geben die amtlichen preussischen Bestimmungen für Eisenbetonbauten für den im nachfolgenden gewählten Spezialfall, daß $\sigma_b = 30 \text{ kg/qcm}$, $\sigma_e = 1000 \text{ kg/qcm}$, den Wert

$$x_v = 0,31 (h - a).$$

Der Wert r wird in diesem Fall $= \frac{0,31}{3} \cdot (h - a)$

oder

$$r = \frac{h - a}{10}.$$

Wird nun das Eisen voll beansprucht, die Druckfestigkeit des Betons aber nicht voll ausgenutzt, so wird die Zusammendrückung der obersten

Betonfaser $\frac{\sigma_b}{E_b}$ kleiner, damit x kleiner und r

kleiner (s. Fig. 2, Linie C'H'').

Hat man statt der Platte einen Plattenbalken, so wird an der seitherigen Darstellung nichts geändert, solange die Plattendicke d größer ist als x_v . Wird d kleiner als x_v , so wird von dem Betondruckdreieck die Spitze O abgeschnitten. Da die Betondruckspannung im Steg nicht berücksichtigt wird, so tritt an Stelle des Druckdreiecks ein Trapez $HTT'H'$ (s. Fig. 2). Der Schwerpunkt des Trapezes liegt aber immer höher als der des Dreiecks, r wird kleiner.

Der größte Wert von r ist also

$$r_{\max} = \frac{1}{3} x_v$$

und speziell bei $\sigma_b = 30$, $\sigma_e = 1000$ kg

$$r_{\max} = \frac{h - a}{10}$$

Der erforderliche Eisenquerschnitt ergibt sich damit aus der Formel

$$f_{e \text{ erf}} = \frac{M}{1000(h - a - r)}$$

worin für r der kleinere der beiden Werte $\frac{d}{2}$

oder $\frac{h - a}{10}$ zu wählen ist.

Werden nunmehr die auftretenden Spannungen nach dem Rechnungsvorgang der amtlichen Bestimmungen geprüft, so ergeben sich für σ_e etwas kleinere Werte als die zulässigen. Die Abweichungen sind aber so gering, daß der rechnende Ingenieur fast nie Grund hat, den Eisenquerschnitt zu verändern, die umständliche genaue Feststellung von x könnte somit für das Eisen überhaupt entfallen.

Diese Feststellung von x ist seither nur deshalb erforderlich gewesen, um die Beanspruchung des Betons richtig berechnen zu können.

Auf diese Berechnung kann aber verzichtet werden, wenn nur nachgewiesen wird, daß die zulässige Beanspruchung σ_b des Betons nicht überschritten wird.

Hierfür wird im nachstehenden ein einfaches Kriterium entwickelt werden.

Nehmen wir einen Plattenbalken (Fig. 3), bei dem beide Materialien voll beansprucht sind, so wird die Druckkraft

$$D = \frac{\sigma_b + \sigma_b \frac{x_v - d}{x_v}}{2} \cdot d b$$

$$= \frac{\sigma_b \cdot d b}{2} + \frac{\sigma_b \cdot d b}{2} \left(1 - \frac{d}{x_v}\right)$$

$$\text{oder } D = \frac{\sigma_b \cdot d b}{2} \left(2 - \frac{d}{x_v}\right)$$

Die Druckkraft des Betons muß gleich der Zugkraft im Eisen sein, also

$$\text{Zugkraft } Z = \sigma_e \cdot f_{e \text{ erf}}$$

$$= \frac{\sigma_b \cdot d b}{2} + \frac{\sigma_b \cdot d b}{2} \left(1 - \frac{d}{x_v}\right) \text{ oder}$$

$$= \frac{\sigma_b \cdot d b}{2} \left(2 - \frac{d}{x_v}\right).$$

Für den speziellen Fall, daß $\sigma_b = 30$, $\sigma_e = 1000$, wird

$$1000 f_{e \text{ erf}} = 15 d b + 15 d b \left(1 - \frac{d}{0,31(h - a)}\right)$$

$$= 15 d b \left(2 - \frac{d}{0,31(h - a)}\right).$$

Soll nun die Beanspruchung im Beton das zulässige Maß nicht überschreiten, so muß auch die Betondruckfläche kleiner als die eben ermittelte Betondruckkraft bleiben. Da aber die Druckkraft im Beton immer gleich der Zugkraft des Eisens ist, so muß auch letztere kleiner sein als die oben ermittelte Druckkraft des Betons. Es muß also sein

$$\sigma_e \cdot f_{e \text{ erf}} \leq \frac{\sigma_b d \cdot b}{2} + \frac{\sigma_b \cdot d \cdot b}{2} \cdot \left(1 - \frac{d}{x_v}\right)$$

$$\text{oder } \leq \frac{\sigma_b \cdot d \cdot b}{2} \left(2 - \frac{d}{x_v}\right).$$

Speziell für $\sigma_b = 30$, $\sigma_e = 1000$ muß sein:

$$1000 f_{e \text{ erf}} \leq 15 d b + 15 d b \left(1 - \frac{d}{0,31(h - a)}\right)$$

$$\text{oder } \leq 15 d b \left(2 - \frac{d}{0,31(h - a)}\right).$$

Häufig wird $1000 f_{e \text{ erf}}$ schon kleiner sein als $15 d b$; wir können das Kriterium in zwei Teile teilen und sagen:

Es muß sein

$$1000 f_{e \text{ erf}} \leq 15 d b$$

oder mindestens

$$1000 f_{e \text{ erf}} \leq 15 d b \left(2 - \frac{d}{0,31(h - a)}\right)$$

Dieses Kriterium ist nur für den Fall gültig, daß die Plattendicke $d < x_v$. Es muß daher immer zuerst der Wert x_v ausgerechnet werden (spezieller Fall $\sigma_b = 30$, $\sigma_e = 1000$. Es wird $x_v = 0,31(h - a)$).

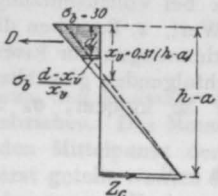


Fig. 3.

Ist $d > x_v$, so erhält man bei Vollaussnutzung der Materialien einen Wert von $(h - a)$ wie bei der massiven Platte, der den amtlichen preußischen Bestimmungen entnommen werden kann, z. B. für den speziellen Fall $\sigma_b = 30$, $\sigma_e = 1000$ wird

$$h - a = 0,490 \sqrt{\frac{M}{b}},$$

und das Kriterium, daß in einem Plattenbalken, in dem $d > x_v$ ist, die zulässige Beanspruchung des Betons ($\sigma_b = 30$) nicht überschritten wird, ist einfach

$$h - a \geq 0,490 \sqrt{\frac{M}{b}}.$$

Die für den speziellen Fall $\sigma_b = 30$ kg/qcm, $\sigma_e = 1000$ kg/qcm angegebenen Werte lassen sich für andere zulässige Beanspruchungen leicht umrechnen, z. B. für

$$\sigma_b = 40 \text{ kg}, \sigma_e = 1000 \text{ kg}$$

wird

$$x_v = 0,375 (h - a),$$

$$r = \frac{x_v}{3} = \frac{h - a}{8} \text{ oder } \frac{d}{2}.$$

Ist $d < x_v$, so muß sein

$$1000 f_e \text{ erf} \leq 20 d b$$

oder mindestens

$$1000 f_e \text{ erf} \leq 20 d b \left(2 - \frac{d}{0,375 (h - a)} \right)$$

Ist $d > x_v$, so muß sein

$$h - a \geq 0,390 \sqrt{\frac{M}{b}}.$$

Auch in der Schubspannungsrechnung

lassen sich die Werte $h - a - \frac{x}{3}$ und $h - a - x + y$ ersetzen durch $h - a - r$. Der Unterschied im Vergleich zur genauen Rechnung ist absolut unbedeutend.

Da die amtlichen Bestimmungen im § 3 über das zu wählende Verfahren der statischen Berechnung nur vorschreiben, daß es mindestens dieselbe Sicherheit gewähren müsse, wie die Berechnung nach den Leitsätzen im Abschnitt II und dem Rechnungsverfahren mit Beispielen im Abschnitt III dieser Bestimmungen, so kann die vorgeschlagene Rechnungsart ohne weiteres in Anwendung gebracht werden.

Es wäre aber wünschenswert, daß bei einer Neufassung der amtlichen Vorschriften diese Rechnungsart nicht nur zugelassen, sondern vorgeschrieben würde, denn es hat wirklich keinen Sinn, bei den vielen willkürlichen Annahmen der Eisenbetonberechnung — Vernachlässigung der Zugspannungen des Betons, der Betondruckspannungen im Steg, der Annahme von $n = 15$, der Festlegung der mittragenden Plattenbreite auf nicht mehr als $2 \cdot 1/6$ — eine umständliche Berechnung des Druckmittelpunkts zu verlangen, wenn die einfache Näherungsmethode Werte liefert, die höchstens 3 bis 4% von den umständlich errechneten abweichen, und diese Abweichung zur Erhöhung der Sicherheit der Konstruktion beiträgt.

KASTENSILO FÜR ZEMENT DER ENNIGERLOHER PORTLANDZEMENT- UND KALKWERKE GRIMBERG & ROSENSTEIN A.-G.*)

Von Dr. Ing. K. W. Mautner,

Oberingenieur der Betonbau-Unternehmung Carl Brandt (Düsseldorf).

Diese Siloaussführung weicht wesentlich von den gebräuchlichen Konstruktionstypen für Zementsilos ab und möge daher einer Besprechung hinsichtlich ihrer praktischen Verwendbarkeit, sowie ihrer statischen Verhältnisse gewürdigt werden.

Die Ausführung des Silos ohne Trichter und ohne Querwände bringt große Materialökonomie mit sich, da die (im vorliegenden Falle

bei der großen Füllhöhe besonders starken) Trichterwände, Trichterbalken und -stützen ganz entfallen und auch die Fundierung auf schmale durchlaufende Eisenbetonbankette beschränkt wird. Im vorliegenden Falle bedeutete diese Konstruktion eine Ersparnis für den ausgebauten Silo (der Silobau wird in zwei Abschnitten ausgeführt) von rund 40 000 M an der Eisenbetonkonstruktion, welche Ersparnis durch die etwas verteuerte Maschinenanlage noch lange nicht aufgehoben wurde.

Die ausgebaute (doppelte) Anlage faßt 900 Waggons Zement und besteht aus 4 ge-

*) Der Silo wurde im ersten Viertel des Jahres 1908 durch die Eisenbetonbau-Unternehmung Carl Brandt, Düsseldorf, erbaut.

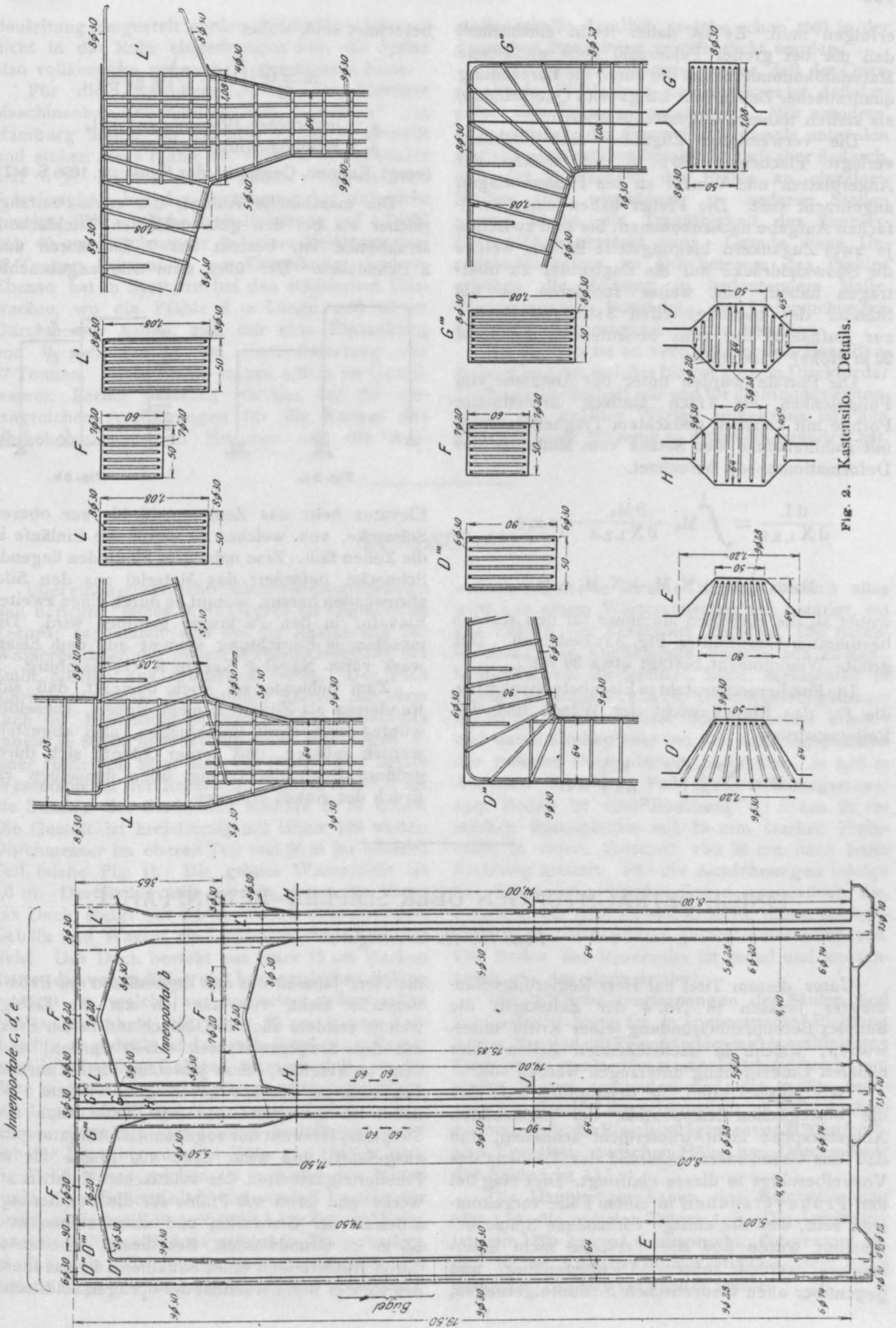


Fig. 2. Kastensilo. Details.

erfolgen muß. Es ist daher leicht einzusehen, daß die bei großer Felderzahl noch wachsende Materialökonomie selbst die durch die Berechnung quadratischer Zellen (mit Längs- und Querwänden) als steifen Rahmen angestrebte übertrifft.

Die verwendeten Zuganker sind hochkant verlegte Flacheisen 250 × 12 mm, welche mit Ankerplatten und Winkel an den Pfeilervorlagen angebracht sind. Die Pfeiler haben einer zweifachen Aufgabe nachzukommen: Sie sind zwischen je zwei Zugankern biegesteife Balken, welche die Silowanddrücke auf die Zugbänder zu übertragen haben, und weiter fungieren sie als Ständer der biegesteifen 3 stieligen Portale zur Aufnahme der ganz bedeutenden (bei rund 20 m Höhe) Windkräfte.

Die Portale wurden unter der Annahme von Fußgelenken als 3 fach statisch unbestimmte Portale mit konstant gedachtem Trägheitsmoment mit Zuhilfenahme des Satzes vom Minimum der Deformationsarbeit berechnet.

$$\frac{dL}{dX_{1,2,3}} = \int_0^l M_x \frac{\partial M_x}{\partial X_{1,2,3}} \cdot ds = 0.$$

$$M_x = X_1 M_1 + X_2 M_2 + X_3 M_3 + M_0,$$

wobei M_0 die einzelnen Momente für den statisch bestimmten Hauptfall (s. Fig. 3a) bedeuten. Das größte Windmoment beträgt etwa 30 mt.

Die Fundierung besteht in Eisenbetonbanketten, die für das Eigengewicht der Wände und den Reibungsdruck

$$R = \sum \frac{\gamma}{m} \left(1 - \frac{1}{m x} \right) \text{tg } \varrho_1$$

berechnet sind, wobei

$$m = \text{tg}^2 \left(45 - \frac{\varrho}{2} \right) \text{tg } \varrho_1 \frac{U}{F},$$

ϱ = natürlicher Böschungswinkel,
 ϱ_1 = Reibungswinkel

(vergl. Koenen, Centralbl. der Bauverw. 1896 S. 447).

Die maschinelle Anlage, die etwas umfangreicher als bei den gebräuchlichen Trichterkonstruktionen ist, besteht aus 2 Elevatoren und 2 Schnecken. Der über dem Silo angebrachte

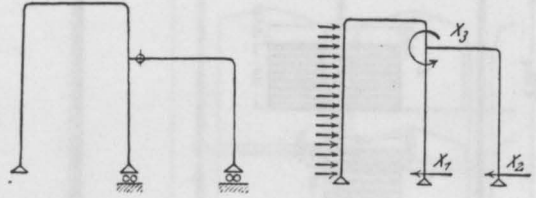


Fig. 3a.

Fig. 3b.

Elevator hebt das Zementmehl bis zur oberen Schnecke, von welcher es durch die Einläufe in die Zellen fällt. Eine nahe dem Siloboden liegende Schnecke befördert das Material aus den Silostirnwänden heraus, worauf es durch einen zweiten Elevator in den Packraum gehoben wird. Die maschinelle Einrichtung stammt aus dem Eisenwerk vorm. Nagel & Kaemp A. G., Hamburg.

Zum Schlusse sei noch bemerkt, daß sich Rundeseisen als Zuganker nicht eignen. Dieselben würden sich stark durchbiegen, also abgesteift werden müssen, und ferner könnte sich durch größere Zementanhäufung über denselben ein Bruch der Anker ereignen.

EINIGE BETRACHTUNGEN ÜBER SIMPLEX-BETONPFÄHLE.

Von W. A. Groninger.

Unter diesem Titel hat Herr Regierungs-Bau-meister Janssen in No. 4 der Zeitschrift die Simplex-Betonpfahl-Gründung einer Kritik unterworfen, welche in nachstehenden Zeilen einer näheren Untersuchung unterzogen werden soll.

Herr Janssen stellt die Behauptung auf, daß die beweglichen Klappenteile der sogenannten Alligatorspitze nicht wasserdicht schließen, und daß das Grundwasser während des Treibens des Vortreiberohres in dieses eindringt. Dies mag bei den Probeversuchen in einem Falle vorgekommen sein, weil die einzige vorhandene Spitze beschädigt wurde und die Versuche nicht unterbrochen werden sollten. Demgegenüber, und gegenüber allen theoretischen Schlußfolgerungen,

die Herr Janssen aus den Ergebnissen der Probeversuche zieht, verweise ich auf die Erfolge, welche seitdem auch in Deutschland in der Praxis mit dem Simplexverfahren erzielt wurden, nachdem in Amerika schon jahrelang viele Tausende von unseren Pfählen geschlagen wurden. Wir haben in Stuttgart über 800 Pfähle nach dem Simplexsystem mit der sogenannten Alligatorspitze ausgeführt, und zwar etwa 400 Pfähle für die Fundierungsarbeiten der städtischen Elektrizitätswerke und etwa 400 Pfähle für die Fundierungsarbeiten der Gaswerke, und diese stehen etwa 6,5 m im Grundwasser. Bei diesen Arbeiten ist durch Niederlassen eines Senkleies in das Innere des Rohres unter Aufsicht der dortigen städtischen

Bauleitung festgestellt worden, daß das Grundwasser nicht in das Rohr eingedrungen war, die Spitze also vollkommen wasserdicht geschlossen hatte.

Für die Zweigniederlassung der Stettiner Maschinenbau-Aktiengesellschaft „Vulkan“ in Hamburg haben wir ca. 2200 Pfähle hergestellt und stehen diese Pfähle ca. 10 m im Grundwasser und 6 m im trockenen Boden. Irgend eine Schwierigkeit bei der Ausführung hat sich nicht gezeigt. Die amtliche Probelastung auf 1 Pfahl von 40 cm Durchmesser bei einer Belastung von 62 Tonnen hat nur $\frac{1}{2}$ mm Einsenkung ergeben. Ebenso hat in Stuttgart bei den städtischen Gaswerken, wo die Pfähle 8 m Länge und 40 cm Durchmesser haben, sich nur eine Einsenkung von $\frac{1}{2}$ mm gezeigt bei einer Belastung von 57 Tonnen. Diese Pfähle stehen 6,50 m im Grundwasser. Ferner beziehen wir uns auf die umfangreichen Ausführungen für die Kuppel des Verkehrsmuseums in München und die Aus-

stellungshalle daselbst, welche schon 1907 in der deutschen Bauzeitung veröffentlicht wurden.

Herr Janssen behauptet weiter, daß der Querschnitt der Pfähle kein gleichmäßiger ist, daß derselbe sich teilweise verkleinerte. Wir erwidern, daß natürlich der Querschnitt niemals unter den statisch notwendigen herabgeht, daß aber dadurch, daß der Querschnitt der Pfähle an einzelnen Stellen sich vergrößert, an anderen Stellen normal bleibt, die Tragfähigkeit der Simplex-Betonpfähle gestärkt wird. Gerade diese Unregelmäßigkeiten im Durchmesser des Pfahles erhöhen die Reibung in bedeutendem Maße. Diese ergaben besonders die Untersuchungen bei den Ausführungsarbeiten in München.

Im übrigen ist zu verwundern, daß Herr Baumeister Janssen, welcher bis vor kurzem Direktor der Tiefbau-Gesellschaft war und für die Simplex-Betonpfähle mit größter Wärme eingetreten ist, nun plötzlich seine Meinung so gründlich geändert hat.

RUNDSCHAU.

Über einen ebenso lehrreichen wie interessanten Bau berichtet James D. Schuyler im Engineering Record; es handelt sich um die Ausführung der Wasserbehälter der neuen Wasserversorgung der Stadt Mexiko aus armiertem Beton. Der Plan rührt von Manuel Marroquin y Rivera her, dem auch die Bauleitung obliegt. Die 4 Reservoirs haben je 50 000 m³ Fassungsraum und liegen in einer Höhe von 52 m über der Stadt. Der tiefste Wasserspiegel der Reservoirs liegt 42 m höher als die Straßen der Stadt, der höchste 59 m höher. Die Gestalt ist kreisförmig mit einem 105 weiten Durchmesser im oberen Teil und 96 m im unteren Teil (siehe Fig. 1). Die größte Wassertiefe ist 7,0 m. Der Boden fällt mit 2% gegen die Mitte, das Dach steigt mit 2,5%, derart, daß zwischen Gebälk und Wasser ein Lichtraum von 1,22 m besteht. Das Dach besteht aus einer 15 cm starken Platte, die von radialen und konzentrischen Balken gestützt ist, welche auf armierten zylindrischen Pfeilern aufruhend. Mit einer 50 cm hohen Erdschicht abgedeckt und berast, wurden die Reservoirs in öffentliche Anlagen umgewandelt. In der Mitte erhebt sich ein 3 m weiter achteckiger Turm, von dem aus die Hauptträger gegen die Außenwand führen. Oberhalb des Daches kreisförmig, setzt sich der Turm bis zu einer Höhe von 13,85 m fort; die Fundamente reichen 4,6 m unter den Boden hinab. Der Bodeneinlaß und -auslaß besteht aus einem armierten Betonrohr mit 1,5 m lichter Weite, das unterhalb des Bodens geführt im Turme endigt, so daß sein Mittelpunkt 1,85 m unterhalb des Bodens liegt. Es sind keine Schieber und Schutz-

vorrichtungen in diesen Türmen, sondern alles wird von einem Wärterhäuschen aus betätigt, wo alle Röhren der Reservoirs münden. Die Betonmischung der Fundamente besteht aus Zement, hydraulischem Bindemittel, Sand, Steinschlag in einem Verhältnis 1:2:6:8. Die Umfassungsmauer ist 30 cm stark, vertikal und horizontal armiert und durch Strebepfeiler bei den Ausgangspunkten der radialen Deckenbalken unterstützt, in 5,15 m Abstand. Von dem Fuß der Umfassungsmauer zum Boden ist eine Böschung 1:1 aus 20 cm starken Betonplatten mit 12 mm starken Formeisen in einem Abstände von 30 cm nach jeder Richtung armiert. Für die Ausdehnungen infolge der Temperatur wurden Fugen angeordnet, die eventuell mit Asphalt und Zement, einem Asphaltüberzug und Betonplatten, gedichtet werden können. Der Boden des Reservoirs ist radial und konzentrisch wie das Dach armiert.

Die Mittelpunkentfernungen der Säulen sind in radialer Richtung 5 m, in konzentrischer Richtung 3–5 m. Sie sind mit Eisenbändern mit einem kleinsten Querschnitt von 3×25 mm umschnürt, die durch 8 mm starke Niete verbunden sind; die größte Inanspruchnahme der Längseisen wurde mit 530 kg/cm² angenommen ($\frac{1}{4}$ der Elastizitätsgrenze von 2120 kg/cm²). Das Verhältnis zwischen Höhe und Durchmesser der Säulen ist 13,5:1.

Die Hauptträger haben eine Betonmischung von 1:4; die radialen Träger 1:3. Die Armierung ist mit 1270 kg/cm² beansprucht. Interessant ist, daß neben English Gibbs Portland-Zement auch deutscher Zement verwendet wurde.

Nach früheren Versuchen soll bei einer Temperatur von 800°C . das Kristallisationswasser des Betons nach 2–3 Stunden ausgetrieben und der Beton auf eine Tiefe von 1–2,5 cm vernichtet werden. Geringere Temperaturen greifen das Material weniger an; ein guter Zementmörtel wird durch eine Temperatur von $300\text{--}370^{\circ}\text{C}$. nicht beschädigt. Die Bestimmung der Temperatur in einem Schornstein ist sehr unsicher, doch kann mit Bestimmtheit angenommen werden, daß gewöhnlich Temperaturen von $200\text{--}260^{\circ}\text{C}$., keinesfalls höher als 370°C auftreten. Allgemein unbekannt ist die Tatsache, daß auch die Temperatur in den oberen Teilen dieselbe bleibt wie unten. Erst in $\frac{2}{3}$ der

bildungen infolge Temperaturwechsel hintanhaltend. Der Zwischenraum zwischen dem inneren und äußeren Mantel ist gewöhnlich 8–10 cm; der innere Mantel wird entweder bis zur Spitze, meist aber nur bis zu $\frac{1}{3}$ der Höhe geführt. Der Zwischenraum soll den äußeren Mantel vor Hitze schützen und eine Temperaturabnahme der Zuggase verhüten. Da aber die Erfahrung gezeigt hat, daß die äußeren Mäntel gerade an der Stelle größere Risse zeigen, wo der innere Mantel aufhört, wäre es zweckmäßiger, den inneren Mantel hochzuführen; außerdem soll der innere Mantel von dem äußeren vollständig unabhängig sein. Im allgemeinen kann der innere Mantel aus

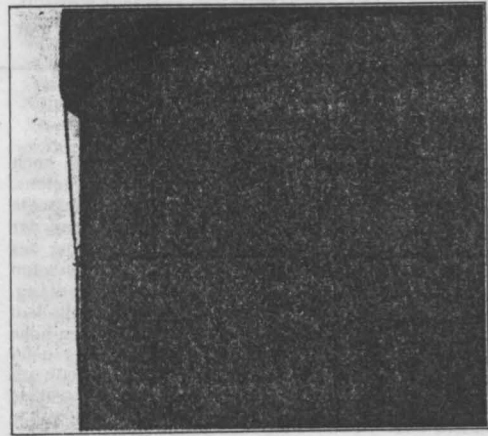


FIG. 2.

Beispiele von fehlerhaften Schornsteinbauten.

Höhe wird sie um 10–20 v. H. geringer. Die Ausfütterung muß daher der ganzen Höhe nach gegen die Hitze widerstandsfähig gemacht werden. Die Erfahrungen mit dem Verhalten des inneren Mantels sind sehr günstig. Die Innenfläche bleibt, wie an einem Beispiel 3 Monate nach der Herstellung ermittelt wurde, glatt und ohne Risse; der Ruß haftet nicht an, sondern sinkt zu Boden und wird durch den Zug hinausgetragen. Es ist wohl selbstverständlich, daß diese Eigenschaft mit zunehmendem Alter nicht verschwindet. Die gleichen Beobachtungen konnte daher auch Ransome an einem 10 Jahre alten Schornsteine machen.

Für den Entwurf sollen folgende Grundsätze gelten: Die Dicke des äußeren Mantels muß genügend stark sein und ein entsprechendes Gewicht haben, um dem Windangriff zu widerstehen. Vertikale Eisen müssen ringsherum in der Nähe der äußeren Oberfläche eingelegt werden, und Eisenbänder sollen die vertikalen Einlagen versteifen. Auf diese Weise wird man größere Riß-

armiertem Beton hergestellt werden, wenn die Temperaturen nicht höher als 400°C sind. In den Fällen, wo der innere Mantel nicht bis zur Spitze reicht, muß der äußere Mantel besonders stark gebaut werden. Änderungen in der Dicke sollen vermieden werden; diese können durch eine entsprechende Anordnung der Armierung ausgeglichen werden. Die vertikalen Risse können verhindert werden durch eine Vermehrung der horizontalen Armierungen. Ihre Entfernung voneinander soll im unteren Teile nicht mehr als 30 cm betragen.

Als größte zulässige Spannung schlägt Thompson vor 42 kg/cm^2 für Beton auf Druck und $4,2\text{ kg/cm}^2$ auf Schub. Eisen soll auf Druck und Zug mit 980 kg/cm^2 beansprucht werden.

Der Zement soll vor seiner Verwendung sehr sorgfältig geprüft werden; als Sand soll nur ein sehr reiner Sand verwendet werden, von welchem 30 v. H. durch ein Sieb von 16 Maschen pro cm gehen soll. Feiner Schotter oder harter Stein- schlag können für den äußeren Mantel verwendet

werden, wodurch man an Kosten sparen kann. Doch soll der größte Durchmesser der Steinschläge nicht mehr wie 2,5 cm betragen; allerdings soll Steinschlag den Baustoff weniger feuerbeständig machen. Als Betonmischung werden die Verhältnisse 1:3 oder 1:2:2 empfohlen. Für den Innenmantel soll nur ein guter Mörtel verwendet werden. Zu beachten ist, daß man nur eine plastische Mischung verwenden darf, nicht zu trocken und nicht zu naß, so daß beim leichten Stampfen etwas Wasser an die Oberfläche tritt. Trockene Mischungen waren in vielen Fällen Ursachen von Unfällen. Die Armierungseisen sollen wenigstens in Abständen von dem 50fachen Durchmesser gestoßen werden.

Die Formen sollen nicht, wie dies so häufig in Amerika geschieht, nach 24 Stunden entfernt werden. Wird das Betonieren unterbrochen, so soll vor

Beginn der neuen Bétonarbeit die Trennungsfläche sorgfältig gereinigt und benetzt werden; es wird sich auch empfehlen, eine reine Zementschicht aufzubringen. Schließlich ist darauf zu achten, daß die Formen nicht erschüttert werden, wodurch eine der Ursachen für die Entstehung von horizontalen Rissen vermieden wird.

In Europa hat man bisher nur sehr wenig Schornsteine in Eisenbeton erbaut. Es ist aber zu hoffen, daß der Eisenbeton auch auf diesem Gebiete bald festen Fuß fassen wird. Aus diesem Grunde dürfte es die Leser der Zeitschrift interessieren, welche Erfahrungen man mit diesen Bauten in Amerika gemacht hat, und es soll nochmals hervorgehoben werden, daß die dort ausgeführten Beispiele, so lehrreich sie auch sind, keineswegs als Musterbeispiele angesehen werden können.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Die süddeutschen Ausstellungen 1908 stehen auch unter dem Einflusse der Entwicklung des Eisenbetons. Von der Münchener Ausstellung sind uns interessante Ausführungen in Eisenbeton bekannt geworden; auf der Stuttgarter Ausstellung werden nach einer Mitteilung des schwabischen Merkur 3 Ausstellungsobjekte in Eisenbeton errichtet. Es sind 3 Firmen vertreten: Wayß u. Freitag, H. Rek und O. Böhmeler. Der Bau der ersten Gesellschaft stellt eine 9,50 m lange, 15,80 m breite und 8,70 m hohe Halle dar und befindet sich gleich rechts des Eingangs in der Lindenstraße. Das äußere Gerippe des Ganzen besteht aus 4 Rahmen mit senkrechten Auflagepfählern und dreieckigen Dachbindern ohne jede Zwischenstütze. Die 4 Binder haben einen lichten Abstand von 2,70 m; auf diese Entfernung muß sich also die darübergespannte, ebenfalls in Eisenbeton erstellte Dachhaut frei tragen. Die letztere bedeckt indes nur auf die untere Hälfte das Dach, während der obere Teil als Glasoberlicht ausgebildet ist. Die architektonische Behandlung lehnt sich völlig an die Konstruktion an in der Weise, daß die wesentlichen Teile in der letzteren nicht verdeckt, sondern ausgebildet, aber alles unnötige Beiwerk vermieden ist. Während die tragenden Glieder mit gewöhnlichem Kiesbeton ausgeführt werden, wird die Dachdecke zur möglichsten Entlastung der Binder in Bimsbeton erstellt und erhält außerdem nach unten eine Kassettierung. Die Firma Rek bringt eine in flachem Bogen gewölbte, mit 13 m Spannweite angeordnete Halle zur Aufstellung, wie sie ohne Abschlußwände als Bahnsteigdach, mit eingebauten Wänden als Maschinenhalle, Zolischuppen u. dergl. Verwendung finden kann. Das Ganze wird getragen von 6 Bindern, bestehend aus Mittelbogen, seitlichen Kragarmen und tragenden Pfeilern; letztere sind durch Längsversteifungen unter sich verbunden. Die feste Dachdecke ist hier, ähnlich wie bei Wayß & Freitag, nur bis zur halben Höhe emporgeführt, während oben ein dreieckförmiges Oberlicht aus Drahtglas angeordnet ist. Die gesamte Betonierung wurde durch eine vor dem Bau aufgestellte Betonmaschine ausgeführt, welche nicht nur das Mischen, sondern auch das Aufziehen des Betons selbsttätig besorgte. — Otto Böhmeler errichtet eine Halle, wie sie in ähnlicher Weise bereits auf einigen Bahnhöfen im Rheinland ausgeführt ist. Auf einer Reihe von Stützen, die in 10 m Abstand angeordnet und durch einen kräftigen Unterzug der Länge nach miteinander verbunden sind, ruht, und zwar ohne jede Verwendung von Kragträgern die Dachdecke, die von der Mitte aus nach beiden Seiten flach

abfällt und je 4 m weit ausladet. Die Querschnitts-abmessungen der 55/55 cm starken, rechtwinklig gewählten Stützpfiler, sowie des verbindenden Unterzugs sind durch die Größe der bei einseitigem Winddruck auftretenden exzentrischen Belastungen bedingt.

Wettbewerb um eine Straßenbrücke über die Ruhr in Mülheim.

Wir werden ersucht mitzuteilen, daß die Firma, deren Entwurf preisgekrönt wurde, richtig heißen muß: Gesellschaft für Zementsteinfabrikation Hüser & Cie in Oberkassel (Siegkrs.)

Die Technische Hochschule zu Dresden hat am 25. Mai, Geburtstag des Königs von Sachsen, auf einstimmigen Antrag ihrer Bauingenieur-Abteilung die Würde eines Dr. Ingenieur Ehrenhalber an den Direktor der Monier-Gesellschaft M. Koenen-Berlin erteilt, und zwar in Würdigung seiner grundlegenden Arbeiten und hervorragenden Leistungen als Forscher und Praktiker auf dem Gebiete des Eisenbetonbaues.

Eisenbeton als Baumaterial für explosionssichere Fabriken.

Auf der diesjährigen Hauptversammlung deutscher Chemiker in Jena referierte Professor Guttman aus London über explosionssichere Fabriken und schlug vor, daß die Gebäude von Explosivstoffabriken künftig aus Eisenbeton hergestellt werden. Der Beton soll mit einem Flußkiesel statt Steinschlag hergestellt werden, wie dies auf Vorschlag von Direktor Biehel von der deutschen Militärbehörde in Kammersdorf mit großem Erfolge versucht wurde. Die Eiseneinlage müßte ein Gitterwerk sein und sich auch im Fußboden befinden, so daß das Ganze einen Faradayschen Käfig bildet und dadurch blitzsicher wird. Das Gebäude würde ferner eine Explosion als Ganzes mitmachen, es wäre feuersicher und im Falle einer Explosion würde kein Teil auf größere Entfernung geschleudert werden. Die Fenster sollen aus Drahtglas bestehen, um das gefährliche Schleudern von Splittern zu verhindern, auch die Erdwälle sollen auf beiden Seiten mit Eisenbeton verkleidet werden und können dadurch bis zu 80° Neigung bekommen, wodurch an Material sowohl wie an Raum sehr viel erspart wird. Diese Vorschläge fanden von Behörden und Sachverständigen die günstigste Beurteilung.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Vorträge über Elastizitätslehre von Wilhelm Keck. II. vermehrte Auflage, neu bearbeitet von Dr. Ludwig Hotopp, Professor der Technischen Hochschule zu Hannover. II. Teil. Hannover 1908. Preis M. 10.—.

Der zweite Teil der zweiten Auflage des bekannten Werkes von Keck über die Elastizitätslehre wurde so durchgreifend umgearbeitet, daß es, mit Ausnahme von einigen Kapiteln, als selbständiges Werk betrachtet werden kann.

Der dritte Abschnitt, in welchem die vollwandigen Bogenträger besprochen werden, ist mit Ausnahme von zwei letzten Kapiteln fast ganz neu. Der Verfasser entwickelt für alle Bogenträger genaue Formeln, aus welchen die vereinfachten abgeleitet werden und gibt genaue graphische Methoden an. Er prüft aber immer allgemein oder an der Hand von Beispielen, in welchen Grenzen die vereinfachten Formeln angewendet werden können und welche Fehler hierbei entstehen.

Bei der Besprechung der Dreigelenk-Bogenträger nimmt der Verfasser zwei Stützelenke und das Scheitelgelenk an. Es wäre vielleicht hier angezeigt, zu erwähnen, daß die zwei unteren Gelenke nicht immer Stützelenke sein müssen und daß es manchmal vorteilhafter ist, dieselben etwas gegen den Scheitel zu rücken. Für den Halbkreisbogen beweist der Verfasser, daß die Einflußlinie des Horizontalschubes eine Parabel ist.

Die beiden letzten Kapitel dieses Abschnittes: »Das Gewölbe als Bogenträger« und »Besondere Formen des vollwandigen Trägers auf zwei Stützen« wurden fast ungedruckt von der ersten Auflage abgedruckt, obwohl namentlich für das erste Kapitel eine Umarbeitung und Erweiterung sehr nötig war. Die größeren Gewölbe werden bekanntlich jetzt allgemein mittels Einflußlinien berechnet, welche zwar nach allgemeinen Grundsätzen, wie beim Bogen, gerechnet werden können, bei welchen sich aber Vereinfachungen ergeben, die zu erwähnen wünschenswert wäre. Der Verfasser hat aber die Berechnung mittels Drucklinien nach der ersten Auflage stehen gelassen, und zwar für die bewegliche Belastung bei der Beladung einer Hälfte der Spannweite. Es hat aber schon Housselle bewiesen, daß die möglichst unsymmetrische Drucklinie entsteht, wenn der Anfangspunkt der belasteten Strecke um x von der Mitte entfernt ist, welches x leicht zu berechnen ist. Der Verfasser berücksichtigt nur die wagerechte Überschüttung der Gewölbe, obgleich bei größeren Brückengewölben gewöhnlich Spandrilmauern, ja sogar Spandrielsäulen in Anwendung kommen.

Im vierten Abschnitte bespricht der Verfasser die ebenen Fachwerke. Dieser Abschnitt wurde auch sehr erweitert, namentlich bei der Besprechung der Entstehung und der statischen Eigenschaften ebener Fachwerke und bei der Formänderung der Fachwerke. Das Kapitel über die Grundzüge einer Kinematik des Fachwerkes ist ganz neu eingeschaltet worden. Die größten Spannkraften in den Wandgliedern für gleichmäßig verteilte Verkehrslast wurde aber noch immer annähernd bei Annahme voller Knotenlasten berechnet, obwohl deren genaue Bestimmung nach Melan oder Velfisk sehr einfach ist. Die Höhen der Vertikalen des Schwedlerschen Trägers wurden nur analytisch bestimmt, obwohl die graphische Bestimmung der Höhen sich sehr einfach und übersichtlich gestaltet.

Der fünfte Abschnitt behandelt den Erddruck und die Stützmauern und wurde fast ungedruckt abgedruckt, nur einige Bemerkungen wurden mit Rücksicht auf die Versuche Müller-Breslaus eingeschaltet.

Zum Schluß muß ich den klaren und systematischen Vortrag hervorheben und den Umstand erwähnen, daß die von Dr. Hotopp umgearbeiteten Kapitel auf der Höhe der Wissenschaft stehen. Demnach kann das obige Werk den Lesern bestens empfohlen werden.

Prof. Dr. M. R. v. Thullie.

Gemeinfaßliche Darstellung des Eisenhüttenwesens. Herausgegeben vom Verein Deutscher Eisenhüttenleute in Düsseldorf. 6. Auflage, Düsseldorf 1907. Kommissionsverlag A. Bagel. In Leinen geb. M. 4.—.

Für den Eisenbetoningenieur wird sich oft die Gelegenheit ergeben, sich mit Fragen zu beschäftigen, die eine genaue Kenntnis der Eigenschaften des Eisens erfordern. Das vorliegende Werk enthält eine gemeinfaßliche Darstellung aller dieser wichtigen Fragen und wird auch für diejenigen, die sich nicht auf dem Spezialgebiete zu betätigen haben, ein wertvolles Nachschlagebuch sein.

Das Werk zerfällt in zwei Teile. Der 1. Teil befaßt sich mit der Gewinnung und der Verarbeitung des Eisens. Im ersten Abschnitt ist eine Darstellung des Roheisens, in einem zweiten Abschnitt die Darstellung des schmiedbaren Eisens, Herdrütschen und Puddeln, das Bessemer- und Thomasverfahren (Windfrischen) und das Siemens-Martin-Verfahren; weiter die Darstellung des Zement-, Raffinier- und Tiegelstahles und die elektrische Stahlerzeugung. In dem dritten Abschnitte ist die Eisen- und Stahlgießerei behandelt und die Verarbeitung des schmiedbaren Eisens. Das Schmieden, das Walzen und ein Kapitel über den Schutz der Eisenoberfläche gegen das Rosten. Der letzte Abschnitt des ersten Teiles enthält eine eingehende Darstellung über die Mittel zur Prüfung der Eigenschaften und der Festigkeiten des Eisens.

Der zweite Teil befaßt sich mit der wirtschaftlichen Bedeutung des Eisengewerbes in verschiedenen Ländern. Unter anderem sind beachtenswert die Abschnitte über Eisenbahnen und Wasserstraßen, über Arbeiterverhältnisse, und was für den Eisenbetoningenieur besonderes Interesse haben dürfte, über die Eisenpreise und Eisenzölle in verschiedenen Staaten. Im Anhang befindet sich eine Zusammenstellung aller deutschen Eisen- und Walzwerke.

Der Inhalt ist, wie aus der angeführten Inhaltsangabe zu ersehen ist, sehr reichhaltig. Die beste Empfehlung für dieses ausgezeichnete Nachschlagewerk ist der Umstand, daß es bereits in 6. Auflage erscheint. E. P.

H. Nitzsche, Graphische Hilfstafeln zur schnellen Ermittlung der Trägheitsmomente genieteter Trägerquerschnitte. Verlag W. Engelmann, Leipzig. Preis M. 12.—.

Von der Formel ausgehend $J = J_s + J$, in welcher J_s das Trägheitsmoment einer Fläche auf die eigene Schwerachse bezogen, und J das Produkt aus der Fläche und dem Quadrat der Entfernung der eigenen Schwerachse von der Achse t bedeutet, führt der Verfasser mit Hilfe eines graphischen Verfahrens für den Ausdruck $J = f c^2$ eine tabellarische Darstellung durch, aus welcher auf der einen Seite J_s aus Zahlentafeln, und J auf der anderen Seite aus der graphischen Darstellung zu entnehmen sind.

Das Werk empfiehlt sich zur raschen Ermittlung von Trägheitsmomenten genieteter und ähnlicher Eisenquerschnitte durch seine Übersichtlichkeit und durch seine leichte Handhabung. E. P.

Bruno Möhring: „Stein und Eisen“, Kunstblätter Verlag E. Wasmuth A.-G., Berlin.

Dieses vorzüglich ausgestattete Werk ist ein erfreulicher Schritt auf dem Wege, welcher den Architekten dahin führt, die Werke des Ingenieurs künstlerisch zu behandeln und in künstlerisch befriedigende Formen zu kleiden.

Ein solcher Schritt war höchst notwendig, und Bruno Möhring ist dafür zu danken, daß er ihn getan hat! Wer in den vergangenen Jahren die großen Werke der Ingenieurkunst betrachtet, so weit nämlich, als auch die

Architektur an ihnen in Erscheinung tritt, und zwar wesentlich und auffallend in Wirkung kommt, der wird bei den meisten dieser Werke leider bald zu der Einsicht kommen, daß die Formen, welche sich dem Auge darbieten, nicht die Formen derjenigen statischen Funktion sind, welche sie versinnbildlichen oder umkleiden sollen. Das Wort „Wahrheit in der Kunst“ wird wohl selten dabei als Leitmotiv zu erkennen sein, und gerade bei all diesen Werken sollte dieser Leitsatz für den Architekten bei der Formgebung seines Gebildes vorschweben. Die modernen großen Konstruktionen bestehen in ihrem Material entweder ganz aus Stein, aus Eisen, aus armiertem Beton oder aus einer Kombination von Stein und Eisen. Möhring hat es versucht, die Funktionen, welche dem Stein und dem Eisen übertragen sind, künstlerisch in Erscheinung zu bringen, und jeder, der dieses Tafelwerk betrachtet, wird sagen müssen, daß überall in diesen seinen Arbeiten die einzelnen dargestellten Formen sowohl dem Material entsprechen, in dem sie erzeugt sind, als auch ein Ausdruck der Wirkung von Kräften sind, die in ihnen arbeiten und zu deren Bezeichnung sie geschaffen sind. Während in den früher genannten Gebilden die äußere Form durchaus nicht ein Bild des Konstruktiven gibt, während dort absolut die Form dem Material nicht entspricht und keineswegs die Profile und die dekorativen Beiwerke auf den Charakter der Kräftewirkungen schließen lassen, zeigt hier die ganze architektonische Komposition wie auch jedes Detail auf den ersten Blick das Material, aus dem es geschaffen ist, und die Funktion, welche es im ganzen Konstruktionswerke erfüllt. Es bleibt jedem Künstler unbenommen, sich sein Urteil über die Harmonie und architektonische Ausgestaltung der Werke Möhrings vom Standpunkte des Architekten zu bilden, es soll nicht gesagt sein, daß alle Formen in diesen Arbeiten dem Geschmacke des Betreffenden entsprechen. Jeder aber wird eingestehen müssen, daß dem Schöpfer dieser Bauten der vorhin genannte Leitsatz als Richtschnur, als bestimmendes Moment seiner Formgebung maßgebend ist und daß dem verständigen Beschauer auch wirklich die wohlthuende und befriedigende Wirkung dieser Wahrheit in der Durchbildung an Gesamtheit und Detail offenkundig erscheint.

Eingeleitet ist das Werk durch eine Vorrede von Professor Reinhold Krohn, der darin erkenntnisreiche und von allen Architekten und Ingenieuren beherzigenswerte Worte sagt; so stellt er u. a. den richtigen Satz auf: „Zur Entfaltung einer modernen gesunden Kunst können gerade meine Fachgenossen, die Ingenieure, viel beitragen, indem sie bei Entwürfen, selbst zu reinen Nützlichkeitsbauten, die künstlerische Gestaltung nicht aus dem Auge verlieren, sondern Hand in Hand mit dem Architekten versuchen, der Schönheit des Baues, ohne Preisgebung der konstruktiven Erscheinung desselben, Rechnung zu tragen.“ Diese Worte Professor Krohns sind ebenso schön wie wahr, und es wäre der Wunsch aller Kunstverständigen, daß der Rat, der in ihnen ausgesprochen ist, auch wirklich befolgt würde.

Es würde zu weit führen, wenn in diesen Zeilen ausführlich über die einzelnen im Tafelwerke enthaltenen Bauten gesprochen werden sollte; jeder, der sich dafür interessiert, wird es sich ja anschaffen.

Das Werk erscheint bei Ernst Wasmuth A.-G. in Berlin und besteht aus zirka 60 Tafeln, von denen zu sagen ist, daß sie sowohl in der Art der Darstellung (es sind Abdrücke von Handzeichnungen Möhrings und von Photographien) wie auch nach dem Inhalt des Gebrachten höchst schätzenswert sind.

Architekt Dr. Arnold Karplus (Wien).

Den Verfassern größerer Originalbeiträge stehen je nach deren Umfang bis zu 10 Exemplaren des betr. vollständigen Heftes kostenfrei zur Verfügung, wenn bei Einsendung des Manuskriptes ein entsprechender Wunsch mitgeteilt wird. Sonderabdrücke werden nur bei rechtzeitiger Bestellung und gegen Erstattung der Kosten geliefert.

E. Fölzer, Eisenbetonkonstruktionen I. Zweite neu bearbeitete Auflage. Mit 306 Abbildungen, 7 ganzseitigen Tafeln im Text und 3 lithographischen Tafeln. Polytechnischer Verlag M. Hittenkofer, Strelitz in Mecklenburg. Preis M. 9.—

Der vorliegende I. Teil des Buches umfaßt den Hochbau und ist für Baugewerkschulen bestimmt.

Zunächst gibt der Verfasser einen allgemeinen sehr übersichtlichen Abriss über die Festigkeitslehre, leitet hierauf die bekannten Beziehungen und Formeln des Eisenbetons ab und gelangt schließlich zu den Eisenbetondeckensystemen, von welchen alle nennenswerten Systeme durchgesprochen und durch Rechnungsbeispiele erläutert werden. Die Eisenbetonstützen sind selbstredend entsprechend behandelt, nur vermißt man den umschnürten Beton.

Nachdem auf diese Weise die Konstruktionselemente ausführlich besprochen sind, wird ein vollständig durchgerechnetes Beispiel einer kontinuierlich über Stützen verlaufenden Decke vorgeführt; sehr schön behandelt ist das Kapitel über Dachkonstruktionen, besonders die Rahmen- und Kuppeldächer.

Das Buch wird gewiß auch in der zweiten Auflage viel Anklang finden; sein Wert liegt besonders in den wirklich gut gewählten Rechnungsbeispielen.

Ing. Eduard Steiner, Wien.

NEUE BÜCHER.

(Besprechung vorbehalten.)

L. A. Sanders, »Het Cement-Jjzer in Theorie en Practijk.« Uitgegeven te Amsterdam door de Wed. J. Ahrend & Zoon. 1907. Prijs van f 17,50. 6 Bände. 646 Seiten.

Dr. Lugw. Hess, »Leitfaden für die Berechnung und Ausführung von Eisenbeton-Konstruktionen. Wien 1908. Verlag des Bautechniker.

K. Schindler, »Die im Eisenhochbau gebräuchlichsten Konstruktionen schmiedeeiserner Säulen.« Ein Handbuch für Ing., Arch., Techn. und Bauführer. Mit 100 Textabb., zahlr. Tab. und Rechnungsbeisp. Verlag A. Hartleben, Wien 1908. Preis 4.— Mk.

H. Haberstroh, »Der Eisenbeton im Hochbau.« Für den Schulgebrauch und die Baupraxis bearbeitet. Mit 400 Textabbildungen und 12 Tafeln. Leipzig 1908, Verlag von Bernh. Friedr. Voigt. Preis br. 5.— Mk., geb. 6.— Mk.

S. Habianitsch, »Neuere Zementforschungen.« Freier Kalk, Basische Silikate, Thermo-Chemie. 124 S. 5 Abb. 1908. Verlag der Tonindustrie-Zeitung, Berlin N. W. 21. Preis 3.— Mk.

Neuerscheinungen in der Literatur, die der Schriftleitung nicht zugedient wurden.

Forscherarbeiten auf dem Gebiete des Eisenbetons. Heft 8. Versuche mit Säulen aus Eisenbeton und mit einbetonierten Eisensäulen von Dr. Ing. F. v. Emperger, k. k. Baurat, Berlin 1908. Verlag W. Ernst & Sohn. Handbuch für Eisenbeton. III. Band. Bauausführungen aus dem Ingenieurwesen, Dr. Ing. F. v. Emperger, k. k. Baurat, Berlin. Verlag W. Ernst & Sohn.

Kataloge.

Schüchtermann & Kremer, Maschinenfabrik Dortmund. Streckmetall.

Betongeschäft von Huck, Haus Ermakowa, Moskau. Photographien.