

ARMIERTER BETON.

1908. DEZEMBER.

INHALT:

Die Bestimmung der Schubfestigkeit des Eisenbewehrten Betons. Von Prof. M. Foerster (Dresden). S. 295.
Die Temesbrücke in Örményes (Ungarn). Von Oberingenieur Sigm. Jemnitz (Budapest). S. 302.
Ergebnisse neuerer Untersuchungen und ein Vergleich mit den bisher bekannten Versuchsergebnissen. Von E. Probst. (Schluß v. S. 274). S. 307.

Verschiedene Mitteilungen S. 309: Vorschriften über Stampfbeton. I. Internationaler Straßenkongreß in Paris. Über das Rosten von Eiseneinlagen im Beton. Bauunfall. — Zeitschriftenschau, S. 310.

DIE BESTIMMUNG DER SCHUBFESTIGKEIT DES EISENBWEHRTEN BETONS.

Eine Zusammenstellung der bisher üblichen Versuchsmethoden

von Professor M. Foerster (Dresden),

mit Äußerungen und Vorschlägen von

Geh.-Regierungsrat Professor Dr. Ing. A. Martens, Direktor des Königl. Materialprüfungsamtes, (Gross-Lichterfelde-West); Professor F. Schüle, Direktor der eidgen. Materialprüfungsanstalt, (Zürich); Professor Dr. Ing. M. R. von Thullie, Professor an der technischen Hochschule, (Lemberg).

Dem mir von der Schriftleitung des „Armierten Betons“ ausgesprochenen Wunsche, eine kurze Zusammenstellung über die bisher üblichen Methoden zu geben, nach denen die Schubfestigkeit des Verbundmaterials bestimmt worden ist, komme ich um so bereitwilliger nach, als gerade auf diesem Gebiete noch eine größere Summe von Unklarheiten vorherrscht und namentlich die Frage noch keiner endgültigen Klärung zugeführt worden ist, ob durch eine Bewehrung des Betons dessen Schubfestigkeit eine wesentliche Vergrößerung erfährt oder beide Stoffe nur nebeneinander in ihrem Widerstande gegen abscherende Kräfte zur Wirkung gelangen. Es will mir wahrscheinlich erscheinen, daß bei Lösung dieser Frage die geringere oder größere Haftfestigkeit des Eisens, mit anderem Worte die „Güte des Verbundes“, eine wichtige Funktion spielen dürfte.

Der Zweck der nachfolgenden Zusammenstellung ist allein der, im obigen Sinne zu einer Aussprache über die noch vorhandenen, abweichenden Meinungen zu führen und auf die bestehenden, zum Teil weit voneinander abweichenden Ansichten und Versuchsergebnisse hinzuweisen.

Von E. Mörsch*) wurde die Schubfestigkeit

an Betonbalken rechteckigen Querschnittes mit und ohne Eisenbewehrung sowie an geschlitzten Betonbalken bestimmt: bei den ersteren Versuchen

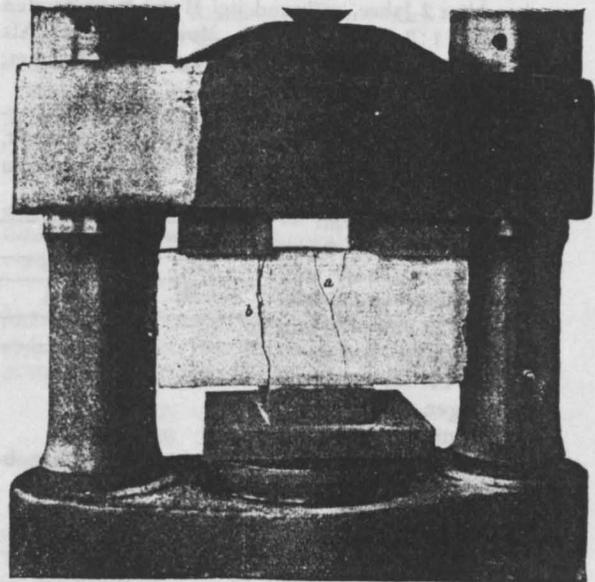


Fig. 1. **)

*) Vergl. u. a. Schub- und Scherfestigkeit des Betons von E. Mörsch, Schweiz. Bztg., B. XLIV, Nr. 26 und 27, auch als Sonderabdruck erschienen.

**) Fig. 1, 1a, 1b und 2 sind der Schweizerischen Bauzeitung, Bd. 54, S. 296 u. S. 308, entnommen.

war der zu untersuchende 40 cm lange prismatische Probekörper von 18×18 cm Querschnitt derart in eine Presse eingefügt, daß der Druck (vergl. Fig. 1) auf zwei Schubflächen senkrecht zur Prismenachse übertragen wurde; hierbei ist aber nicht zu verkennen, daß auch ohne Frage Bieungsbeanspruchungen auftreten und die Versuchsergebnisse beeinflussen, wie es sich auch durch die des öfteren beobachtete Bildung von Bieegerissen zu erkennen gab.

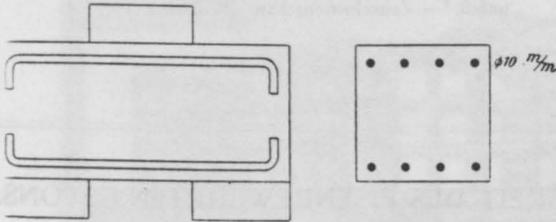


Fig. 1 a

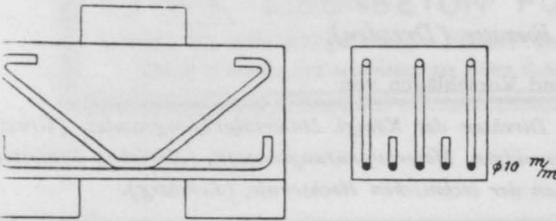


Fig. 1 b.

Bei Versuchsreihe I — unbewehrte Prismen — betrug die Mischung 1:3, der Wassergehalt 14%, das Alter 2 Jahre, während bei II die betreffenden Größen 1:3, 14% und $1\frac{1}{2}$ Monate waren. Als Mittelwerte ergaben sich bei I: $\tau = 65,9$ kg/qcm; bei II: $\tau = 37,1$ kg/qcm.

Der zweiten Reihe waren die bewehrten Probekörper in Zusammensetzung und Alter angepaßt, so daß sie zur Ermittlung von Vergleichszahlen dienen konnten. Ihre Bewehrung bestand — Reihe III — aus 2×4 nahe der Ober- und Unterfläche gelegenen Rundeisen von je 10 mm Durchmesser bzw. — Reihe IV — aus fünf derartigen Eisen nur im Untergurte, von denen drei nach oben gebogen waren. Die Ergebnisse sind: (Siehe Fig. 1 a)

Reihe III: $\tau = 36,7$ kg/qcm i. M.,

„ IV: $\tau = 34,3$ „ „ „

Es zeigt sich mithin hier — im Vergleich zu den an zweiter Stelle erwähnten Versuchen, also mit nicht bewährten Prismen — keine nennenswert verschiedene Größe für die Schubfestigkeit

des Verbundes; bei beiden Körperarten tritt bei gleicher Versuchsdurchführung der Bruch in der Betonfuge bei etwa der gleichen Kraft ein; erst nach Beseitigung des Schubwiderstandes des Betons tritt die Eiseneinlage in Wirkung. Die Versuche ergeben mithin kein statisches Zusammenwirken von Eisen und Beton in der Scheerfläche bei Übertragung der Schubkräfte.

Die Versuche von Mörsch mit geschlitzten Betonprismen zeigen (Fig. 2) Probekörper mit der Balkenachse parallel laufenden Durchbrechungen nahe der neutralen Achse und zwischen ihnen Anordnung von Betonstegen an den Auflagern und in Balkenmitte; hier werden mithin die waagrechten Schubkräfte bei Bieungsbelastung der Balken die Stege zerstören, falls diese dünn genug sind. Gerade in dieser Versuchsdurchführung dürfte eine Methode gegeben sein, ziemlich einwandfrei die in der Einleitung erwähnte grundlegende Frage zur Klärung zu bringen, um so mehr, als am Auflager bei Freilage des Balkens die Bieungsspannungen fast verschwinden. Armiert man hier die Stege in senkrechtem Sinne, so dürfte sich eine Entscheidung darüber herbeiführen lassen, ob solche Bewehrung überhaupt und ferner in welchem Grade die Schubfestigkeit des Betons erhöht.

Aus den Mörschschen Versuchen ergeben sich je nach der Mischung 1:3—1:7 und dem Wassergesetz von 8 und 14% Schubfestigkeiten von 36—19 kg/qcm; sie zeigten eine Abnahme mit der Verringerung des Zementgehalts und der Erhöhung des Wassergesetzes.

Eine weitere Gruppe von Versuchen wurde von S. Zipkes ausgeführt.*) Untersucht wurden im Verhältnisse von 1:3 gemischte, 50 Tage alte, 14% Wasser enthaltende Probekörper, und zwar 9 an der Zahl; von ihnen waren 3 ohne Eiseneinlagen, 6 mit solchen, und zwar mit 10 mm starken, schlingenartig um den Kern des Beton-

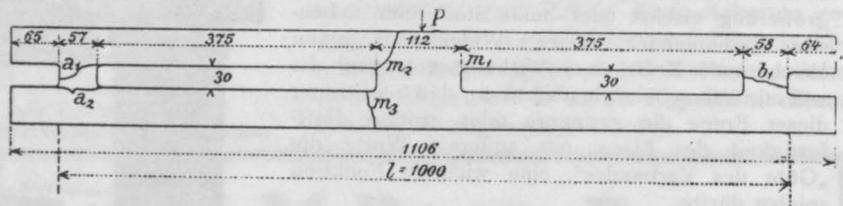


Fig. 2.

prismas gewundenen Rundeisen armiert. Die einzelnen Windungen der Schlingen waren durch 5 mm starke Querdrähte verbunden (Fig. 3). Von den 6 bewehrten Probekörpern waren 3 mit vollem

*) Vergl. die Scher- und Schubfestigkeit des Eisenbetons von S. Zipkes. Berlin 1906. Ernst & Sohn. Erweiterter Abdruck aus »Beton und Eisen«, 1906, I, II, III und IV. Eine sehr interessante Kritik gibt Mörsch in »Beton und Eisen«, 1906, XI, S. 289/290.

Querschnitte versehen, 3 durch Fortlassung des Betons innerhalb der Spiralarmierung als Hohlkörper konstruiert. Die Versuchsdurchführung selbst war genau die gleiche wie bei den Mörschen Reihen I, II, III und IV; die Ergebnisse sind:

Probekörper:	Schubfestigkeit beim ersten Risse	Schubfestigkeit beim Bruche
ohne Eiseneinlagen	—*)	25,18
voll und mit Eiseneinlagen	27,12	57,34
hohl „ „ „	27,10	48,80

Aus den Versuchen folgert Zipkes, daß durch die Eiseneinlagen die Schubfestigkeit des Betons erhöht sei, also auch die Bruchlast vergrößert werde. Es widerstreiten diese Resultate mithin den von Mörsch gefundenen, der in der Kritik der Zipkesschen Arbeit („Beton und Eisen“ 1906, XI,

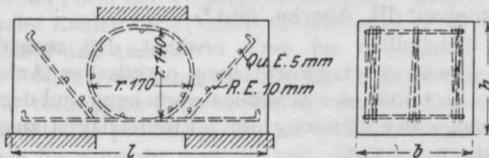


Fig. 3.

S. 289/290) noch besonders hervorhebt, daß seiner Überzeugung nach die Scherfestigkeit des Eisens erst nach Überwindung derjenigen des Betons, dann aber bis zum vollen Betrage ausgenutzt wird, eine Summierung der Wirkungen beider Stoffe also ausgeschlossen erscheine.

Wenn auch die Ergebnisse der Zipkesschen Versuche einerseits wegen ihrer geringen Anzahl, andererseits wegen der hier verwendeten Spiralarmierung und derinfolge einer solchen nicht unwahrscheinlichen Festigkeitsveränderung im Verbund keinen Anspruch auf allgemeine Gültigkeit erheben können, so finden sie doch in gewissem Sinne eine Stützung durch neuere Versuchsreihen von E. Brik.***) Die Versuchsdurchführung ist wieder die gleiche wie bei Mörsch und Zipkes, zeigt also auch wie diese den Nachteil, daß die Probekörper zugleich auf Biegung beansprucht werden. Zur Untersuchung wurden hierselbst herangezogen 16 Prismen von quadratischem Querschnitte 16×16 cm und 38 cm Länge; hiervon waren 4 Stück unbeehrt, 12 mit Rundeseisen verschiedener Stärke und

*) Zipkes gibt zwar den Wert 5,2 kg/qcm an; es scheint aber, daß die zuerst beobachteten Risse — vergl. auch die vorerwähnte Kritik von Mörsch — Biegerisse und keine Scherrisse sind. Demnach ist der allen anderen sonst gefundenen Schubfestigkeitszahlen widerstrebende Wert auch nicht aufzunehmen.

**) Ergebnisse einiger neuen Versuche über den Scherwiderstand reiner und armierter Betonprismen. Österr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baukunst, 1907, Heft 36.

Austeilung versehen. Bei 4 der armierten Körper war nur ein Eisen von 20 mm Durchmesser in die Achse der Prismen gelegt, während bei weiteren 4 Proben 4 Rundeseisen von 10 bzw. 9 mm Stärke, nahe der Kante, eingefügt waren und endlich bei den letzten Prismen zu diesen Einlagen noch ein Eisen in der Prismenachse hinzutrat; hier war die Bewehrung 7 bzw. 10 mm stark. Das Mischungsverhältnis betrug 1:4, das Alter der Körper 13 Wochen.

Die Abscherung der armierten Prismen begann fast stets mit Rissebildungen, ähnlich jenen des Eisens bei Scherwirkung; die Risse selbst gingen meist von den Übertragungskanten der Druckflächen aus nach unten bzw. oben. Neben ihnen traten später auch an den Stirnseiten der Prismen Risse auf, welche von den Eiseneinlagen ausgingen und längs derselben Bruchflächen bildeten, die meist nur von den Stirnen bis an die Hauptscherflächen reichten. Die Eiseneinlagen zeigten sich an den Enden — entsprechend der Breite der Widerlager — nach aufwärts etwas verbogen. —

Die Größe der das Auftreten der ersten Risse, weiterhin den Bruch bewirkenden Querkräfte nahm bei den armierten Prismen gegenüber den unbewehrten Probekörpern sehr erheblich zu für den Bruch ergaben sich z. B. die folgenden Werte:

	Q =
1. Nicht armiertes Prisma	8,850 t
2. Prisma mit 1 Rundeseisen von 20 mm in der Achse bewehrt	11,438 t
3. Prisma mit 4 Rundeseisen von 9 bzw. 10 mm an den Kanten	13,500 t
4. Prisma mit 5 Rundeseisen von 7 mm an den Kanten und in der Achse bewehrt	14,366 t
5. Prisma mit 5 Rundeseisen von 10 mm an den Kanten und in der Achse bewehrt	16,500 t

Es könnte mithin nach diesen Versuchen scheinen, als ob die Armierung einen recht erheblichen Einfluß auf den Scherwiderstand auszuüben vermag.

Die Größe dieses Einflusses selbst hat sich nicht im Verhältnis zur Größe der Armierung stehend gezeigt: Es entspricht der obigen Zusammenstellung eine Bewehrung in 0/0 bei:

2)	1,22 0/0,
3)	1,0 0/0 bzw. 1,22 0/0,
4)	0,75 0/0,
5)	1,53 0/0,

und eine Zunahme des Schubwiderstandes um ein Vielfaches bei

2) von	1,29	} gegenüber dem reinen Beton.
3) „	1,52	
4) „	1,62	
5) „	1,86	

Diese Zunahme der Schubfestigkeit läßt sich, wenn man ausschließlich Scherkräfte als wirksam voraussetzt, nur durch die verschiedene Lage und Verteilung der Eisen erklären, zu einem Teil vielleicht auch durch die Verhältnisse der Oberflächen der Eiseneinlagen. Gerade diese Deutung legt aber den Gedanken nicht fern, daß bei der Erhöhung der Bruchlast auch die Biegefestigkeit der Körper erheblich mitgewirkt haben kann. Hierauf leitet auch „die Aufwärtsverbiegung der Eiseneinlagen entsprechend der Breite der Widerlager“ hin. Die Erklärung, welche E. Brik gibt, daß die Wirkungsweise der Rundeiseneinlagen darin bestehe, daß neben den Querscherflächen — zwischen diesen und den Stirnen — längs der Rundeisen sekundäre Längsscherflächen entstanden seien, indem der Betonkörper von dem Eisen gewissermaßen geschlitzt oder gespalten erschien, will mir nicht ausreichend erscheinen, die gefundenen Ergebnisse zu erklären, um so weniger, als die Risse zwischen Scherfläche und Stirn den senkrechten Scherrissen erst zeitlich nachfolgten und vielleicht zum Teil durch die Verbiegung der Eisen und die hierdurch bedingte Lageänderung im Beton beeinflußt sein können. Jedenfalls zeigen gerade die Brikischen interessanten Untersuchungen, wieviel noch hier der Klärung und Erforschung harret.

Weiter sei erwähnt, daß auch mehrfach schon aus den Versuchsergebnissen reiner Biegeversuche die Bestimmung der Schubfestigkeit des Verbundes versucht worden ist. So ermittelte z. B. F. Schüle*) derartige Zahlen aus den Bruchbelastungen von auf Biegung beanspruchten Rippenbalken, allerdings — wie dies kaum zu umgehen ist — unter Annahme einer größeren Anzahl von Voraussetzungen. Diese beziehen sich namentlich auf die Verteilung der Scherkraft zwischen dem nach dem Druckgurte abgebogenen Armierungseisen und dem Beton, eine Frage, die allerdings kurz vor dem Bruche dadurch vereinfacht ist, daß die Schubspannungen in dem Eisen hier mit hinreichender Annäherung bestimmt werden können. Bei der Berechnung selbst setzt F. Schüle voraus, daß die gerade verlaufenden Stangen an der Übertragung von Scherkräften teilnehmen, daß ferner die abgebogenen Eisen wegen Überwindung ihrer Haftfestigkeit und durch ihre Endverankerung noch halten und wie ein Hängewerk wirksam sind, welches als Seilpolygon für bestimmte vereinigte Lasten — in unserem Falle Scherkräfte — aufgefaßt werden kann. Die Differenz zwischen der totalen Scherkraft nahe an den Auflagern und dem vom Hänge-

werke der abgebogenen Armierungsstangen aufgenommenen Teil der Scherkraft muß von dem Beton getragen werden. Der Größtwert der Schubspannung ergibt sich schließlich am Auflager, wenn man die Schubkraft des Betons durch die der theoretischen Balkenhöhe entsprechende Querschnittsfläche dividiert. Als erstere kann angenähert — genau genug — der Abstand des Armierungsschwerpunktes von der Unterkante der Druckplatte eingeführt werden. Wertvoll werden die auf diese Weise ermittelten Scherbruchspannungen ausschließlich aber nur alsdann sein, wenn der Bruch des Balkens durch Überwindung der Schubfestigkeit eingetreten ist. Würde der Bruch durch Biegung veranlaßt, so werden die ermittelten Schubspannungen nur relativen Wert besitzen und als Vergleichswerte Verwendung finden können.

Auch sei auf die Art der Ableitung der Schubspannung aus Biegeversuchen hingewiesen, wie sie Mörsch in seinem Werke „Der Eisenbetonbau“ III. Abschn. gibt.*)

Schließlich sei noch erwähnt, daß auch die Drehungsfestigkeit einen praktischen Anhalt für die Größe der Schubbeanspruchung und deren etwaige Beeinflussung durch Eiseneinlagen zu gewähren vermag.

Geht man davon aus, daß in der Praxis der Fall reiner Abscherung verhältnismäßig selten vorkommen wird und hier die durch Schubspannungen beeinflussten Hauptzugspannungen eine sehr wichtige Rolle spielen, so wird Drehungsversuchen mit Voll- oder Hohlzylindern aus reinem Beton oder Verbundkonstruktion, sowie Biegeversuchen, wie sie Mörsch, Schüle und v. Bach ausgeführt haben,**) auch eine erhöhte praktische Bedeutung zugesprochen werden müssen.

Schon die oben gegebenen kurzen Darlegungen über die wichtigeren Prüfungsmethoden zur Bestimmung der Schubfestigkeit des Eisenbetons und die hierbei erzielten Ergebnisse dürften zeigen, daß hier noch ein großes Gebiet der Klärung harret und dankbare Aufgaben zu lösen sind. Namentlich wird es hierbei darauf ankommen, Wege zur Ausführung der Prüfung zu finden, bei denen die Probekörper vollkommen von Biegebeanspruchungen und sonstigen störenden Einflüssen frei zu halten sind.

Insoweit die Wirkung der Schubkräfte bei auf Biegung beanspruchten Balken in Frage kommt, dürften die in Anm.**) erwähnten grundlegenden Arbeiten von v. Bach u. Mörsch eine für

*) Vergl. u. a. Mörsch „Der Eisenbetonbau“ III. Auflage S. 158—182 und 183—202, sowie v. Bach „Mitteilungen über Forschungsarbeiten“ Heft 45—47.

**) Derartige Versuche sind mehrfach ausgeführt, namentlich von Mörsch (a. a. O.) und von Hemert (Beton u. Eisen 1904. IV. S. 243).

*) Vergl. Resultate der Untersuchung von armiertem Beton . . . von F. Schüle. Mitt. a. d. Eidgen. Materialprüfungsanstalt in Zürich. 1906. S. 81/88. Die obigen Ausführungen sind dieser Quelle entnommen.

die Praxis ausreichende Klärung geschaffen haben; hier handelt es sich vorwiegend um das Wesen der Schubspannung im Verbunde, also um eine rein wissenschaftliche Frage. —

* * *

Gegen die in Fig. 1 gezeigte Anordnung des Versuches habe ich einzuwenden, daß die dort angegebene Art der Beanspruchung im Bauwerk meines Erachtens schwerlich vorkommt und daß vor allen Dingen dabei nicht das bestimmt wird, was gemeinhin unter Schubfestigkeit in einem Balken verstanden wird. Selbst die Scherfestigkeit wird auf diese Weise auch dann nicht einmal eindeutig bestimmt, wenn es sich nur um die Prüfung von Beton ohne Eiseneinlagen handelt. Man hat es bei der in Fig. 1 gegebenen Beanspruchungsweise nie mit reiner Scherfestigkeit zu tun*). Welchen Sinn hat die Eiseneinlage bei dieser Form der Versuchsausführung? Man erhält hohe Zahlenwerte; aber täuscht man sich nicht selbst und andere?

Meiner Meinung nach sollte man Eisenbeton für technische Zwecke nur an großen Konstruktionsteilen prüfen, so wie sie im Bauwerk tatsächlich beansprucht werden, und daraus sollte man ableiten, was man für die Berechnung und zur Beurteilung der Bausicherheit oder den Baumöglichkeiten braucht. Dabei sollte man die Eiseneinlagen so bemessen, daß sie und der Beton allein oder beide zusammen das Maximum ihrer Leistung entwickeln müssen. Demgemäß sollte man die Schubfestigkeit im Eisenbetonbalken selbst feststellen, indem man die Eisenbewehrung so ändert, daß sie immer mehr ihre volle Leistungsfähigkeit zum Ausdruck bringt. Auf richtige Fragestellung wird die Natur richtig antworten.

Damit hätte ich eigentlich kurz und bündig Ihre Frage beantwortet, aber ich will Gelegenheit nehmen, mich noch etwas weiter mit dem Gegenstand zu beschäftigen.

Wenn man nicht kurzerhand die praktische Frage zu lösen hat, welchen Widerstand setzt ein Körper dem Herausziehen oder Herausdrücken aus einem Mauerkörper entgegen, sondern auch Aufschluß über die Vorgänge geben soll, die sich hierbei abspielen, so wird die Sache verwickelt; der Versuch wird viel feiner und schwieriger in der Durchführung sein.

Ich will hiermit versuchen, ob ich ein anschauliches Bild von diesem Vorgange geben kann; dabei gehe ich von der Vorstellung aus, wie ein prismatischer (runder) Stab (Eisen) und eine homogene Umschließmasse bei dem Vorgang ihre Form ändern wird (Fig. 4).

Die sehr lange Stange E im Körper B wird durch die Kraft P auf Zug beansprucht; sie wird sich um den Betrag ϵ dehnen, der entsprechend der Abnahme der Kraft im Innern des Körpers von E nach dem Dehnungsschaubild, Linie ϵ_e (Fig. 4) zwischen 0 und 5 angedeutet ist. Die in den Körpern E und B gedachten Ebenen werden sich entsprechend verschieben, etwa nach den mit dem Index 1 bezeichneten Stellen. Dabei können im Körper E die ursprünglich eben gedachten Flächen nicht eben bleiben, weil die Übertragung der Kräfte von E auf B durch die Oberfläche von E erfolgen muß. Die Verschiebungen sind, wie punktiert versinnbildlicht. E geht in einen Umdrehungskörper von geringerem Querschnitt über.

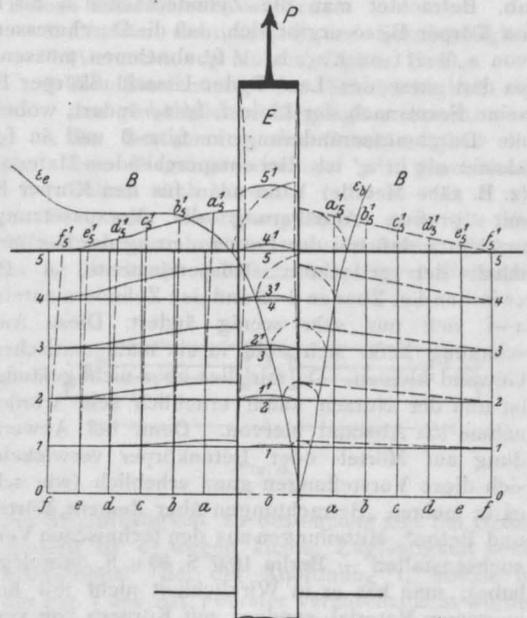


Fig. 4.

Wenn ϵ_e nicht gleich ϵ_b ist, muß eine Verschiebung in der Grenzfläche (Entwicklung der Schubspannung) und eine Querverschiebung senkrecht zur Grenzfläche stattfinden, wobei auch ein Streben eintritt, den Zusammenhang zwischen beiden Grenzflächen E und B, d. h. die Haftfestigkeit zu überwinden; die Überwindung der Gleitfestigkeit ist also kein einfacher Verschiebungsvorgang. Und zwar wird mit großer Wahrscheinlichkeit die Gleitfestigkeit an dem eingeschlossenen Zylinder kleiner gefunden werden, als sie sich ergeben würde, wenn sie durch Verschieben zweier Körper in der ebenen Berührungsfläche ermittelt würde. Aus diesen Dingen entspringt schon ein Teil der Unklarheiten in dem Streit über die „Haftfestigkeit“, „Schubfestigkeit“, „Gleitwiderstand“, „Scherfestigkeit“, „Klemmfestigkeit“ usw.

In dem sehr langen Körper E nimmt also die Spannung, die Dehnung und die Quersammen-

*) A. Martens: Handbuch der Materialkunde I Abs. 216. Verlag von Julius Springer, Berlin.

ziehung bis auf Null ab und in dem unbegrenzt gedachten Körper B wird in ähnlicher Weise die Formänderung mit dem Abstände der gedachten Zylinderflächen von a bis f ebenfalls abnehmen und zuletzt Null werden. Ebenso wie wegen der Abgabe von Spannungen durch die Berührungsfäche die ursprünglich eben gedachten Querschnitte im Körper E nicht eben bleiben können, werden auch die ursprünglichen Ebenen 0—5 im Körper B nicht eben bleiben, sondern gegen 5 hin immer stärker sich wölben, wie im unteren Teil von Fig. 4 angedeutet. Die gewölbten Flächen kann man zur Vereinfachung der mathematischen Darstellung vielleicht durch Kegelflächen ersetzt denken; deren Spitzenwinkel nimmt von 0 bis 5 ab. Betrachtet man die Zylinderflächen a bis f im Körper B, so ergibt sich, daß die Durchmesser von a, b...f nach a_5' , b_5' ... f_5' abnehmen müssen, so daß unter der Last P der Umschlußkörper B seine Form nach der Linie f, f_5' a_5' ändert, wobei die Durchmesseränderung in $f_0 = 0$ und in f_5' kleiner als in a_5' ist. Bei entsprechendem Material (z. B. zähe Metalle) kann man für den Körper B mit großer Annäherung die Voraussetzung machen*), daß bei der Formänderung der Körperinhalt der gedachten Körperelemente z. B. zwischen den Ebenen 0—5 und den Zylindermanteln a—f sich nur sehr wenig ändert. Diese Anschauung ließe sich wohl in ein mathematisches Gewand kleiden. Da mir dies aber nicht geläufig ist und der Nutzen kaum erheblich sein würde, nehme ich Abstand hiervon. Denn bei Anwendung auf Mörtel- oder Betonkörper verwickeln sich diese Vorstellungen ganz erheblich (wie ich es in meinen „Betrachtungen über Zement, Mörtel und Beton“, Mitteilungen aus den technischen Versuchsanstalten — Berlin 1897 S. 89 u. ff. dargelegt habe); man hat es in Wirklichkeit nicht mit homogenem Material, sondern mit Körnern von verschiedener Größe zu tun, die miteinander verkittet sind. Dabei ist auch das verkittende Bindemittel nicht einmal homogen und füllt auch die Hohlräume zwischen den Körnern nicht vollständig aus, so daß dieses Bindemittel zwischen Korn und Korn nicht einfach beansprucht ist, sondern, namentlich bei oft wiederholtem Kraftwechsel, der Auflockerung und allmählicher Zerstörung preisgegeben ist. Dieser Umstand macht es überhaupt fraglich, ob wir durch einfache Festigkeitsversuche mit einmaliger Beanspruchung oder mit geringer Lastwechselzahl überhaupt den Sicherheitsgrad unserer Bauwerke, ganz besonders aber derjenigen aus Eisenbeton, beurteilen dürfen.

Aus den Unklarheiten, die wir bei der Fragestellung bei unseren Versuchen sehr häufig bestehen lassen, ergibt sich meines Erachtens die geringe Tiefe unserer Erkenntnis über die Eigen-

schaften unserer Baumaterialien. Man ruft immer nach sogenannten „praktischen“ Versuchen, die „praktische“ Erfahrungen bestätigen sollen, die leider oft nur Vorurteile sind, aus ungenügender Ergründung des wahren Sachverhaltes entstammend, und die sich fast unausrottbar festzusetzen pflegen.

Die hier besprochene Frage liegt auf dem Grenzgebiet der praktisch-technischen und der vorurteilslosen Forschung nach den Vorgängen, wie sie sich in Wirklichkeit abspielen. Wie soll in das Gebiet der „Schubfestigkeit“, „Haftfestigkeit“, „Gleitwiderstand“, „Scherfestigkeit“, „Klemmfestigkeit“ usw. des Eisenbetons Klarkeit kommen, wenn nicht von unten auf voraussetzungslos geforscht wird? Unsere „Versuche für die Praxis“ werden viel zu sehr von dem technischen, industriellen und kaufmännischen Nutzen geleitet, dann kommt allenfalls noch das Interesse der öffentlichen Verwaltungen (Baupolizei usw.) zur Geltung, aber die interesselose Mehrung unserer Erkenntnis bildet außerordentlich selten die Haupttriebfeder für die Forschung; Mittel und Kräfte hierfür stehen selten zu Gebote.

Ich will nicht leugnen, daß für unser Volkswohl und für das Baugewerbe und was damit zusammenhängt, die Ergebnisse unserer Forschung in den letzten Jahren von ganz besonders großem Nutzen gewesen sind; ich habe auch wohl durch mein immer wiederholtes Eintreten für Versuche in großem Zuge meine hohe Einschätzung des Wertes solcher Versuche bewiesen. Das soll mich aber nicht abhalten, immer wieder darauf hinzuweisen, daß es notwendig und auch nützlich ist, ohne die vorgenannten „praktischen“ Triebfedern, nur aus Freude an der Erkenntnis auf solche Dinge einzugehen, die diese Erkenntnis mehren. Auch hierfür sollte die Öffentlichkeit Mittel und Wege finden.

Groß-Lichterfelde, 6. August 1908.

A. Martens.

* * *

Recht lückenhaft sind bisher die Versuche über das Wesen der Übertragung von Scheerkräften bei Beton mit und ohne Armierung geblieben, wie aus den Zusammenstellungen von Prof. M. Foerster hervorgeht. Es liegt dies in zwei Hauptursachen, die wohl nicht mit genügender Schärfe hervorgehoben worden sind:

1. die Wirkung der Scheerkräfte läßt sich nicht unabhängig von der Wirkung der Biegemomente verfolgen; die Versuche auf Abscheerung sind stets von Biegebbeanspruchung des Materials begleitet, namentlich wenn die äußeren Kräfte durch Flächen wie nach der Anordnung von Mörsch in Fig. 1

*) A. Martens, Materialkunde Abs. 36.

übertragen werden. Derartige Versuche haben den Nachteil, die Ermittlung der Biegemomente durch Unbestimmtheit in der Lage der Angriffspunkte der äußeren Kräfte nicht zu ermöglichen;

2. die Wirkung der Scheerkräfte kann einigermaßen bei nicht armiertem Beton auf einen dünnen Streifen des Materials durch geeignete Anordnung des Versuches beschränkt werden, so daß ganz deutlich aus dem Versuche hervorgeht, ob der Bruch durch Biegebungsbeanspruchung oder durch Abscherung erfolgt ist. Bei armiertem Beton wird durch das Eisen ein weit größeres Volumen des Probekörpers an der Übertragung der Kräfte in Mitleidenschaft gezogen. Versuche an kurzen armierten Prismen dürfen daher nicht als geeignet betrachtet werden. Es ist eine ganz andere Anordnung der Proben notwendig.

Für die Versuche mit nicht armiertem Beton empfiehlt sich die Anordnung, welche bereits von Féret für die Bestimmung der Haftfestigkeit nach dem Vorschlage

von Mesnager verwendet worden ist (siehe Féret, die Bestimmung des Haftvermögens hydraulischer Bindemittel, Akten des Brüsseler Kongresses des Int. Verb. für die mat. prüf. der Technik). In Fig. 5a ist diese Anordnung skizziert, wie sie in der eidg. Materialprüfungsanstalt Zürich zur Ermittlung der Scheerfestigkeit verwendet wird. Die Hebelarme

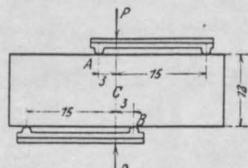


Fig. 5 a.

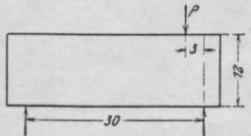


Fig. 5 b.

sind so gewählt, daß man nach den üblichen Festigkeitsformeln denselben Wert für die Biegebungsbeanspruchung unter A und B und für die Scheerspannung in C erhält. Der Versuch zeigt sofort, ob die erstere oder die zweite Art der Beanspruchung den Bruch herbeigeführt hat. Die Resultate dieser Versuche sollen später behandelt werden.

Eine einfachere Anordnung gibt Fig. 5b, bei welcher die Hebelarme nach gleichem Grundsatz wie vorhin bestimmt werden. Beide Anordnungen geben schön übereinstimmende Resultate.

Bei armierten Probekörpern kommt es vor allem auf den Sicherheitsgrad von Balken gegen Scheerkräfte an; je mehr die Verhältnisse der Höhe zur Stützweite und die Art der Belastung sich der Praxis anpassen, je wertvoller sind die Resultate. Ich erinnere daran, daß Balken derselben Größe und Armierung nach längerem Lagern durch die Biegebemomente, nach kürzerer

Lagerung durch Scheerkräfte zerstört worden sind (siehe Heft 10 und 12 der Mitt. der eidg. Materialprüfungsanstalt Zürich). Sehr notwendig wären Versuche an längeren Balken mit geringer Trägerhöhe, bei welchen das Aufwärtsbiegen von Eisen an den Enden nur auf kurze Trägerlängen wirksam sein kann.

Zürich, 2. Oktober 1908.

F. Schüle.

* * *

Der Hauptsache nach können drei verschiedene Anordnungen der Versuche zur Klärung der Frage der Schubfestigkeit des eisenbewehrten Betons unterschieden werden:

1. Direkte Bestimmung der Schubfestigkeit (Versuche von Mörsch, Zipkes, Brik),
2. die Bestimmung der Schubfestigkeit aus den gewöhnlichen Biegebungsversuchen,
3. die Bestimmung der Schubfestigkeit aus den Biegebungsversuchen mit geschlitzten Balken nach Mörsch.

Die erste Anordnung wäre zwar für die Wissenschaft am meisten wünschenswert. Jedoch es ist überhaupt sehr schwierig, durch Versuche

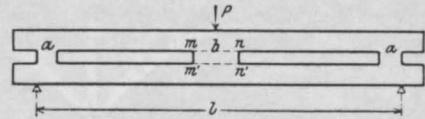


Fig. 6.

die Schubfestigkeit zu bestimmen und bei Beton speziell ist es wegen kleiner Zugfestigkeit noch schwieriger. Bei der Anordnung 1, welche in der Fig. 1 des Art. Foerster veranschaulicht wurde, entstehen immer gleichzeitig Biegebungsbeanspruchungen, was durch die Beobachtung von Biegerissen übrigens bewiesen ist, wie dies Prof. Foerster sehr richtig bemerkt. Daher sind die mit dieser Methode erhaltenen Werte für die Schubfestigkeit des reinen und eisenbewehrten Betons nicht verlässlich.

Die zweite Anordnung wäre für die Praxis eigentlich die beste. Wir brauchen die Schubfestigkeit zur Berechnung der gebogenen Balken. Es ist daher am besten, wenn wir dieselbe beim Bruch der gebogenen Balken messen. Nun tritt hier aber die große Schwierigkeit auf, daß man vielfach über die Bruchursachen des gebogenen Balkens nicht im klaren ist. Nur etwa die neuesten Versuche Bachs, wo die Bewegung der Eisenlagen auch gemessen wurde, könnten zu diesem Zwecke verwendet werden. Hierzu kommt noch der Umstand in Betracht, daß die Bruchursache nur äußerst selten die Überwindung der Schubfestigkeit ist, sondern der Bruch gewöhnlich durch die Überwindung der Zugfestigkeit in der gegen

die Horizontale von etwa 30 bis 45% geneigten Ebene geschieht.

Um daher die gewünschte Bruchursache zu erhalten, muß man den Balken entsprechend dimensionieren und wir gelangen somit zur dritten Anordnung von Mörsch, zu den geschlitzten Betonprismen (Fig. 6). Es werden hier Schlitzte angeordnet, um die Länge der mittleren Balkenfasern zu verringern und so die Schubspannung zu vergrößern. Es wird hier daher wirklich der Bruch infolge der Überwindung der Schubfestigkeit erfolgen.

Bezüglich der Berechnungsweise der Schubspannung in diesem Falle waren aber Mörsch und ich verschiedener Meinung*). Mörsch berechnet die Summe aller Schubkräfte von 0 bis $\frac{1}{2}$ und nimmt an, daß dieselbe nur auf die Länge a des Betons wirkt. Ich meinte aber, daß auf der Länge von 0 bis $\frac{1}{2}$ die Länge des Betons $a + \frac{b}{2}$ vorhanden ist, und ich bekam hierdurch bedeutend kleinere Schubfestigkeit. Wenn man nach Mörsch rechnen sollte, so müßten in m und m' n' Fugen angenommen werden. Um daher dieser Meinungsverschiedenheit bei der Berechnung auszuweichen, wären bei den Versuchen entweder wirklich in m und m' künstliche Fugen herzustellen, oder

es sollte vielleicht die Anordnung nach Fig 7 zu wählen sein, wobei die Länge der Betonfasern wirklich $2a$ ist.

Natürlich wären die Versuche mit Eisenbetonträgern auszuführen, wobei die Stege aus reinem Beton oder aus im senkrechten Sinne armiertem Beton bestehen, wie dies Prof. Foerster beantragt.

Wenn wir die reine Schubfestigkeit bestimmen wollten, so wäre die Schlitzhöhe c sehr klein zu nehmen. Bei Mörsch war $c=3$ cm, es entstanden aber schon geneigte Rissebenen. Daher wäre vielleicht $c=2$ cm anzunehmen. Meiner

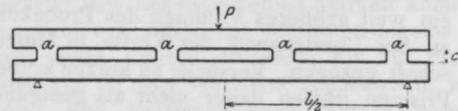


Fig. 7.

Meinung nach hätte aber dieses keinen praktischen Zweck. Da bei den gebogenen Balken immer geneigte Risse entstehen, so ist für die Berechnung der Balken die Zugfestigkeit in den geneigten Hauptzugspannungsebenen wichtiger und wir sollten die Entstehung solcher geneigten Risse bei den Versuchen ermöglichen. Daher wäre $c=a$, also vielleicht $c=a=6$ cm anzunehmen.

Lemberg.

Dr. M. R. v. Thullie.

DIE TEMESBRÜCKE IN ÖRMÉNYES (UNGARN).

Von Sigm. Jemnitz,

Oberingenieur des Konstruktionsbureaus von Prof. Dr. Zielinski (Budapest).

Im Jahre 1906 wurde vom Lugoser Staatsbauamt die Konkurrenz für eine Wegbrücke über den Fluß Temes ausgeschrieben; dieselbe sollte 2 Öffnungen mit je 30 m Spannweite haben und als Eisenkonstruktion ausgeführt werden. Alternativ wurde die Möglichkeit gegeben, auch in Eisenbeton die Brücke zu lösen.

Die äußerst günstigen Verhältnisse für Fundamente und die große Konstruktionshöhe führten von selbst darauf, die Eisenbetonbrücke in Bogenform zu lösen. Unter acht Bewerbern für Eisenbeton errang die Arbeit die Temesvarer Unternehmungsfirma Kovács & Polgár, welche mit dem Bau der Brücke, nach den Projekten des Prof. Dr. Zielinski, Budapest, betraut wurde.

So war es möglich geworden, diese erste größte Bogenbrücke in Ungarn zur Ausführung zu bringen. (Siehe Fig. 1.)

* Siehe „Die Schubspannungen in Betoneisenträgern“ Beton u. Eisen (1903 II. 11.)

Noch im Jahre 1906 wurde mit den Vorarbeiten begonnen; die neue Brückenachse liegt parallel zur bisher bestandenen, alten und sehr beschädigten Holzbrücke, und zwar in derselben Achse, wo vor der Holzbrücke eine mit einem Stauwehr verbundene Steinbrücke bestand, deren Fundamente, hauptsächlich am Orsovaer Ufer (rechts am Plan), an derselben Stelle waren, wie jene der neuen Brücke. Am Lugoser Ufer (links) war die Berglehne felsig, doch beim Aufbruch zeigten sich schieferartige Schichten, weshalb auch an dieser Seite (abweichend vom Plan) unter der Bogensohle das Fundament im Mittel von 0,5 m vertieft wurde. (Siehe Fig. 2.)

Die Brücke hat eine Breite von 6 m, wovon 4,8 m auf den Fahrweg, 0,60 + 0,60 m für die Fußwege entfallen. Außer den zwei Bogen von je 30 m Spannweite hatte die Brücke noch zwei Uferöffnungen von je 7 m, so daß die ganze Länge der Brücke 76,40 m betrug. Sie hat eine Belastung zu tragen von 1 Dampfwalze von 20 t oder 2 Fuhr-

werken von je 16 t Gewicht oder 400 kg gleichmäßige Belastung pro m².

Sämtliche Fundamente reichen bis an den Felsboden, da sich nach den Untersuchungen der Fundamente beim Mittelpfeiler und auch am Orsovaer Ufer unterhalb der planmäßigen Tiefe statt des angenommenen Gerölles sehr bald reiner Felsboden zeigte.

Gleichzeitig mit dem Aushub der Fundamente wurde mit dem Bau des Lehrgerüsts vorgeschritten. Ein Gerippe dieses Gerüsts zeigt in großen Zügen der Gerüstplan (Fig. 5), wo nur die wichtigsten Teile angeführt sind; die übrigen Versteifungen und Unterstützungen zweiter Ordnung waren in einem eigenen Plan angegeben. Um den im geröllartigen

lastung der Fahrbahn auf je 4 Bogenrippen, welche an der Stelle der Stützen Querverbindungen erhielten. (Siehe Fig. 3 und 4.)

Die Dimensionierung der Fahrbahnhauptträger geschah nach der Theorie der kontinuierlichen Träger, die der Bogenrippen nach der bekannten Art der Elastizitätstheorie. Eine Kontrolle wurde nach dem Prinzip von Dr. Eddy durchgearbeitet, welche übereinstimmende Resultate ergab.

Die Konstruktionsdetails der Brücke sind in den beiliegenden Plänen ersichtlich. Überall wurde die Armierung derart angeordnet, daß sie nicht nur dem Verlauf der Spannungen entsprach, sondern auch der Einfachheit in der Ausführung angepaßt wurde. (Siehe Fig. 3, 4 und 5).

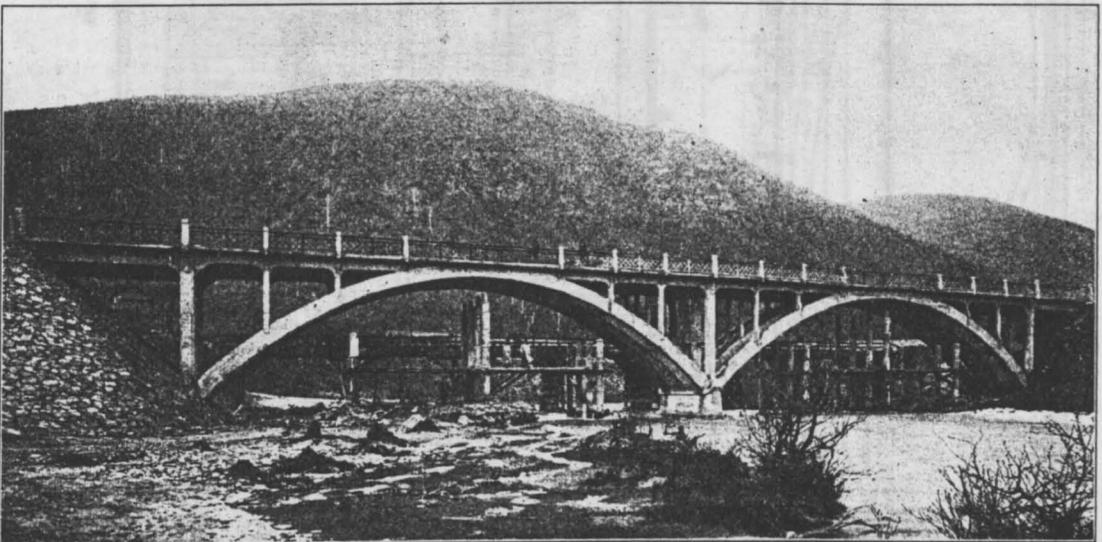


Fig. 1. Temesbrücke in Örményes (Ungarn),
(vor Entfernung der alten Holzbrücke).

Flußbette schwierigen Pilotierungen auszuweichen und trotzdem ein sicheres und dem Setzen des Holzes nicht gefahrloses Gerüst zu erhalten, war ein auf teils neu hergestellten Betonfundamentblöcken, teils auf dem von der uralten Steinbrücke herrührenden Mittelpfeilerblock ruhendes Gerüst konstruiert, dessen Stützen aus armierten Betonröhren mit schwacher Armatur bestanden. Der Kopf dieser Stützen war ein hierzu eigens armiertes Betonrohr, welches, mit Sand ausgefüllt, zum Senken des Gerüsts diente. Das Gerüst entsprach bis zur Beendigung des Baues allen gestellten Anforderungen ausgezeichnet und widerstand zwei besonders bedeutenden Hochwassergefahren.

Die Brücke selbst besteht aus der Fahrbahnplatte, welche auf 4 Rippen ruht (Spannweite im Mittel 3,6 m). Hier übertragen 4 Stützen die Be-

Beachtenswert ist der Anschluß der Bogen an die Mittelpfeiler, da die Kämpferlinie mit dem Hochwasserniveau zusammenfällt. Über die Anordnung der Armierung und der Bügel, über die Art der Verankerungen geben Fig. 3 und 4 eingehende Aufklärungen.

Die Mischung des Betons, zu welcher Beociner Portlandzement, Sand und Schotter vom Fluß (letztere wurden zu gleichen Teilen gemischt), verwendet wurden, wurde für die Fundamente in dem Verhältnis 1:7, für die Bogen 1:5, und für die übrigen Teile 1:6 angewandt. Die Bogen wurden ohne Unterbrechung Tag und Nacht betoniert und wurden innerhalb zweier Tage hergestellt. Die Herstellung der Fahrbahn dauerte 6 Tage.

Die Überprüfung der Pläne geschah durch das königl. ungar. Handelsministerium. Die

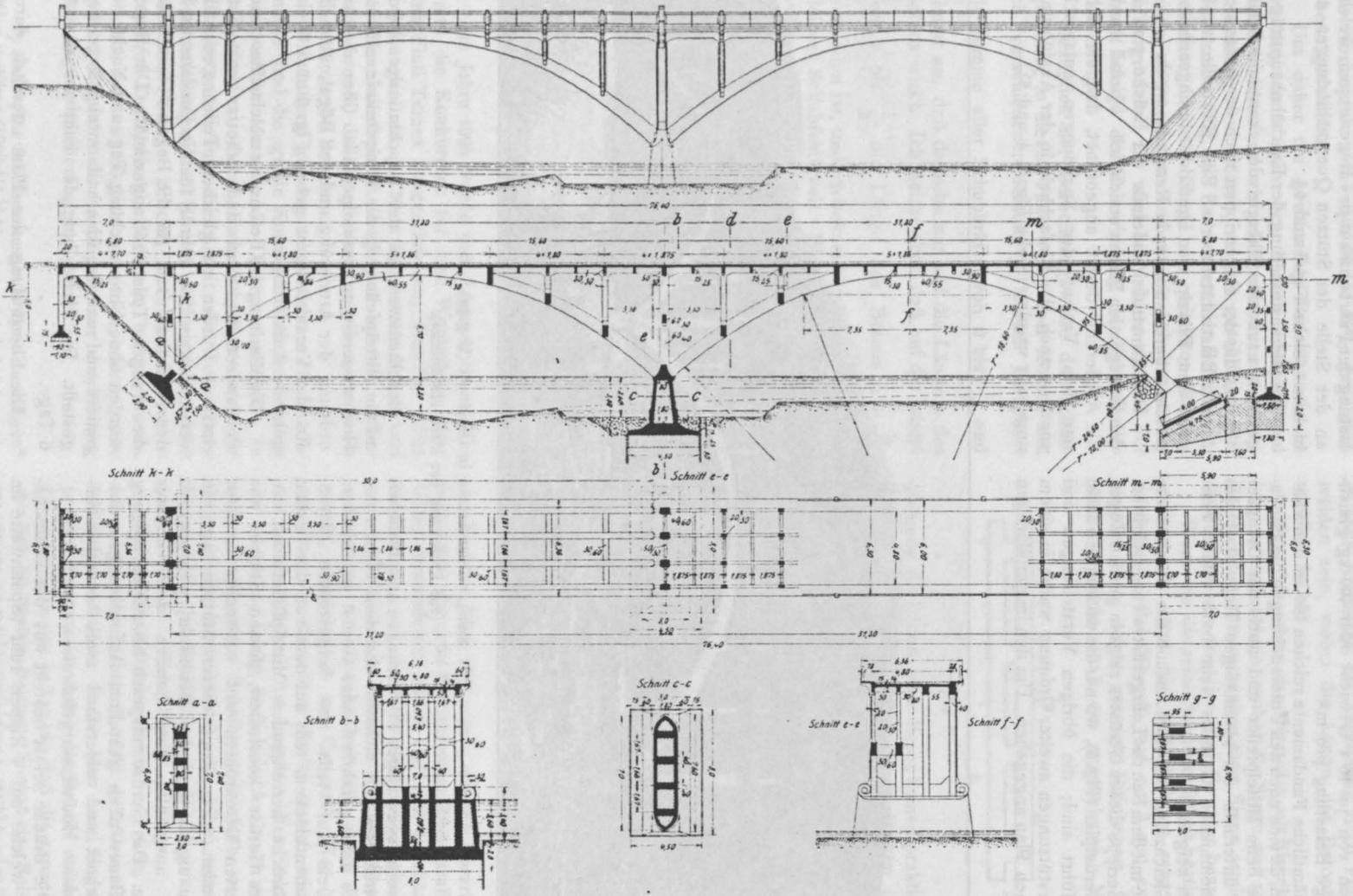


Fig. 2.

Gesamtansicht, Längenschnitt, Grundriß und Querschnitte.

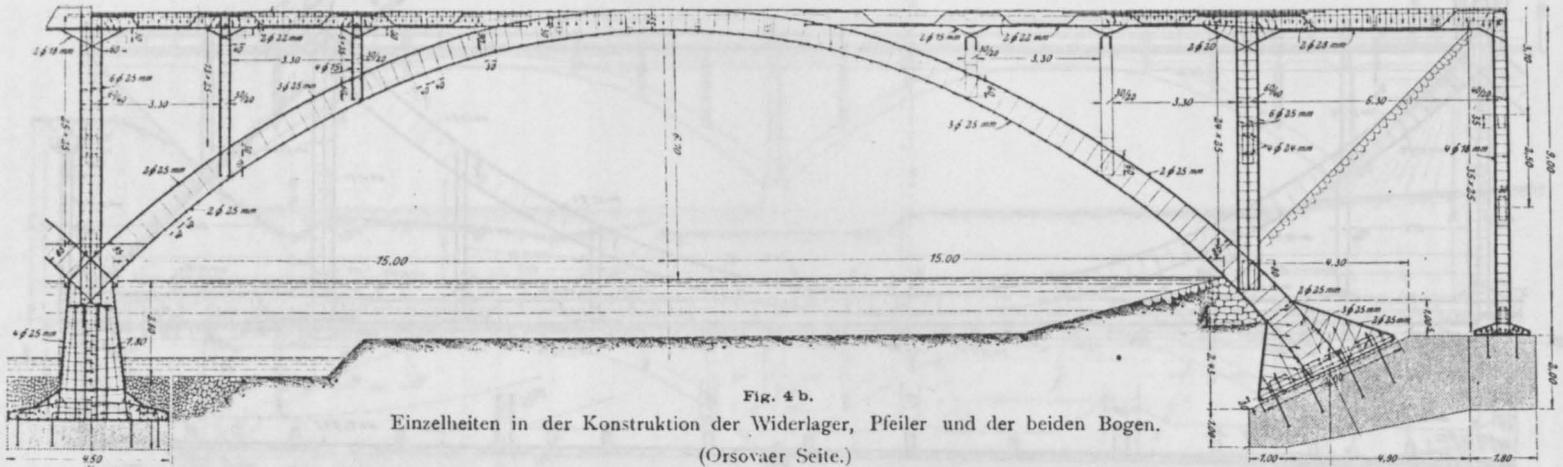


Fig. 4 b.
Einzelheiten in der Konstruktion der Widerlager, Pfeiler und der beiden Bogen.
(Orsovaer Seite.)

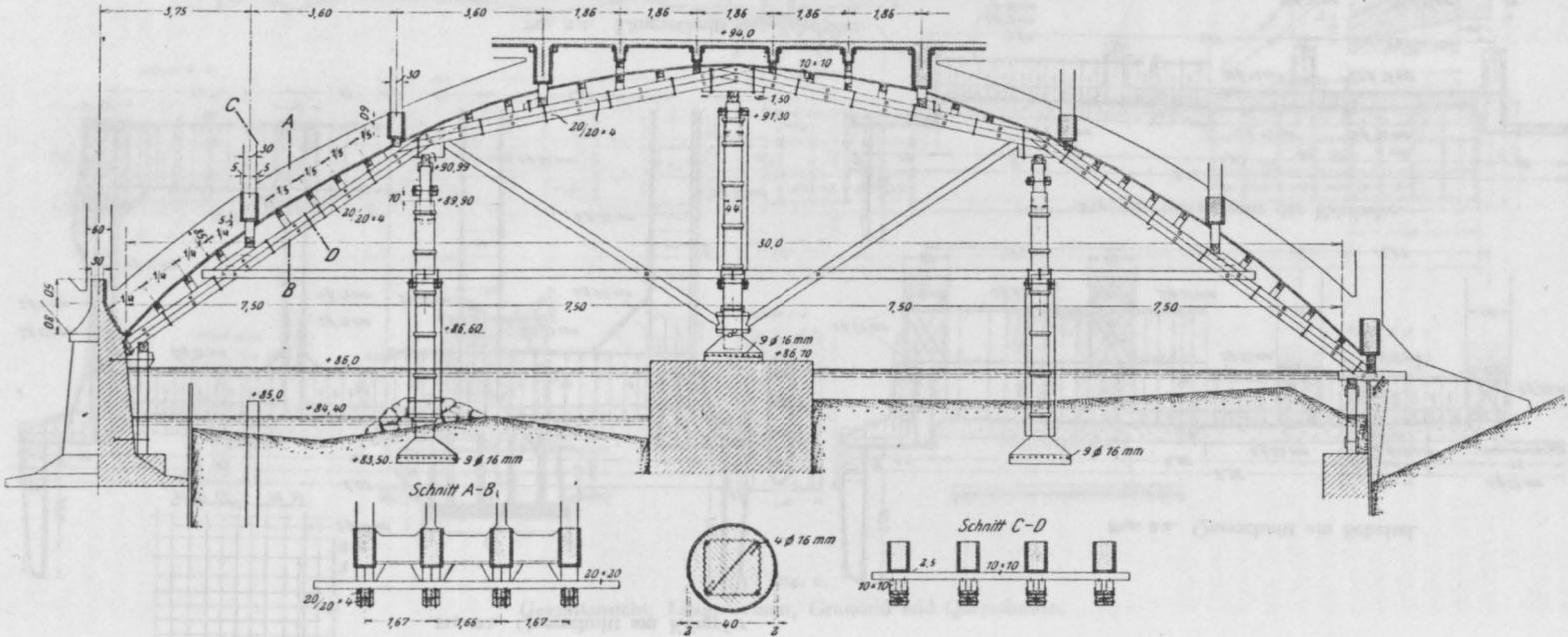


Fig. 5. Allgemeine Anordnung des Lehrgerüsts.

Abänderungen gegen die vorgelegten Pläne waren minimal. Der Bau wurde behördlich, im Auftrage obigen Ministeriums, vom königl. ungar. Staatsbauamte beaufsichtigt. Störungen in der Anschaffung der nötigen Eisen (die bestellten Eisen konnten vom Eisenwerk nicht zurzeit geliefert werden wegen Betriebshindernisse) wie auch in der Herstellung der anschließenden Uferschutzarbeiten verzögerten die Beendigung des Baues.

Die Brücke wurde einer Probelastung unterzogen, und zwar mit 2400 kg pro lauf. Meter Brückenlänge in 5 Stadien. Eine totale Belastung einer Öffnung, eine halbseitige, eine Scheitel-

belastung und eine Belastung des Mittelpfeilers und Entlastung. Alle beobachteten Durchbiegungen entsprachen oder blieben unter der Grenze der berechneten Durchbiegungen. Die maximale Durchbiegung der Bögen betrug 1,8 mm.

Fig. 2 zeigt die allgemeine Anordnung der Brücke; Fig. 4: Detail der Bogen, Fahrbahnrippen und Mittelpfeiler; Fig. 3: Querschnitte der Brücken; Fig. 5: Gerippe des Gerüstes, schließlich Fig. 1: ein Lichtbild, im Hintergrunde die alte Holzbrücke und unter der neuen Brücke Teile des Gerüstes.

Die gesamten Baukosten beliefen sich auf etwa 100 000 Kronen (gegen 81000 Mark).

ERGEBNISSE NEUERER UNTERSUCHUNGEN UND EIN VERGLEICH MIT DEN BISHER BEKANNTEN VERSUCHSERGEBNISSEN

Von E. Probst.

(Schluß von Seite 274).

Die Bestimmung der Druckspannungen des Betons.

Vergleicht man die Ergebnisse der verschiedenen wissenschaftlichen Forschungen, so wird man finden, daß die Resultate voneinander und von den verschiedenen gebräuchlichen Rechnungsvorschriften erheblich abweichen. Der bereits erwähnte Aufsatz des Ingenieurs Graf zeigt auch letzteres in nicht mißzuverstehender Weise, und es ist klar, daß die deutschen Vorschriften denjenigen Versuchsergebnissen am nächsten kommen, welche einer Versuchsdurchführung entsprechen, die von denselben Annahmen geleitet ist, wie die

Spannungen in der Druckzone erfolgt bekanntlich nach dem Potenzgesetz. Die von dieser Kurve begrenzte Druckfläche habe die Größe D , welche uns zugleich die Druckkraft im Beton angibt. Bei der durch die Annahme der geradlinigen Druckverteilung sich ergebenden Dreiecksfläche, welche gleich ist der Druckfläche D , wird sich die Basis des Dreiecks σ_b ändern, je nachdem die Höhe sich ändert; für dasselbe D ergibt sich aus Fig. 4 einmal

$$D = \frac{\sigma_b \cdot x}{2} \cdot b,$$

das andere Mal

$$D = \frac{\sigma_b (x' + \Delta x)}{2} \cdot b,$$

wenn b die Breite des Querschnittes bedeutet. Aus der Figur ergibt sich auch die Proportion

$$\frac{\Delta x}{x'} = \frac{\Delta \sigma_b}{\sigma_b}$$

und daraus folgt

$$\Delta \sigma_b = \frac{\Delta x}{x'} \cdot \sigma_b.$$

Wir ersehen aus dieser letzten Gleichung, wie sich σ_b ändert, wenn die Lage der Nulllinie sich ändert. (Angewendet auf das Beispiel in Fig. 1 bei den Stuttgarter Versuchen: Δx ist hier 5,65; der Unterschied zwischen der gemessenen und der berechneten Lage der Nulllinie Δx ist hier 9,95; daraus folgt $\Delta \sigma_b = \frac{5,65}{9,95} \sigma_b = 0,58 \sigma_b$. Das würde für diesen allerdings extremen Fall einen Unterschied von 58% ergeben.) Aus diesen Darlegungen geht unzweifelhaft hervor, daß die Be-

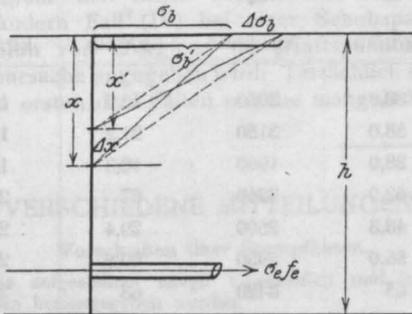


Fig. 4.

Berechnungen. Mit anderen Worten, die Bestimmung der Nulllinie mit Hilfe von je einer Messung an der Druck- und an der Zugseite ist eine Näherung, welche dasselbe tut, was bei der Berechnung durch die geradlinige Spannungsverteilung im Querschnitt geschieht. Es soll dies noch mit Hilfe von Fig. 4 etwas deutlicher auseinandergesetzt werden. Die Verteilung der

stimmung der Nulllinie von größtem Einfluß auf die Ausmittlung der Werte für die Druckspannungen im Beton ist; dies ist eine große Fehlerquelle bei der genauen Ermittlung der Spannungen aus den Messungsergebnissen.

Gewöhnlich werden die Randspannungen im Beton derart bestimmt, daß man die Längenänderungen an der Druckseite der Versuchsbalken mißt, und gleichzeitig Elastizitätsmessungen an einem Prisma aus dem gleichen Material vornimmt. Die Beziehungen zwischen Spannungen und Längenänderungen, die sich aus den letzteren ergeben, werden auf die ersteren angewendet, und daraus erhält man die Spannungen bei den großen Versuchskörpern. Schüle hat für die kleinen Prismen die Abmessungen $12 \times 12 \times 36$ cm gewählt, welche auch bei den von mir veröffentlichten Versuchen in Lichterfelde eingehalten wurden. Die Abmessungen der Prismen bei den Bachschen Versuchen betragen $20 \times 20 \times 100$ cm. Nun wurde die Einwendung gemacht, daß die erstgenannten Prismen zu kleine Abmessungen haben im Vergleich mit den großen Versuchsbalken. Ich halte dies nicht für wesentlich, wenn dafür Sorge getragen wird, daß die kleinen Prismen aus ganz demselben Material und unter denselben Verhältnissen hergestellt werden wie die großen Probekörper. Andererseits möchte ich auf einen Umstand hinweisen, der eher gegen die von Bach angewendeten Prismen spricht. Bei den Prismen $12 \times 12 \times 36$ cm ist das Verhältnis der Breite zur Länge 1:3, bei den Prismen 20×20

$\times 100$ cm ist dieses Verhältnis 1:5, und es ist sehr leicht möglich, daß bei den Druckelastizitätsmessungen im Bruchstadium bei den letzteren seitliche Ausbiegungen eintreten werden, was natürlich auf das Gesamtergebnis von Einfluß wäre. Auf keinen Fall ist es berechtigt, in den kleineren Abmessungen der Prismen eine Fehlerquelle zu suchen, sofern sie unter denselben Verhältnissen hergestellt sind wie die großen Probekörper.

Schließlich sei noch auf einen Umstand hingewiesen, welcher die Abweichungen der verschiedenen Versuchsergebnisse erklärt; es ist dies die Berücksichtigung der bleibenden Längenänderungen. Durch Versuche Bachs an Betonkörpern ist ermittelt worden, daß die Zusammenrückungen des Betons auch bei gleichbleibender Spannung wachsen. Dies wurde bei der andern Gruppe von Untersuchungen nicht berücksichtigt, sondern es wurde angenommen, daß den größeren Längenänderungen auch größere Spannungen entsprechen. Inwieweit diese Annahme das Resultat beeinflusst, bleibt noch durch weitere Versuche festzustellen.

Wir ersehen in dieser Aufstellung, daß schon in der Art der Versuchsdurchführungen eine Anzahl von Fehlerquellen auftritt, die auf das Gesamtergebnis von Einfluß sind. Geht man an die Berechnung, so treten noch andere Fehler hinzu, welche der Veränderlichkeit des Elastizitätsmoduls des Betons, der Veränderlichkeit des Elastizitätskoeffizienten n , der stetigen Änderung der

Balken Nr.	Art der Armierung	Bruchstadium				
		Last Q in t	σ_b	σ_c	„Haftspg.“ τ_1	Schubspg. τ_0
			kg/qcm	kg/qcm	kg/qcm	kg/qcm
I	Drei gerade Eisen 18 mm . . .	25,7	38,0	2050	13,9	16,9
II	Desgleichen	40,0	58,0	3150	21,2	12,9
III	Drei Thachereisen	19,5	28,0	1960	10,3	13,2
IV	Trajektorienarmierung	42	62,0	3260	67	27
V	Hängewerkarmierung	31	48,3	2600	29,4	21
VI	Trajektorienarmierung	37,8	56,0	2950	60,8	24,5
VII	Desgleichen	34	65	3420	63	24,4
VIII	Hängewerkarmierung	23,4	47,6	2450	22,8	22,8
IX	Desgleichen	25,5	52,2	2690	24,8	17,7
X	Trajektorienarmierung	37,0	(77,5)	4050 3880	50,7	18,1
XI	Hängewerkarmierung	26,0	(83)	4000 3800	25,1	17,9
XII	Trajektorienarmierung	26,0	(74,6)	3900 3740	49	17,5

Lage der Nulllinie mit zunehmender Belastung zuzuschreiben sind. Bei den meisten Berechnungsmethoden tritt dann noch die von der Wirklichkeit abweichende Annahme der geradlinigen Spannungsverteilung hinzu. Deshalb wird man bei der rechnerischen Auswertung der Versuchsergebnisse der Wirklichkeit am nächsten kommen, wenn man jenes graphische Verfahren einschlägt, das ich in meiner Veröffentlichung gewählt habe (Einfluß der Armatur und der Risse im Beton auf die Tragsicherheit, Ergänzungsheft I, 07, Mitteilungen aus dem Kgl. Materialprüfungsamt Groß-Lichterfelde, Seite 73—87), weil in diesem Verfahren alle angeführten Änderungen berücksichtigt erscheinen.

Die Bestimmung der Schubspannungen im Beton.

Für die Schub- oder Scherspannungen wurde eine Berechnungsmethode nacherfunden, bevor man sich durch eine logische Versuchsdurchführung von der Wirkungsweise bei armierten Betonkörpern klar geworden ist. Es ist daher nur selbstverständlich, daß sich bei der Berechnung sehr häufig Unstimmigkeiten ergeben, was sich z. B. an den von Mörsch ausgeführten Untersuchungen in erhöhtem Maße zeigt.

Von Interesse sind daher die nach dieser Richtung von Mörsch gemachten Versuche über die Schubwirkungen in Eisenbetonträgern*), deren Ergebnisse in der Tabelle auf Seite 308 wiedergegeben sind.

Die fettgedruckten Zahlen bezeichnet Mörsch als Bruchursache. Dem kann durchaus nicht beipflichtet werden. In dieser Zusammenstellung bleibt es unerklärlich, warum in dem einen Fall II eine Schubspannung im Beton von 12,9 kg/cm² den Bruch herbeiführen soll und in dem andern Fall (IV) bei einer Schubspannung im Beton von 27 kg/cm² die „Haftspannung“ als Bruchursache angegeben wird. Tatsächlich scheint in den ersten drei Fällen nur die mangelnde Ver-

bindung mit dem Druckgurt die Bruchursache zu sein. Im Falle III ist Knoteneisen als Armierung verwendet, gerade durchlaufend ohne irgend eine Abbiegung; im Falle I und II sind kleine Haken am Ende, während die andern Balken derart armiert sind, daß sie mit dem Druckgurt durch Abbiegung verankert sind. In den Fällen I—III ist die Überwindung der Haftung zwischen Beton und Eisen einzig und allein die Ursache des Bruches; in den Fällen IV und VI scheint die Erreichung der Streckgrenze des Eisens den Bruch herbeigeführt zu haben, auf keinen Fall war es die „Haftspannung“. In dieser Weise habe ich auf Grund der Untersuchungen im Kgl. Materialprüfungsamt in Groß-Lichterfelde meine Anschauungen über diese Frage geäußert. Man ersieht aus den in der nebenstehenden Tabelle ersichtlichen Zahlenwerten am deutlichsten, wie wenig klar der Einfluß der Schubspannungen auf die Bruchlasten ist und wie leicht man in den Fehler verfällt, die Bruchursachen miteinander zu verwechseln.

Auf meinen diesjährigen Studienreisen hatte ich Gelegenheit, an so manchen ausgeführten Bauten Beobachtungen anzustellen, welche mich in meiner Meinung bestärkten, daß unsere Berechnungsmethoden nicht nur Lücken, sondern auch Fehler aufweisen. In dieses letztere Gebiet gehören in erster Linie die Berechnungen der Schubspannungen, und bis auf einige wertvolle Versuche von Schüle liegt in dieser Beziehung nur wenig brauchbares Material vor. Aus diesem Grunde habe ich mich entschlossen, in dieser Zeitschrift eine kritische Besprechung aller bisherigen üblichen Versuchsmethoden zu veröffentlichen und neue Vorschläge zu veranlassen, über welche ausführlich in dieser Nummer berichtet wird, und es ist zu hoffen, daß diejenigen Fachkreise, die ohne Sonderinteressen der allgemeinen Aufklärung des Wesens von Eisenbetonbauten dienen, sich an dieser Diskussion eifrig beteiligen.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Vorschriften über Stampfbeton.

Die aufgestellten neuen Vorschriften sind in 3 Abschnitten herausgegeben worden.

1. Allgemeine Bestimmungen für die Vorbereitung, Ausführung und Prüfung von Bauten aus Stampfbeton, aufgestellt vom deutschen Ausschuß für Eisenbeton 1908.

2. A. Normen für vergleichende Druckversuche mit Stampfbeton (Laboratoriumsversuche) aufgestellt vom deutschen Ausschuß für Eisenbeton 1908.

3. B. Bestimmungen für Druckversuche bei der Aus-

führung von Bauten aus Stampfbeton, aufgestellt vom deutschen Ausschuß für Eisenbeton 1908.

Eine eingehende Besprechung dieser Vorschriften soll in einer der nächsten Nummern erscheinen.

I. Internationaler Straßenkongreß in Paris.

Der I. internationale Straßenkongreß, welcher den Zweck hatte, internationale Vorkehrungen für die Instandhaltung und für die Verbesserung der Straßen mit Rücksicht auf die modernen Fahrzeuge zu treffen, ist vom 11.—18. Oktober d. J. in Paris abgehalten worden. Die Beteiligung war sehr groß, gegen 2250 Mitglieder und 29 Nationen waren offiziell vertreten. Mit dem Kongreß war eine Ausstellung verbunden, welche ein übersichtliches Bild über Verwaltung, Herstellung der Straßen und den Verkehr auf diesen vor Augen führt.

*) Vortrag gehalten in der X. Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereines“, veröffentlicht in der Deutschen Bauzeitung Nr. 35, 1907.

Wie „Le Ciment“ mitteilt, wurden unter anderen folgende für den Betonbau besonders wichtige Resolutionen gefaßt.

1. Der Kongreß erinnert die Straßenbauer an die Widerstandsfähigkeit, an die Art der Ausführung und an die wichtige Rolle der Gründung; dieser Teil hat einen beträchtlichen Einfluß auf die Abnutzung und Erhaltung des Straßenprofils. Bei der Wahl der Fundierung wird man auf den Boden, auf die Natur der Straßen, auf den Verkehr und auf die Fahrzeuge, für welche die Straße bestimmt ist, Rücksicht nehmen müssen.

2. Der Kongreß empfiehlt eine Fundierung mit einer 10—15 cm starken Betonschicht selbst für größeres Straßenpflaster; im letzteren Fall soll die Pflasterung auf eine schwache Sandschicht gelegt werden.

3. Der Kongreß hält es für wünschenswert, daß die Versuche fortgesetzt werden, welche dahin zielen, die Verbindung von Teer mit dem Straßenverkleidungsmaterial sehr innig zu gestalten und schlägt vor, daß diese Versuche ausgedehnt werden, damit man ein Mittel zur Ausführung finde, welches praktisch und ökonomisch ist.

4. Als Zuschlagsmaterial, welches während des Gebrauchs der Straßenwalze in Verwendung ist, wird ein Material empfohlen, das je nach Verwendung der Straßenbekleidung dieser anzupassen und dessen Menge auf ein Minimum zurückzuführen ist.

5. Der Kongreß spricht die Erwartung aus, daß die Aneinanderreihung der Pflasterung senkrecht oder schief zur Straßenachse den Gegenstand sorgfältiger Beobachtung bilden soll, die für spätere Studien eine Grundlage bildet.

6. Der Kongreß schlägt vor, daß eingehende Studien und Versuche mit der Verwendung von Kleinschlag als Pflasterung gemacht werden, welche angeblich ausgezeichnete Resultate liefern soll.

Mit dem ersten Straßenkongreß wurde eine neue internationale Vereinigung gegründet, welche aus offiziellen Vertretern von verschiedenen Regierungen und Privatpersonen zusammengesetzt ist. An der Spitze dieser neuen Vereinigung steht eine internationale Kommission und die Verwaltung wird durch ein internationales Büro mit dem Sitze in Paris geleitet. Die vorbereitenden Arbeiten werden von einem dreigliedrigen Komitee mit dem Sitze in Paris durchgeführt. Der nächste Kongreß findet im Jahre 1910 in Brüssel statt.

Über das Rosten von Eiseneinlagen im Beton.

Noch vielfach und besonders von älteren erfahrenen Fachleuten wird daran gezweifelt, daß Eiseneinlagen sich in Zement und Betonmauerwerk dauernd rostfrei halten. Allen diesen Zweiflern diene der Bericht einer interessanten Beobachtung zur Kenntnis, welche in Hamburg bei dem Abbruch eines alten Gebäudes gemacht wurde.

Dort wurde im Frühjahr dieses Jahres ein alter Gasometer abgebrochen, wobei eine große Anzahl mächtiger gemauerter Grundpfeiler, welche den schweren gußeisernen Oberbau zu tragen hatten, gesprengt werden mußten. Hierbei wurden in den Mauerpfeilern quadratische Eisen von 5×5 cm Querschnitt bloßgelegt, welche sich als tadellos erhalten erwiesen. Das Maßgebende bei der Sache ist nun, daß das Eisen selbst vollständig von einer 2 cm starken Zementschicht umhüllt war. Jedenfalls hatte man damals bei der Herstellung der Pfeiler einen Raum rings der Einlagen ausgespart und diesen nach der Fertigstellung der Pfeiler mit flüssigem Zement ausgegossen, wie es der gewöhnliche Arbeitsvorgang bei Verankerungen ist.

Die Beobachtung an den Eiseneinlagen konnte nicht nur an einem Pfeiler gemacht werden, sondern an einer ganzen Reihe. Ungefähr 60 Eisenstäbe von 2—2,5 m Länge legte man frei und alle waren in gleicher Weise vollkommen erhalten, hatten stablilaue Walzhaut und zeigten sich wie neu. Nicht ein einziger Rostfleck war zu sehen.

Der Gasometer wurde in den Jahren 1852—1855 erbaut

und somit steckte das Eisen über 50 Jahre in der Zementmasse. Durch diese unwiderleglichen Beobachtungen ist wieder ein treffender Beweis dafür geliefert, daß Zement und Betonmasse als Umhüllung von Eisenteilen für dieselben einen unbedingten sicheren und dauernden Schutz vor Rosten darbietet. Unser Bild zeigt im Vordergrund einen solchen zum Teil freigelegten Eisenstab, während im Hintergrund ein zweiter sichtbar ist.

Selten dürfte eine Beobachtung von Bauteilen solcher Art stattgefunden haben oder möglich sein, welche ihr hinsichtlich des Alters derartiger Bauten solchen Nachdruck und Wert verleihen könnte, wie der oben beschriebenen, und ein Versuch über die Frage der Rostsicherheit von Eisen in Zement und Beton, der sich auf so lange Zeit erstreckt hätte, ist uns um so weniger bekannt. Wie daher die betreffenden Behörden Hamburgs großes Interesse für diesen Fall an den Tag legten, so wird diese kleine Abhandlung auch die Aufmerksamkeit unserer Leser gefesselt haben. (Zement und Beton 1908 Nr. 48.)

Baunfall.

Nach einer Mitteilung der »Frankfurter Zeitung« vom 30. Oktober ist im Neubau des zweiten Geschäftshauses von L. Posschl & Co. die Eisenbetondecke eingestürzt. Zwei Arbeiter wurden getötet, einer schwer verwundet.

ZEITSCHRIFTENSCHAU

von Anfang September bis Ende November 1908.

Zusammengestellt von Ingenieur F. l'Allemand, Wien.

I. Theorie und Versuchswesen.

1. Versuche.

Dr.-Ing. v. Emperger: Versuche mit Säulen aus Beton-Eisen (Beton u. Eisen Nr. 11). — Dr. Gessner: Die Knickfestigkeit betongefüllter Mannesmann-Stahlrohrsäulen (Nr. 14).

Dipl.-Ing. Luft: Einige Ergebnisse neuerer Eisenbetonversuche (Deutsche Bauzeitung Nr. 19—20).

Der Bruchversuch an der Düsseldorfer Ausstellungsbrücke (Tonindustriezeitung Nr. 132).

Urbach: Grubenfeuchter Sand (Zement u. Beton Nr. 38).
H. A. Saurbrey: Some problems in reinforced-concrete engineering (Engineering Record Nr. 8).

2. Besprechung von Versuchen.

Ing. Müller: Neue Versuche an Eisenbetonbalken über die Lage und das Wandern der Nulllinie, sowie Verhalten der Querschnitte (Tonindustriezeitung Nr. 99).

Wernecke: Versuche über Rostsicherheit der Einlagen (Zement u. Beton Nr. 37).

3. Theoretische Abhandlungen.

Ing. Kalmer: Beitrag zur Berechnung der Eisenbetonträger nach System Vierendeel (Beton u. Eisen Nr. 11). — Prof. Domke: Annäherungsformeln für Eisenbetonbauten (Nr. 11—12). — Dipl.-Ing. Dömény: Rechenverfahren bei Eisenbetonkonstruktionen (Nr. 12). — Dr. v. Emperger: Säulen aus Beton und Eisen unter zulässigem Druck (Nr. 13). — Ing.-Dr. Genel: Kontinuierlicher Träger mit elastisch verbundenen Stützen (Nr. 13). — Dipl.-Ing. Baumstark: Die Konstruktion von Eisenbetonstützmauern (Nr. 14). — Bartels: Ableitung einer Annäherungsformel zur Bestimmung der maximalen Betondruckspannung in Eisenbetonträgern mit T-Querschnitt (Nr. 14). — Ing. Löser: Eisenabstände in Plattenbalken (Nr. 14). — Dipl.-Ing. Vlachsos: Berechnung der tragenden Breite des mit einer Last belasteten Eisenbetonträgers (Nr. 14).

Prof. Mörsch: Über die Vorschriften von Eisenbetonbauten (Deutsche Bauzeitung Nr. 21).

Dr.-Ing. Thieme: Einfluß der Querkräfte auf die Anordnungen der Armierungen bei Eisenbetonbalken (Tonindustriezeitung Nr. 98).

Ing. Göldel: Graphische Ermittlung der Spannungen in Eisenbetonkörpern mit ringförmigem Querschnitt (Zement u. Beton Nr. 37). — Ing. Göldel: Berechnung von Gewölben aus Beton (Nr. 41).

Engesser: Über den Festigkeitszuwachs von Beton mit dem Alter und über seine Verwendung bei Eisenbetonbauten (Zentralblatt d. Bauverwaltung Nr. 89).

Ing. Revere: Valutazione delle frecce elastiche nelle tuavi infesse di cemento armato (Il Cemento Nr. 8).

J. N. Jensen: Diagrams for use in designing reinforced concrete T-beams (Engineering Record Nr. 12). — R. Müller: Development of a practical type of concrete spillway dam (Nr. 17).

II. Baustoffe und Vermischtes.

Ing. Brausewetter: Der Betoneisenbau im Dienste der Industrie (Der Bautechniker Nr. 38—39). — Winkelmann: Betonsenktrichter (Nr. 42).

Morgenstern: Welche Mittel gibt es zur Erzielung möglichst großer Schallsicherheit, sowie zur Verhütung von Kälte- und Wärmeübertragung bei Eisenbetonbauten? — Magens: Sind neue Beobachtungen und Erfahrungen bei Beton- und Eisenbetonbauten und Zementarbeiten gemacht? — Morgenstern: Mitteilungen über bemerkenswerte Bauausführungen, neue Betonprodukte, Maschinen und Geräte (Tonindustriezeitung Nr. 103).

Wein- und Bierbehälter aus Beton (Zement u. Beton Nr. 37).

Marx: Säulen aus Beton (Nr. 39). — Bohngagen: Zersprungene Bauwerkstücke (Nr. 39). — Verstellbares Einschalingengerüst für Betonwände (Nr. 40). — Bohngagen: Abgüsse als Stampfformen (Nr. 41) — Fahrbarer Schuppen für die Ausführung von Betonarbeiten (Nr. 41) — Zementestrich mit Drahteinlage (Nr. 41).

Gli assaggi e le proprietà degli agglomeranti idraulici (Il Cemento Nr. 7).

Reconstruction of street railway track at Charlotte (Engineering News Nr. 6).

R. K. Meade: The influence of fine grinding on the physical properties of Portland cement (Engineering Record Nr. 7). — Joining old concrete to new. (Nr. 9). — E. W. Lazell: Hydrated lime and cement mortars (Nr. 9). — H. E. Budell: Ornamentation of a steel bridge by reinforced-concrete (Nr. 10). — A nine-mile concrete road for automobiles (Nr. 13). — W. H. Miller: Reinforced concrete construction by the works construction force (Nr. 15).

III. Ausgeführte Beispiele aus der Praxis.

1. Hochbauten.

Böhm-Gera: Die Provinzialhebammenlehranstalt in Köln (Beton u. Eisen Nr. 11). — Dr. Sarason: Ein neues Bausystem für Krankenanstalten und Wohnhäuser (Nr. 11). — Ing. Graf: Aus der Bauausstellung in Stuttgart (Nr. 11—12). — Dipl.-Ing. Bachner: Unterrichtsgebäude mit Turnhalle im Mädchenpensionat Kox zu Dresden-A. (Nr. 12). — Wiig: Eisenbetonspeicher im Tempelhofer Hafen am Teltowkanal Nr. 12—13). — Prof. Simony: Die Seebadeanstalt „Quitta“ in Abbazia (Nr. 13). — Gyswyt: Eisenbetondach mit freitragendem Pfand in der Amstelbrauerei zu Amsterdam (Nr. 13). — Jordahl: Ein Zementlagerhaus (Nr. 13). — Dr.-Ing. Hess: Amerikanische Betonhäuser (Nr. 14). — Roth: Zubauten bei der Appreturanstalt Rolfs & Cie in Friedland (Nr. 14). — Ing. Meier: Kohlspeicher der Berliner städtischen Garwerke in Tegel (Nr. 14).

Dipl.-Ing. Zipkes: Die Eisenbeton-Konstruktionen der Markuskirche in Stuttgart (Deutsche Bauzeitung Nr. 15—16). — Ing. Gaugusch: Die Eisenbeton-Konstruktion der katholischen Garnisonskirche in Kiel (Nr. 21).

Dipl.-Ing. Zipkes: Boden- und Silospeicher aus Eisenbeton in Theorie und Ausführung (Rundschau für Technik und Wirtschaft Nr. 15—21).

Ob.-Ing. Klein: Die Eisenbetonkonstruktionen am Neubau der Markthalle II in Breslau (Tonindustriezeitung Nr. 101). — Liebau: Riesenhafter Betonbau (Nr. 132).

Krügermeyer: Der Autopalast zu Bremen (Zement u. Beton Nr. 35). — Stationsgebäude aus Stampfbeton. — Eisenbetonstadion der Universität Syrakus (No. 36). — Ing. Göldel: Die Villa Figari in Genua (Nr. 38). — Ländliches Wohnhaus aus Eisenbetonblöcken (Nr. 41). — Il teatro livico di Schio (Il Cemento Nr. 7).

A Chimney of concrete blocks built without the use of scaffolding (Engineering News Nr. 8).

Carver: A large reinforced-concrete coal pocket at Charlestown (Nr. 9).

Warehouse of the Houston Ice and Brewing Co. (Engineering Record Nr. 7). — W. H. Miller: Hollow tile and concrete block construction (No. 8). — The new plant of the Wheatena Co. (Nr. 9). — The new meteorological observatory at Blue Hill (Nr. 9) — A large sugar warehouse in Detroit (Nr. 10). — The foundations of the Logan building at Youngstown (Nr. 10). — The Torrey buildings, Boston (Nr. 12). — The substructure of the pope building, Cleveland (Nr. 13). — The merchandise terminal of the Atlantic Avenue Improvement (Nr. 15). — Structural features of the Pope building, Cleveland (Nr. 18).

2. Tiefbauten.

Ing. Burchartz: Die Beton-Pfahlbauten für das neue Hospitalgebäude auf Ellis Island, New York (Beton und Eisen Nr. 11). — Stark: Eisenbetonausbau einer Richtstrecke in der königlichen Steinkohlengrube Götteborn (Nr. 12). — Ing. Boerner: Künstliche Fundierung des Geschäftsgebäudes für das Oberlandesgericht zu Düsseldorf (Nr. 14).

Ing. Wolfsholz: Instandsetzung eines beschädigten Brückenpfeilers im Kaiser-Wilhelm-Kanal (Zement u. Beton Nr. 37). — Betonfundamente in rutschendem Boden (Nr. 39).

Colomband: Notice sur l'exécution des fondations des bâtiments de la gare du Grau du Roi sur „Pilotis Simplex“ (Rev. gén. Chem. de Fer Nr. 9).

L. L. Brown: Sinking a reinforced-concrete mine shaft near Wilkes barre (Engineering News Nr. 13). — S. Aylett: Track depression of the seaboard air line railway at Birmingham (Nr. 14). — The Blue Island Ave. tunnel of the Chicago water-works system (No. 17). — Failure of a reinforced concrete pressure conduit (Nr. 18).

Progress of the subway bridge loop, New York (Engineering Record Nr. 7). — The construction plant and methods employed on the approaches of the Detroit river tunnel (Nr. 12). — Underpinning the Intake bridge, Massena (Nr. 13). — The reinforced concrete sewer in avenue A, borough of the bronx (Nr. 14). — Roadbed construction of the new Bergen hill tunnel of the Lackawanna reilwad (Nr. 16).

3. Wasserbauten.

Ing. Gaugusch: Löschbrücken in Eisenbeton am Hohentorhafen in Bremen (Beton u. Eisen Nr. 11). — Ing. de Mural: Ein neuer Peilapparat für die Aufnahme der Profile der Seeufer (Nr. 11—12).

Dipl. Ing. Grusewski: Herstellung einer Uferschälung aus Eisenbeton-Spundbohlen beim Bau des neuen Industrie- und Umschlaghafens der Stadt Spandau (Deutsche Bauztg. Nr. 17—18).

Horn: Die Zukunft der Brunnen und Platten aus Zementstein auf dem Gebiete des Wasserbaues (Österr. Wochenschrift für d. öffentl. Baudienst Nr. 40).

Über die Verwendung von armiertem Beton bei Seebauten in England (Zeitschr. des österr. Ing.- und Architekten Vereines, Nr. 42).

Ottmann u. Heinekamp: Eisenbeton-Uferbefestigungen in den Duisburg-Ruhrorter Häfen (Zentralbl. der Bauverw. Nr. 69—70).

Ing. Schellenberger: Betonschüttung unter Wasser (Zement u. Beton Nr. 37). — Ing. Einbecke: Wasserhochbehälter für die Stadt Dresden von 20 000 m³ Inhalt (Nr. 41).

The new marine drive, Scarborough (Engineer Nr. 34).
Ing. Jacquinet: Le canal de la Marne à la Saône (Le Génie Civil Nr. 24—25).

Reinforced-concrete piers in Baltimore harbor (Engineering News Nr. 14). — W. C. Mabee: The reinforced-concrete reservoir for the Indianapolis Water Co. (Nr. 16). — W. V. Judson: Reinforced-concrete caissons for a breakwater at Algoma (Nr. 16).

Concrete monolith piers at the Royal Edward dock (Engineer in Record Nr. 6). — Two types of sea-wall for land filling (Nr. 8). — Moore: The hydro-electric plant and mill of the superior Portland Cement Co. (Nr. 8). — The municipal hydro-electric plant at Spooner (Nr. 9). — Lackawanna freight pier Nr. 7 at Hoboken (Nr. 11). — Progress on the Buffalo water-works improvement (Nr. 15). — The improvement of the harbor of Milwaukee (Nr. 17). — A sand and gravel separating basin on a storm-water sewer (Nr. 17). — The use of concrete in reconstructing the folkestone pier (Nr. 17). — Flood protection in Grand Rapids, Michigan (Nr. 18).

4. Straßenbrücken.

Dipl. Ing. Fürst: Eine dreistöckige Verbindungsbrücke in Eisenbeton, System Hennebiue (Ellipt. Bogenbrücke von 25 m Lichtweite, 2,5 m Pfeilhöhe, 1,6 m Breite, 2 Wände als Tragrippen von 0,40 m bez. 0,20 m Breite, Armierung 16 R. E. à 20 mm bezw. 7. R. E. à 22 mm, berechnet als ebener Stahzug) (Beton u. Eisen Nr. 11).

Dipl. Ing. Rotbart: Wohlfeile Straßenbrücken (Elsterbrücke bei Meilitz: Durchlaufende Balkenträger auf 5 Stützen von je 18 m Spannweite der End- und 22 m Spannweite der Mittelfelder, 17 m bezw. 20 m Lichtweite, 3 Tragbalken von 1,2 m Höhe, 0,5 m Breite, 0,2 m Stärke der Fahrbahnplatte, 5,0 m nutzbare Breite. — Elsterbrücke bei Bretmühle: Durchlaufender Balkenträger auf 4 Stützen von 15,4 m bezw. 12,3 m Spannweite der Mittel- bezw. Seitenöffnungen 14 m bezw. 11,5 m Lichtweite, 4,0 m Breite, 3 Tragrippen von 0,94 m Höhe, 0,5 m Breite, 0,16 m Stärke der Fahrbahnplatte. Armierung 8 R. E. à 26 mm. — Muldebrücke in Aue: Balkenbrücke von 23 m Lichtweite, 5,0 m Breite, 2 Tragbalken von 1,9 m Höhe, 0,6 m Breite, 0,3 m Stärke der Fahrbahnplatte mit zwischenliegendem Kanal. Armierung durch R. E. à 40 mm, der Fahrbahn mit 12 R. E. à 13 mm, des Kanalbadens mit 12 R. E. à 7 mm. — Brücke über das Mühlenfließ: Ringbalkensystem für die Fahrbahn. 7 m Lichtweite, 8 m Breite, 5 Tragbalken à 0,91 m Höhe, 0,4 m Breite und 3 Flach-Eis. 140×13 als Armierung. Fahrbahnplatte hat Winkelisen 40×40×4. — Brücke über die Dosse: Balkenbrücke von 13 m Lichtweite, 7,5 m Breite, 6 Tragbalken von 1,05 m Höhe, 0,35 m Breite, 0,15 m Fahrbahnstärke. Armierung 11 R. E. à 28 mm und 13 R. E. à 8 mm für die Fahrbahn (Nr. 12). — Die neue „Südbrücke“ in Randers (Durchlaufende Balkenbrücke von 76 m Gesamtlänge, 7 Öffnungen à 10,74 m Spannweite, 8,6 m Breite. Zwischenpfeiler aus je 8 Eisenbetonpfählen. 6 parallele Hauptträger. Konsolartig vorschwingende Querträger. Decke aus doppelt armiertem Eisenbetonplatte. Fahrbahnträgerhöhe ist 0,55 m, 0,73 m hohe Fußsteigträger. Endpfeiler aus 2 unabhäng. Teilen) (Nr. 13).

Bockbrücke aus Eisenbeton (Zement u. Beton Nr. 37). — Eisenbetonbrücke in Hackensack (Bogenbrücke von 21 m Spannweite, 16,6 m Breite) (No. 37). — F. C. Perkins: 2 Eisenbetonbrücken (Brücke in Williamstown: Bogenbrücke von 24 m Spannweite. Brücke zu Sudbury: Balkenbrücke) (Nr. 38). — Ing. Bazali: Leinebrücke in Bordenua (Bogenbrücke mit 4 Öffnungen von 25 m bezw. 16,4 m Spannweite, 94,8 m Gesamtlänge, 6,0 m Breite, 3,8 m bezw. 2,8 m Pfeilhöhe, 0,75 m bezw. 0,54 m Scheitelstärke, 1,15 m bezw. 0,72 m Widerlagstärke) (Nr. 40).

Ing. Jacobson: Viaduc en béton de „Connecticut Avenue“ (409 m Gesamtlänge, 5 Bogenöffnungen à 45,8 m, 2 Bogenöffnungen à 26,4 m Spannweite, 4 Pfeiler à 6,1 m, 2 Pfeiler à 11,30 m Breite, 41,5 m Widerlagerbreite, 4,3 m weite Entlastungsbogen, 16 m Breite). (Le Génie Civil Nr. 19.)

W. I. Douglas u. W. P. Darwin: A combined concrete and steel girder bridge, Monroe St. (Engineering News Nr. 18).

The Mulberry street viaduct (561,1 m Gesamtlänge, 18,3 m Höhe, 14,6 m Breite, 24 Segmentbogenöffnungen von 12,2 m bis 29,3 m Lichtweite, 188 m lange Zufahrtsrampen mit 4 Öffnungen à 30,5 m und 1 à 14,3 m Spannweite, 4,3 m Pfeilhöhe, Pfeiler von 12,2 m Höhe. 4 Bogenträger, 2 äußere von 61 cm, 2 innere von 66 cm Stärke. Kontinuierliche Fahrbahnplatte 20 cm stark mit 6 mm starken Ransomeisen in 23 cm Entfernung. Pfeiler und Widerlager armiert) (Engineering Record Nr. 7). — The Duval street foot bridge (Eiserne Bogenbrücke von 24,4 m Spannweite, 2,13 m Breite, Fahrbahn aus Eisenbeton) (Nr. 8). — Construction of the substructure for the Mulberry street viaduct (Nr. 9). — The construction of the Pelham bridge, New York (Bogenbrücke mit 6 Öffnungen à 32,0 m Spannweite, 5,0 m Pfeilhöhe, 15,8 m Breite, Armierung 18 Melanrippen à 4 Winkelisen 76×76×8, verbunden durch Gitternetz von 43×43 mm Eisen) (No. 18). — Current methods of water-proofing concrete covered bridge floors (Nr. 18).

5. Eisenbahnbrücken.

Ing. Hart: Eisenbahnbrücke in Rothenburg (5 Dreigelenkbogen à 30 m Lichtweite, 30,5 m Spannweite, 4,5 m nutzbare Breite 4,2 m Pfeilhöhe, 55 cm Scheitelstärke, 1,0 m Bruchfugenstärke, 60 cm Widerlagerstärke, 2,0 m Pfeilerstärke in Gelenkhöhe. Gelenke aus umschnürtem Beton mit 10 mm Kundeiseinlage. Konsolen aus Eisenbeton) (Deutsche Bauzeitung Nr. 20-21).

Some reinforced bridges in France (86 m lange eingleisige Eisenbahnbrücke von 1 Bogenöffnung à 30,6 m Lichtweite, 2 Balkenträger à 10,4 m Spannweite, 1 Bogenöffnung à 34 m Lichtweite. Brücke bei Coutance mit 33,5 m, Brücke bei Noisiel mit 44,5 m Spannweite. Alle Objekte aus umschnürtem Beton) (Engineer Nr. 44). —

F. L. Wheaton: The new cut-off line of the Lackawanna railroad (65 Eisenbetonbrücken von 1,2 — 45,7 m Spannweite. Delaware-Brücke: zweigleisig mit 5 Bogenöffnungen à 45,7 m, zwei à 36,6 m, 2 à 9,1 m Spannweite. Paulins Kill-Viadukt: 5 Bogen à 36,6 m, 2 à 30,5 m, Spandrilbögen und geteilte Widerlager armiert. Kontinuierliche Balkenbrücken als Norm der Überführungen von 3 Öffnungen. Armierter Pfeiler) (Engineering Record Nr. 7). — Municipal stone bins at Springfield (53,4 m Gesamtlänge, 4,8 m Breite. Balkenbrücke von 15 Öffnungen à 3,7 m Spannweite auf Pfeilern. 0,30 m starke Betonplatte. Armierung 4. R.-E. à 25 mm Pfeiler quadratisch 0,46×0,46 m. Armierung der Balken 8 R.-E. à 25 mm und 12 à 12 mm. Auf dem Ganzen ein Holzaufbau für die Eisenbahn) (Nr. 16).

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.

Ingenieurbureau u. Eisenbetonbau-Unternehmung
für Hoch- und Tiefbau.

Stuttgart
TELEPHON 5340 UND 7774.
Karlsruhe
TELEPHON 2479.
Ulm a. D.
TELEPHON 962.

H. Pek



Grossviehmarkthalle Stuttgart

PROJEKTIERUNG UND AUSFÜHRUNG VON

BETON-UND EISENBETON-BAUTEN

Brücken, Wasserbehälter, Silos, Fabrikbauten, Lagerhäuser etc.
Fundierungen, Eisenbetonpfähle, Isolierdecken für Stallungen.

ERSTE REFERENZ. PROSPEKTE, PLÄNE UND VORANSCHLÄGE AUF ANSUCHEN.



BETONKALENDER 1908 4.—
KAUFMANN, Tabellen für Eisen-
konstruktionen 2.—
KERSTEN, Der Eisenbetonbau.
I. Teil: Ausführung und Berechnung
der Grundformen 3.—
II. Teil: Anw. im Hoch- und Tiefbau 3.60
do. Brücken in Eisenbeton. 2 Teile.
Platten-, Balken- und Bogenbrücken 9.60
Franko gegen Nachnahme. [5
Herm. Meusser, Spezialbuchhandlung
Berlin W 35/45, Steglitzer Strasse 58.

Dr. Roth's
INERTOL
Patentierter, einzigartig
bewährter Schutzanstrich
für Zement und Eisen
Paul Lechler, Stuttgart.

[13]

Wunstorfer Portland-Cementwerke, A. - G.

Telegramm-Adr
Cementwerke Wunstorf.

Wunstorf.

Fernsprech-
Anschluss No. 2.



Rein graue Farbe

☛ Marke I Ranges. ☚

Fabrikat von grösster Gleichmässigkeit.
Volumbeständigkeit und Mahlfineinheit.

Schnellbinder,
Normal- und Langsambinder.

Zahlreiche Zeugnisse von Behörden und Privaten.

Bestehen der Fabrik seit 1889.

Production: 400 000 Fass pro Jahr.



Höchste Festigkeiten.

[3]

Tiefbau-Gesellschaft m. b. H. Berlin C⁵⁴

Fundierungen

==== jeglicher Art ====

Wasserspiegelabsenkungen
Ufer- und Futtermauern
Baggerungen
Ramm- und Betonarbeiten

==== Spezialität: ====

Simplex-Betonpfähle

==== D. R. P. ====

Sicherste und billigste
Fundierung der Gegenwart.

[24]



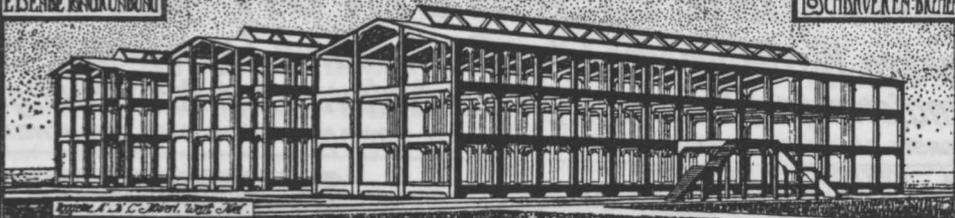
EISENBETONGRÜNDUNG

WEIRICH & REINKEN

INGENIEURE, KIEL - Zweiggeschäfte: HAMBURG, BREMEN



BOCHUMER-BOCKEN-BREMEN



BETON, EISENBETON FÜR HOCH- UND TIEFBAU

Langjährige Erfahrungen — Feinste Referenzen — Zahlreiche Ausführungen

Zurzeit in Auftrag und Ausführung der größte Kohlsilo der Welt einschl. Eisenbetonpfahlgründung. [26



Streckmetall

ist die beste Einlage für alle Eisenbetonbau-Systeme. Deutsche Reichspatente.

Vorzüglich geeignet zur Herstellung von Betondecken, Wänden, Dächern, Bassins, Röhren, feuersicheren Ummantelungen und Gittern.

Neu! Besonders empfohlen: **Billig!**

Wellputzblech f. Putzdecken, Scheingewölbe usw.

Alleinverkauf für Brandenburg, Ost- und Westpreußen und Mecklenbg.: **A. Druckenmüller G. m. b. H.,**
Berlin SW. II, Hallesches Ufer 35

Prospekte und Muster auf Wunsch. [22

Schüchtermann & Kremer
Maschinenfabrik, Dortmund.



Eisenhandlung M. BROH, Danzig

Telephon Nr. 146.

Steindamm Nr. 2.

Bedeutendes Lager in:

Walzeisen, Eisenblechen, Eisenwaren, Metallen etc. etc.

SPEZIALITÄT:

Moniereisen in allen möglichen Längenmaßen für Betonbau.