

ARMIERTER BETON.

1912. NOVEMBER.

INHALT:

Diatomeenerde eine Puzzolane? Von Dr.-Ing. Anton Hambloch (Andernach). S. 405.
Brücke aus Eisenbeton über die Aa in Bocholt in Westfalen. Von G. Funke (Hannover). S. 410.
Kurzer Bericht über den sechsten internationalen Materialprüfungskongreß in New York. Von Dr.-Ing. E. Probst (z. Z. New York). S. 415.
Die Risorgimentobrücke über den Tiber in Rom. Kritische Betrachtungen über ihre konstruktive Ausbildung und ihre statische Berechnung. Von Dr.-Ing. H. Marcus (Berlin - Wilmersdorf). (Schluß von S. 384.) S. 416.

Die Bedeutung des Steifigkeitsverhältnisses bei einfachen Rahmenkonstruktionen. Von Bauinspektor Scharff (Hamburg). (Fortsetzung von S. 390.) S. 419.
Über wirtschaftliches Dimensionieren von Eisenbetonbalken. Von Dipl.-Ing. S. Kasarnowsky (Zürich). S. 429.
Literaturschau. S. 430.
Wirtschaftliche Rundschau. Von Dr. techn. Hugo Fuchs (Berlin). S. 435.
Verschiedene Mitteilungen. S. 437. — Mitteilungen über Patente. S. 438. — Bücherbesprechungen. S. 440. — Neue Bücher. S. 440.

DIATOMEENERDE EINE PUZZOLANE?

Von Dr.-Ing. Anton Hambloch (Andernach).

So gebieterisch heute der rastlose Fortschritt in Technik und Wissenschaft ein unaufhaltsames Forschen nach immer größerer Erkenntnis fordert, so darf dieses Streben doch nie eine Form annehmen, die einen anstatt näher an die Wirklichkeit zu bringen, davon abführt. Eine solche Handlung ist gerade für unsere jetzige Zeit umso weniger am Platze, als wir heute viel mehr wie früher geistige und mechanische Waffen zur Seite haben, die ein reelles Suchen nach Wahrheit sehr glücklich unterstützen.

Ein derartiger Fall, der sich nur auf wenige Argumente stützen kann und dadurch allzu sehr der Gründlichkeit entbehrt, und der dennoch zu kühnen Behauptungen und Schlußfolgerungen geführt hat, soll uns in folgendem beschäftigen.

Herr A. Poulsen, Oberingenieur des Königlichen Wasserbauwerkes in Lemvig, Dänemark, hat zu dem in diesem Jahre in New York stattgefundenen VI. Kongreß des Internationalen Verbandes für die Materialprüfungen der Technik eine Arbeit vorgelegt mit dem Titel:

„Diatomeenerde als Puzzolan für Zement.“

Obschon nun dem Autor, der auch persönlich beim Kongreß zugegen war, dort bereits von den verschiedenen Seiten berufener und erfahrener Männer, wie Feret-Boulogne, Humphrey-Philadelphia und Scheit-Dresden entgegengetreten wurde, so sei mir doch hier eine eingehendere Widerlegung der vorerwähnten Poulsenschen Arbeit gestattet auf Grund einer in diesem Sommer vorgenommenen genauen Prüfung und eines gewissenhaften Studiums der Materie.

Die Irrtümer Poulsens beginnen schon mit dem Titel seiner Arbeit. Er sagt: Diatomeenerde als Puzzolan für Zement. Unter Puzzolane versteht man etymologisch nur vulkanische Ausbruchsmassen

welche sich bei dem Orte Pozzuoli in der Gegend von Neapel und ferner, weil es sich um die gleichen Gebilde handelt, auf der Insel Santorin als Santorinerde und im Laacher Seegebiete (Neuwieder Becken) finden. Gleiche oder doch ähnliche Vorkommen sind dann heute bekannt in Siebenbürgen, auf den Azoren, in Japan, der Krim und auf Java. Vom technischen Standpunkte aus zählen sie zu den hydraulischen Zuschlägen, welche die Fähigkeit haben, in Verbindung mit Ätzkalk unter Wassereinwirkung hydraulisch zu erhärten.

Im Gegensatz zu diesen natürlichen Puzzolanen, wie man sie ausdrücklich nennt, sind auch seit alter Zeit schon künstliche Puzzolane bekannt, wie insonderheit das Ziegelmehl, gebrannte Tonerde, das Wasserglas u. a., und neuerdings alle granulierten und basischen Hochofenschlacken, bei denen der Bruchwert $\text{CaO} : \text{SiO}_2 = 1$ bzw. größer ist. Bei dieser künstlichen Puzzolane handelt es sich aber in allen Fällen um einen durchzumachenden Brenn- bzw. Fabrikationsprozeß, wodurch die in den betreffenden Rohstoffen enthaltenen Silikate aufgeschlossen und gleich der natürlichen Puzzolane zum Ätzkalk wirksam gemacht werden. Die natürlichen Puzzolane besitzen die Fähigkeit, mit Kalk zu erhärten, wie schon bemerkt, ohne weiteres. Es ist nur eine gute Vermahlung des Rohsteins — wie dies für die Rheinische Puzzolane, den Traß, gilt — erforderlich, der nicht, wie die Puzzolan- und Santorinerde als lockere Masse, sondern als festes Gestein auftritt und dadurch viel reiner vorkommend, erheblich hochwertiger wie die italienischen und griechischen Vorkommen ist. Die Eigenschaft der Puzzolane, in natürlicher Weise mit Kalk zu erhärten, beruht in der Art ihrer Entstehung. Es haben dabei hohe Temperaturen mitgewirkt, denen später eine plötz-

liche Abkühlung durch Wasser folgte, und wodurch die Silikate des Trasses in einen aufgeschlossenen, d. h. verbindungsfähigen Zustand gebracht, bzw. in demselben belassen wurden.

Aus diesen Darlegungen erhellt, daß die Ansicht Poulsens, Diatomeenerde sei auch ein Puzzolan, irrig ist. Es könnte sich höchstens darum handeln, dieses Material, nachdem es einem Glühprozeß ausgesetzt wurde, was zu seiner etwaigen Eignung unter allen Umständen notwendig, und worüber noch später ausführlicher die Rede ist, zu der Gattung der künstlichen Puzzolane zu rechnen. Bei dieser Betrachtung werde ich auch wesentlich unterstützt durch die Tatsache, daß Diatomeenerde, die auch folgende Namen führt: Kieselgur*, Infusorienerde, Bergmehl, Moler (in Dänemark), Diatomeenpelit (letzterer Ausdruck so gewählt wegen des pelitartigen Charakters des Minerals), eine ganz andere geologische Entstehungsweise wie die Puzzolane, d. h. der Traß, hat.

Diatomeenerde, zu der auch mineralogisch der Polierschiefer, der Tripel, der kaolinähnliche Randalit von Ceysnat in der Auvergne zuzuzählen sind, stellt eine teils lockere, teils staubartig verbundene kreideähnliche Masse dar. Dieselbe ist mitunter leicht zerreiblich und von matter, teilweise weißer, grauweißer bis leicht bräunlicher und leicht grünlicher Farbe. Sie ist geologisch das Produkt aus Kieselpanzern von Diatomeen**), z. B. der Gattungen Bacillaria, Synedra capitata und S. ulna, Melosira Navicula, Gomphonema, Gaillonella und anderen. Es sind dies Algenarten (Kieselalgen), die sich in der Tertiärformation, hauptsächlich im Gebiete der Torf- und Braunkohlenbildungen, abgelagert haben, aber uns auch heute noch als rezente Bildungen in Seen, Flüssen und an verschiedenen Meeresküsten begegnen.

Vom chemischen Standpunkte besteht diese Diatomeenerde vorwiegend aus Opalsubstanz nach der Formel $\text{SiO}_2 + \text{aq}$. Diatomeenerde ist also amorphe wasserhaltige Kieselsäure. Allerdings kommt dieselbe stets nur mehr oder weniger verunreinigt vor, und gilt dies besonders von organischen Beimengungen. Die hohe Eigenschaft der Diatomeenerde für die Technik — wir wollen sie fortan nach dem in Deutschland üblichen Begriff „Kieselgur“ nennen — zu Zwecken der Isolierung oder als hervorragender Saugstoff für Flüssigkeiten (ein Kieselgurpanzer von Melosira distans ist etwa 0,0078 mm groß; es erfallen daher auf einen Kubikzoll Infusorienerde 41 Milliarden derartiger Panzer) ist wohl allgemein zu sehr bekannt, als daß ich mich darüber hier noch beson-

ders auszulassen brauchte. Dagegen will ich jetzt den Nachweis führen, daß dieser Stoff nicht als Baumörtel in eine ernstliche Erwägung treten kann. Herr Poulsen berichtet zwar ziemlich eingehend über Untersuchungen, die in der Staatlichen Versuchsanstalt zu Kopenhagen auf Reaktionsfähigkeit zwischen Diatomeenerde und Traß gegenüber freiem Kalk (Ca O) im Portlandzement angestellt wurden. Ich will nichts gegen die zutage geförderten Ergebnisse vorbringen, da der Analysengang der verschiedenen Prüfungen von Herrn Poulsen nicht angegeben wurde. Dagegen sind die von ihm aus den Resultaten gezogenen Schlußfolgerungen als unrichtig zu verwerfen. Besonders gilt dies von dem prägnanten Satze, daß der Puzzolanwert der Kieselgur auf Grund der Kopenhagener Ziffern doppelt so groß sei wie derjenige des Trasses. Bei dieser strikten Behauptung wollen wir einen Augenblick verweilen.

Zu meinen angestellten Kontrolluntersuchungen benutzte ich Kieselgur, aus Hamburg bezogen, und Rheinischen Traß (von Plaidt), deren Spezialanalysen folgende Zahlen ergaben:

a) Kieselgur, und zwar geglähte, wie auch von Herrn Poulsen zu seinen Versuchen verwendet:

Gesamtkieselsäure	79,62 0/0
Hiervon löslich 13,98 0/0	
Außerdem wies das Produkt neben einem höheren Gehalte an Wasser und Substanzverlust	12,21 0/0
noch kleine Mengen an Eisenoxydul, Tonerde und Kalk zusammen . . .	7,49 0/0

auf.

b) Rheinischer Traß, derselbe, wie auch zu den Poulsen'schen Festigkeitsprüfungen benutzt, entsprach einer guten Durchschnittsanalyse mit

Gesamtkieselsäure	56,74 0/0
davon löslich 25,12 0/0	
Tonerde	16,04 0/0
Eisenoxyd	3,24 0/0
Eisenoxydul	0,99 0/0
Kalk	2,23 0/0
Magnesia	1,31 0/0
Kali	4,64 0/0
Natron	4,78 0/0
Titansäure	0,51 0/0

Spuren von Phosphorsäure und Schwefelsäure; Rest Atmosphärisches- und Konstitutionswasser.

Aus diesen beiderseitigen chemischen Befunden geht also schon bei dem Punkte der löslichen Kieselsäure — die lösliche Tonerde lasse ich, weil von untergeordneter Bedeutung, gänzlich außer Betracht — hervor, daß eine große Differenz in den Bestimmungsergebnissen der dänischen Versuchsanstalt und den meinigen ob-

* Nach der aus dem Gestein infolge „Gährung“ entstandenen Flüssigkeit.

** Nach einem in ihrem Protoplasma enthaltenen Farbstoff „Diatomin“ so benannt.

waltet*). Man fand in Kopenhagen beim Rheinischen Traß als lösliche $\text{Si O}_2 = 22,6\%$, dagegen für Kieselgur = $51,6\%$. Meine Prüfungen, die der Sicherheit halber doppelt gemacht wurden, ergaben aber ein umgekehrtes Verhältnis für die lösliche Kieselsäure beider Stoffe. Danach waren im Rheinischen Traß $25,12\%$ lösliche Kieselsäure dagegen bei der Kieselgur nur $13,98\%$. Die Bestimmungen für die Kieselsäure wurden in der Weise vorgenommen, daß das Abdampfen des Pulvers mit verdünnter Salzsäure bis zur Staubtröckene erfolgte, dann Befeuchten mit Säure, Auslaugen des Löslichen durch Wasser und Aufnahme der abgeschiedenen Si O_2 durch Digestion mit einer 5prozentigen Sodalösung. Aus dieser Lösung erfolgte dann die Abscheidung der Si O_2 , sowie die weitere Bestimmung, wie allgemein üblich. Ohne allen Zweifel müssen wir aber zur gerechten Bewertung beider Stoffe bei der Kieselgur ausdrücklich trennen zwischen löslicher und verbindungs-fähiger Kieselsäure, d. i. diejenige Modification der Si O_2 , die in eine Reaktion zum Kalk tritt. Z. B. Opal, der Hauptbestandteil der Kieselgur, ist zwar mit Kallilauge bei längerer Einwirkung löslich, dagegen kann von einer Verbindungsfähigkeit mit Kalk kaum gesprochen werden, sie ist gleich null.

Mit dieser Feststellung, die weil sie sich auf doppelte Resultate bei guter Übereinstimmung bezieht, kann ich also die Behauptung Poulsens über den höheren Puzzolanwert seiner Kieselgur gegenüber dem Traß mit gutem Recht zurückweisen. Ich finde dazu aber noch ganz besondere Unterstützung in den nun hier verzeichneten Versuchsergebnissen, die ich sowohl mit Kieselgur als mit Traß wechselseitig in Verbindung mit Kalk anstellte. Die hier gefundenen Ziffern beweisen, wie unrichtig Herr Poulsen bei seiner Arbeit vorging, daß er seine Kieselgur nicht, wie es sich doch von selbst verstand, entsprechend dem von ihm beigelegten Puzzolancharakter, mit Kalk und Sand als Puzzolanmörtel oder Traßmörtel anwendete, sondern dieselbe lediglich in geglühtem Zustande mit Portlandzement als dessen Zuschlag gebrauchte.

Vorbereitung der Versuche.

Verwendete Materialien:

- a) kalzinierte Kieselgur,
- b) Rheinischer Traß von Plaidt,
- c) Weißkalkteig aus Marmorkalk von der Lahn,
- d) normalkörniger Rheinsand.

*) Vielleicht erklärt durch unterschiedliche Anwendung des Aufschließungsmittels, nämlich Kali- oder Natronlauge oder auch durch höhere Säurekonzentration desselben, bei denen sich bekanntlich zwei so heterogene Körper wie Kieselgur und Traß auch gänzlich anders gegenseitig verhalten können. Vgl. meinen Aufsatz in der Zeitschrift „Armierter Beton“, Heft 8, 1912: „Die lösliche Kieselsäure im Traß“. Ein Beitrag zur exakten Bestimmung derselben.

Sämtliche Versuche wurden nach Raumteilen angestellt, und gelten dafür folgende Litergewichte, aus dem arithmetischen Mittel aus lose eingefüllt und fest eingerüttelt gefunden:

	Gramm pro Liter
1. für kalzinierte Kieselgur	300
2. „ Rheinischen Traß von Plaidt	1000
3. „ Weißkalkteig von der Lahn	1400
4. „ normalkörnigen Rheinsand	1500

Die Herstellung der Proben geschah nach den herrschenden Normen für die technische Prüfung des Trasses.

Ich stellte zwei Mischungen her, und zwar

- A) die Normalmischung:
 - 1 Raumteil geglühte Kieselgur bzw. Traß,
 - 1 „ Weißkalkteig,
 - 1 „ Sand.
- B) Eine magere Mischung:
 - 1 Raumteil geglühte Kieselgur bzw. Traß,
 - 1 „ Weißkalkteig,
 - 3 Raumteile Sand.

Der Vergleich beider Mischungen bietet also ein recht gutes Bild für die Beurteilung beider Körper, speziell auf ihren Wert als Puzzolane. Besonders gilt dies von den Proben mit dem jungen Erhärtungsalter. Weil erfahrungsgemäß der Feinheitgrad bei allen Substanzen, die mit alkalischen Lösungen in Verbindung treten, eine große Rolle spielt, so wurden der sorgfältigen Beobachtung wegen Kieselgur wie Traß auf dieselbe Feinheit gebracht, nämlich derart, daß das Rückstandsverhältnis auf dem 900-Maschensieb = 15% und dasjenige auf dem 5000-Maschensieb 50% betrug.

Festigkeitswerte gegen Zug und Druck in kg/qcm an Zugprobekörpern mit 5 qcm Zerreißquerschnitt u. Druckprobekörpern mit 50 qcm Fläche.

Die Zahlen stellen jeweilig das Mittel aus je 5 Zugproben- und 3 Druckprobenkörpern dar.

	Zug	Druck
I. Geglühte Kieselgur.		
Normalmischung 1:1:1.		
Nach 3 Tagen	0,00	—
„ 7 „	1,45	—
„ 14 „	5,16	34
„ 21 „	7,86	—
„ 28 „	8,50	58
„ 6 Wochen*)	11,80	79

*) Weitere Versuchskörper nach 3 Monaten unterliegen erst der späteren Prüfung nach Verlauf ihrer vollen Erhärtungszeit.

	Zug	Druck
Magermischung 1:1:3.		
Nach 3 Tagen	0,00	—
„ 7 „	0,00	—
„ 14 „	1,85	27
„ 21 „	2,70	—
„ 28 „	4,80	49
„ 6 Wochen	7,95	72
II. Rheinischer Traß:		
Normalmischung 1:1:1.		
Nach 3 Tagen	3,95	—
„ 7 „	8,82	—
„ 14 „	15,16	76
„ 21 „	19,10	—
„ 28 „	22,65	122
„ 6 Wochen	26,03	142
Magermischung 1:1:3.		
Nach 3 Tagen	2,60	—
„ 7 „	5,10	—
„ 14 „	12,05	73
„ 21 „	15,20	—
„ 28 „	17,55	134
„ 6 Wochen	21,40	148

Die mit Kieselgur gefundenen Zahlen entsprechen etwa solchen, die man mit Bergtraß (wildem Traß) erhält, und sind folglich technisch unbrauchbar.

Gleichzeitig mit den Versuchen mit gegläuter Kieselgur wurden auch dieselben Mischungen mit roher gemahlener Kieselgur (Litergewicht 290 gr) angestellt. Hierbei zeigte sich nicht die mindeste Reaktionsfähigkeit zum Kalk, und zerfielen infolgedessen die meisten der Probekörper im Wasser. Dies galt besonders, wenn sie unter Seewasser gelagert wurden. Dies bezieht sich auf die Normalmischung nach Raumteilen 1:1:1. Die magere Mischung also mit 3 Raumteilen Sand konnte bei Verwendung von roher gemahlener Kieselgur überhaupt nicht den Begriff Mörtel führen. Sie nahm keinerlei Zusammenhang an, und blieben die Probekörper im Wasser von vornherein völlig morsch und gingen dann gleich auseinander, nur eine breiige Masse bildend.

So mußte also Herr Poulsen zu ganz falschen Schlüssen kommen. Geht es doch nicht an, eine Puzzolane auf ihren mörteltechnischen Wert mit Zement, statt mit Kalk, zu prüfen. Im ersteren Falle bilden sich, wie ich dies auch in meiner Abhandlung „Die rheinische Puzzolane“, „Der Traß“ als Beitrag zur Lösung der Frage über das Wesen der Puzzolane und ihren Erhärtungsvorgang mit Kalk*) nachweisen konnte, im Erhärtungsvorgange des Traßmörtels zeolithähnliche

Mineralien, indem sich die wirksame Kieselsäure unter Zutritt von Wasser mit Tonerde, Kalk und Alkalien in einem länger andauernden Erhärtungsprozeß vereinigt und zu dem Zeolithmineral, wie wir es in der Natur durch Chabasit, Natrolith, Analzim usw. kennen, umformt.

Im zweiten Falle dagegen, wo hydraulische Zuschläge zum Zement, wie auch bei den Prüfungen Poulsens in Betracht kommen, tritt der mörteltechnische Wert eines Zuschlagstoffes wie Traß in chemischer Beziehung zunächst gegenüber der rein mechanischen Wirkung zurück. Erst nach und nach wird sich der überschüssige Kalk im Portlandzement mit der aktionsfähigen Kieselsäure des Trasses verbinden und damit natürlich auch dann ein unlösliches Doppelsalz, d. h. Kalziumsilikat (Ca SiO_3) bilden. Vorab aber handelt es sich nur um eine rein mechanische Wirkung solcher Zuschläge, also auch der hier strittigen Kieselgur in Wechselwirkung mit Zement. Es tritt dabei das Gesetz der Massenwirkung infolge vermehrter Lagerung der Moleküle in Kraft. Kurz gesagt, handelt es sich in diesen Fällen um eine bedeutend größere Oberflächenspannung des in der Erhärtung begriffenen Körpers. Hieraus resultiert

erstens eine höhere Dichte und damit auch naturgemäß eine größere Bindefähigkeit, zweitens eine größere Elastizität vermöge der Steigerung der plastischen Eigenschaften des reinen Zementmörtels,

und zum dritten wird dann die schon erwähnte später eintretende Überführung der freien Kalksalze durch die hydratische Kieselsäure der Puzzolane als unlösliches Kalziumsilikat bewirkt.

Natürlich unterbleibt dann auch die Auslaugung des freien Kalkes, vorausgesetzt, daß aber der betreffende Mörtel vorher so fett, d. h. so dicht, gewählt wurde, daß er dem Gesetze der Diffusion wirksamen Widerstand entgegensetzen konnte. In diesen Tatsachen nun liegt allein die Erklärung dafür, daß sich die von Herrn Poulsen untersuchte Kieselgur bei der Zusammenwirkung mit Zement so sehr günstig verhalten hat. Herr Poulsen hat aber diese Wirkung noch zum Schaden des Trasses durch weitere Fehler in seinen Prüfungen gesteigert. Er nahm nämlich ganz verschiedene Einheiten für Kieselgur wie für Traß an. Wenn er aber, wie er früher behauptete, für Kieselgur an sich schon die doppelte Aktivität wie für Traß gefunden haben wollte, dann durfte er doch erst recht nicht bei seinen Prüfungen mehr Traß wie Kieselgur nehmen. Er verwendete nämlich in dem einen Falle eine Mischung von Zement und Traß im Verhältnis von 7 kg Zement zu 5 kg Traß, während er bei der gleichen Zementmenge nur 3 kg Kieselgur nahm. Auch in dem zweiten

*) Leipzig 1908.

Falle nahm er einmal 600 kg Portlandzement oder 640 kg Traßmischung gegenüber nur 500 kg Kieselgurmischung, und so kann also auch hier zwanglos das gefundene bessere Resultat der Kieselgur gegenüber dem Traß als eine irrtümliche oder sogar ungerechte Bevorzugung der Kieselgur erklärt werden.

In diesem Sinne haben sich deshalb auch die Herren auf dem New Yorker Materialprüfungs-Kongreß ausgesprochen, welche die Versuche Poulsens nur als die Folge der innigen Vermischung zwischen Hauptsubstanz (Zement) und Zusatzstoff (Kieselgur) ansehen konnten. Diese innige Vermischung erhielt Herr Poulsen durch Zusammenmahlen von Portlandzementklinker und geglühter Diatomeenerde. Es ist dies aber keineswegs eine Neuheit, und kann ich mich berechtigterweise darauf berufen, daß ich schon vor einer langen Reihe von Jahren einer der ersten deutschen Portlandzementfabriken den Rat gegeben habe, einmal Versuche zu machen, dahin, rohen Traß, d. i. Tuffstein, direkt mit dem Portlandzementklinker zu vermahlen, um so durch die günstigste Lagerung der Massenteilchen die höchste Affinität (Vereinigungsbestreben) beider Körper hervorzurufen, bei deren Zusammenwirkung, wie hervorgehoben, dann durch die vergrößerte Oberfläche, wohl auch noch unterstützt durch die Kraft der höheren Kapillarität, die günstigsten Ergebnisse zu erwarten seien. Ich kann mich aber auch noch darauf stützen, daß ich selbst Herrn Poulsen im Jahre 1909, also vor der Zeit seiner hier begonnenen Versuchsarbeiten, den Rat gab, bei der Zusammenmischung von Traß bzw. Puzzolane und Kalk nur ja auf die innigste Vermischung hinzuzielen, indem ich an der betreffenden Briefstelle wörtlich schrieb:

„Je vollständiger nämlich die einzelnen Teilchen, als molekulare Körper betrachtet, zueinander wirken, je größer ist die Bindekraft, übrigens physikalisch genommen, eine selbstverständliche Erscheinung.“

Auch in dem Punkte, wo Herr Poulsen behauptet, es würde wohl niemand vor ihm versucht haben, Kieselgur als Puzzolane anzuwenden, muß ich ihm widersprechen. In den Jahren 1907 und 1908 nämlich hatte ich selbst für eine deutsche Behörde die Frage zu untersuchen, wie sich Kieselgur gegenüber Traß beim Mörtel verhielte. Die schon zu dieser Zeit angestellten Untersuchungen ergaben nun, wie auch jetzt wieder, die große Überlegenheit des Trasses als natürliche Puzzolane gegenüber der Kieselgur.

Alles in allem genommen, muß deshalb die Arbeit Poulsens als ein durchaus unberechtigter Angriff gegen den altbewährten rheinischen Traß angesehen werden. Seine Behauptungen stützen sich nur auf wenige Druckversuche, die zudem,

wie nachgewiesen, auf falscher Grundlage beruhen und infolgedessen nicht zu den so kühnen Schlußfolgerungen berechtigen, die Poulsen für seine Kieselgur auf dem Internationalen Kongreß in New York gewissermaßen urbi et orbi verkündigt hat, und die darin gipfeln, daß seine Diatomeenerde den Vorzug vor anderen Arten Puzzolane verdiente.

In nicht zu rechtfertigender Weise ist Herr Poulsen über die gänzlich unbeachtet gelassenen wichtigen Umstände hinweggegangen, nämlich erstens über die außerordentliche Wasserkapazität der Kieselgur. Sie vermag sich beispielsweise mit dem Fünffachen ihres Gewichtes mit Flüssigkeit zu sättigen. Daraus folgt für die Bautechnik ein außerordentlich gefahrvoller Umstand, denn es wird zunächst sehr viel Wasser in dem betreffenden Mörtelkörper aufgespeichert der sich später gar nicht mehr aus den betreffenden Bauteilen zu entfernen vermag. Die Folge davon ist bei Einwirkung von Frost im Wege der Kapillarität dann gesetzmäßig eine sehr schädigende.

Ferner die Tatsache dann, daß Kieselgur nur 0,300 gr pro Liter, d. s. 300 kg pro cbm, wiegt. Herr Poulsen gibt auch dafür irrig das Gewicht von 500 kg an, läßt mit Recht auf eine leicht eintretbare Entmischung zwischen Diatomeenerde und Zement schließen, wo der letztere fünfmal so schwer wie der Zuschlagsstoff nach Poulsen „Diatomeenerde“ ist. Dies gilt in allen denjenigen Fällen, wo mit Wasserauftrieb zu rechnen ist, also für sämtliche Wasserbauten.

Zweitens über die wirtschaftliche Seite, Kieselgur an Stelle von Traß zu gebrauchen. Der Preis nämlich für Kieselgur, auch für die rohe gemahlene, ist schon etwa viermal so hoch wie für Traß, wobei die Preise am Fabrikorte für beide Fälle gelten. Da es aber unmöglich ist, rohe gemahlene Kieselgur zu verwenden, und dies gibt auch Herr Poulsen zu, so kann also nur die geglühte, d. i. kalzinierte Kieselgur, in Frage kommen, und stellt sich dafür der Preis auf reichlich das Fünffache wie für allerbesten Traß. Dazu tritt erschwerend noch der Umstand, daß infolge des so außerordentlich geringen Gewichtes der Kieselgur kaum der dafür geltende Raum sowohl bei Schiff- wie Bahnbezug ausgenutzt werden kann.

Die Untersuchungen Poulsens werden daher, von allen Gesichtspunkten aus betrachtet, nichts weiter als Unruhe sowohl in die Kreise der Verbraucher wie der beteiligten deutschen Trassindustrie selbst bringen.

Man kann es Herrn Poulsen ja nicht wehren, daß er sich für seine vermeintlichen Erfindungen Patente geben läßt. Neu sind seine Sachen aber, wie nachgewiesen, nicht, und ebensowenig

werden dieselben eine praktische Bedeutung für die Mörteltechnik haben können.

Es gelte daher für den heutigestags so geschätzten deutschen Traß aus alter Zeit, und damit komme ich zum Schluß, so lange nicht Technik und Wissenschaft auf breiterer Grund-

lage wirklichen und brauchbaren Ersatz dafür, der besser und billiger erzeugbar ist, gefunden haben, auch fernerhin der begeisterte Ausspruch Vitruvs:*)

„Est etiam genus pulveris quod efficit naturaliter res admirandas!“

BRÜCKE AUS EISENBETON ÜBER DIE AA IN BOCHOLT I. WESTF.

Von G. Funke,

Leiter der Beton- und Eisenbetonbau „Union“ G. m. b. H. (Hannover).

Die Stadtverwaltung Bocholt i. Westf. hatte zur Abgabe von Projekten und Offerten öffentlich aufgefordert und eine große Anzahl ausgearbeiteter Projekte und Kostenanschläge erhalten. Die Wahl des Baumaterials war den Bewerbern überlassen, und es haben sich an dieser Submission demnach sowohl Eisenkonstruktionsfirmen als auch Beton- und Eisenbetonbaugeschäfte beteiligt. Die Projekte über eiserne Brücken konnten wegen des hohen Preises nicht in Frage kommen. Obwohl die Bedingung gestellt war, daß bei Verwendung von Eisenbeton die Betonzugspannungen zu berücksichtigen seien, so ist es doch möglich gewesen, konkurrenzfähige Projekte für Eisenbeton aufzustellen. Das nachstehend beschriebene Projekt von der Firma Beton- und Eisenbetonbau „Union“ G. m. b. H., Hannover, ist für die Ausführung gewählt und von genannter Firma ausgeführt worden. Von den Ausschreibungsbedingungen sind besonders hervorzuheben die geringe Konstruktionshöhe von 85 cm, die schwere Belastung infolge der Befahrung durch eine Eisenbahn und die Erbringung des Nachweises, daß die Zugspannungen des Betons nicht überschritten wurden; auf letzteren Nachweis wurde zwar später verzichtet, doch bildete er immerhin eine Erschwernis bei Aufstellung des Projektes. Der Baugrund bestand aus feinem Sand (Triebsand). Derselbe konnte zwar wie ein guter Baugrund mit lotrechten Lasten belastet werden, dagegen bot er einen sehr geringen Widerstand gegen horizontale Verschiebung. Der Wasserstand betrug etwa 2 m, so daß ein Wassерüberdruck in der Baugrube von etwa 3,5 m vorhanden war. Sowohl die geringe Konstruktionshöhe als auch die Beschaffenheit des Baugrundes führten darauf, eine Rahmenkonstruktion zu wählen, denn mit dieser wurde einerseits die geringste Konstruktionshöhe erreicht, andererseits war bei dieser Konstruktion eine seitliche Verschiebung der Fundamente, wegen des geringen Horizontalschubes, nicht zu befürchten. Die Druckplatte wurde von der Brückenmitte aus nach den Auflagern zu von oben nach unten geführt, so daß sie stets zur Aufnahme der Druckspannungen herangezogen werden konnte.

Entsprechend dieser Führung der Druckplatte zeigt auch die Ansicht eine schwachgekrümmte Bogenform mit horizontalem Zugbalken. Zur Übertragung von Lasten auf eine größere Anzahl von Balken sind drei kräftige Querbalken vorgesehen, die an den Stirnen hochgeführt und als Geländerpfeiler ausgebildet sind. Die statische Berechnung wurde nach der Methode von Dr.-Ing. M. Ritter durchgeführt. Derjenige Teil, der durch Eisenbahnfahrzeuge belastet wird, wurde in der Weise berechnet, daß einmal volle Einspannung der Rahmenstiele im Fundament angenommen wurde und das andere Mal diese Rahmenstiele als gelenkartig im Fundament gelagert betrachtet wurden. Die Wirkungsweise derartiger Rahmen ist nicht genau bekannt, weil verschiedene Faktoren, wie die Dichtigkeit des Bodens, das Festsitzen der Spundwände, die Länge und Stärke der Spundwände, die Größe des Fundamentklotzes und der mehr oder weniger feste Anschluß desselben an die Spundwände von wesentlichem Einfluß sind; es ist wahrscheinlich, daß weder volle Einspannung noch gelenkartige Lagerung vorhanden ist, zumal die hierfür geltenden Bedingungen durch die Konstruktion niemals genau erfüllt werden können. Wird aber durch die Konstruktion beiden Grenzfällen Rechnung getragen, so ist damit auch der in Wirklichkeit auftretende, aber unbekannt Zustand in der Konstruktion berücksichtigt. Bei der statischen Berechnung kamen in der Hauptsache doppelt armierte Querschnitte vor. Weil vereinfachte Rechnungsarten hierfür wenig bekannt zu sein scheinen, so soll auf die Berechnung dieser Querschnitte nachstehend etwas näher eingegangen werden: In einem der letzten Hefte von „Beton und Eisen“ befindet sich eine dieser vereinfachten Berechnungsarten für doppelt armierte Querschnitte, und diese Berechnungsart ist auch bei der statischen Berechnung für die Bocholter Brücke und auch früher schon bei anderen statischen Berechnungen zur Anwendung gekommen. Dem Verfasser ist dieselbe vor etwa 3—4 Jahren von Herrn Prof.

*) Vitruvii: „De Architectura“ Lib. II. Cap. VI.

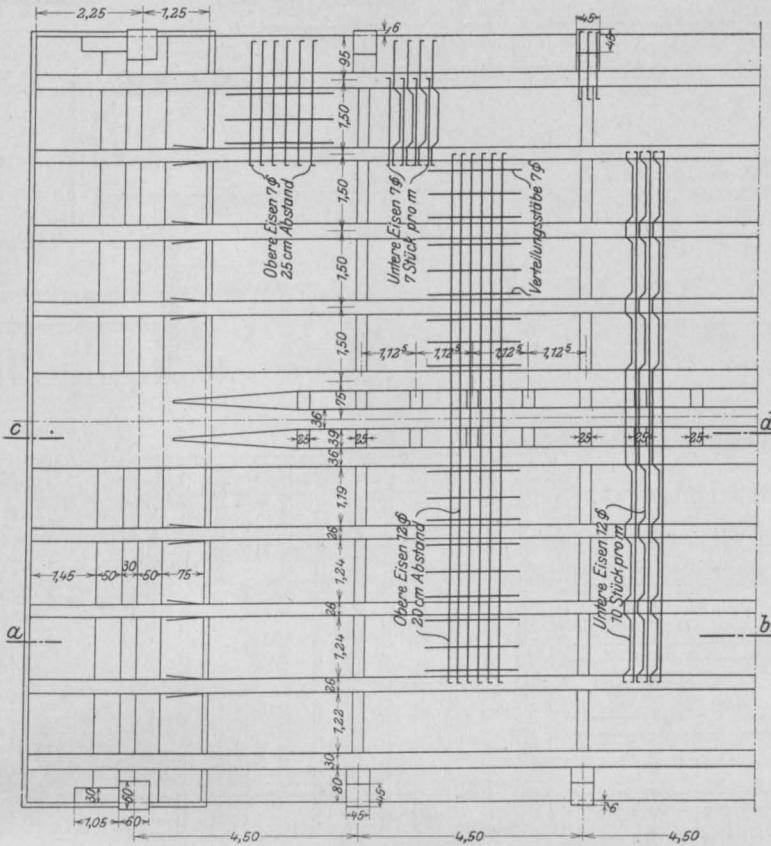


Fig. 1. Grundriß.

Dr.-Ing. Rich. Müller mitgeteilt. Diese Berechnungsart entspringt der Überlegung, daß man sich einen doppelt armierten Querschnitt als einen zusammengesetzten Querschnitt vorstellen kann, dessen einer Teil aus dem Betonquerschnitt mit derjenigen Zugarmierung besteht, die eine Beanspruchung des Betons gleich der zulässigen Grenzspannung und eine Spannung des Eisens von der zulässigen Eisen- spannung besteht, also beispielsweise $\sigma_b = 40$ und $\sigma_e = 1000$. Der andere Teil besteht aus der restlichen Zugarmierung und aus der erforderlichen Druckarmierung. Im folgenden sei diese Berechnungsweise kurz mitgeteilt.

Die bekannten Größen sind: M , σ_b , σ_e , h und b .

$$M = M_b + M f_e',$$

$$Z = D = f_e \sigma_e,$$

$$Z = Z_b + Z f_e',$$

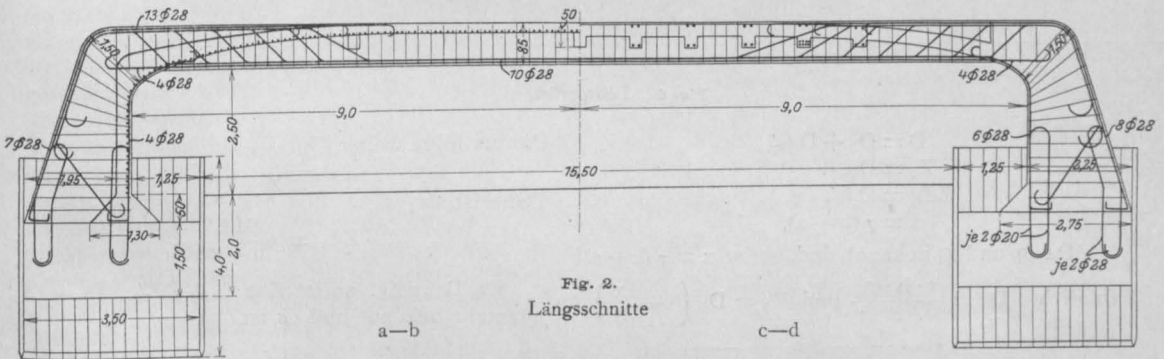


Fig. 2. Längsschnitte

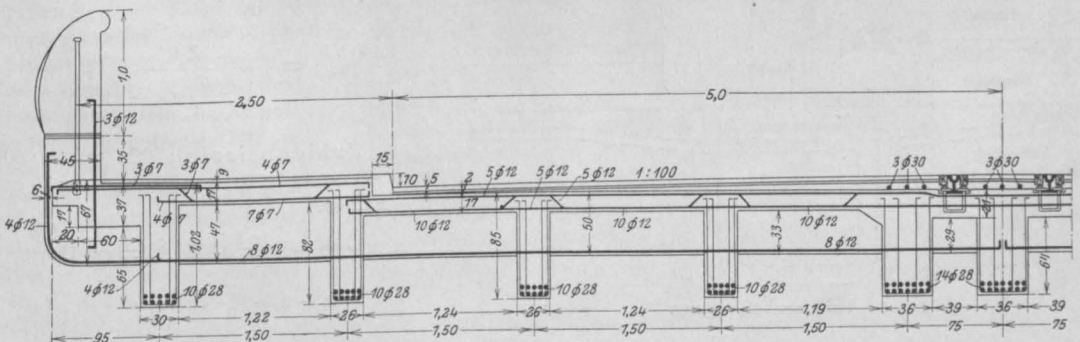


Fig. 3. Querschnitt.

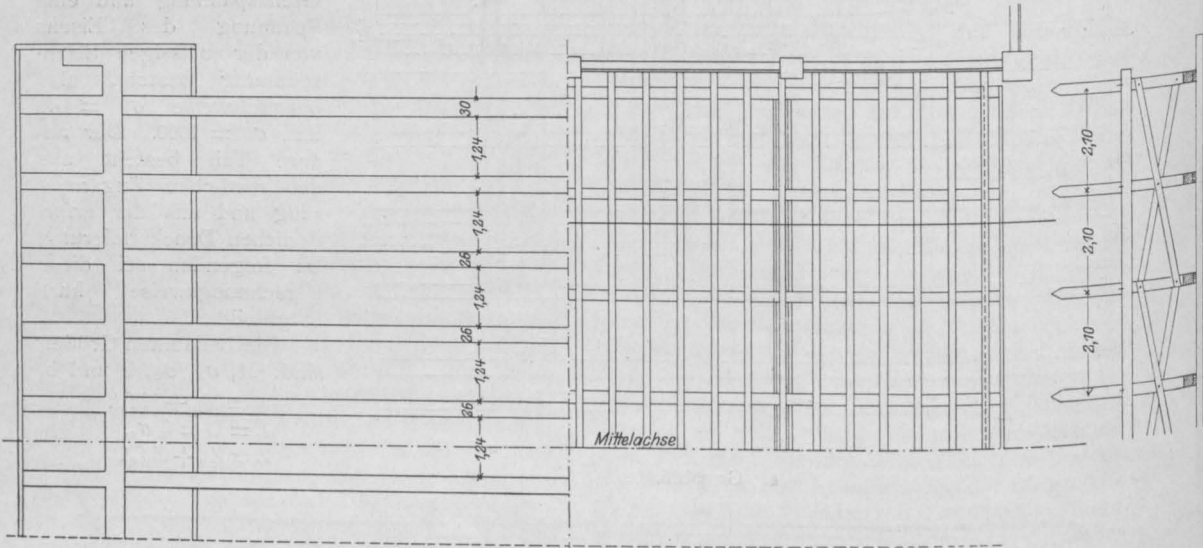
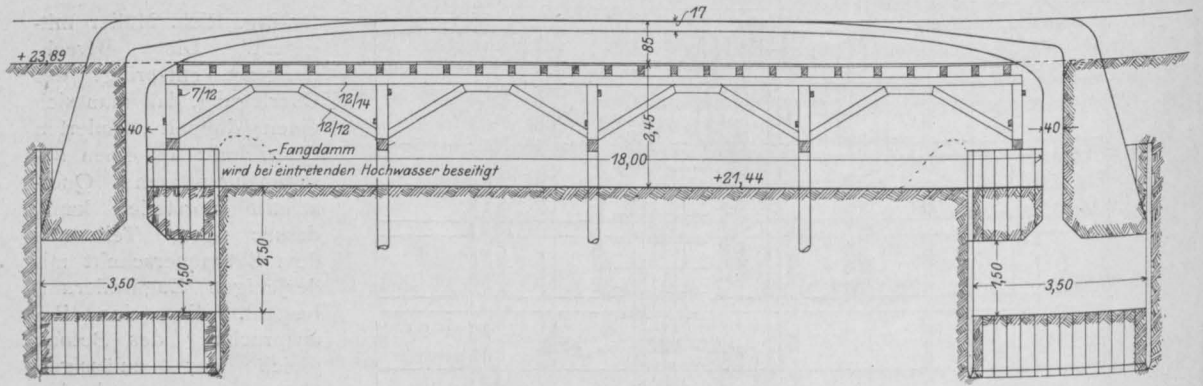


Fig. 4. Lehrgerüst.

$$D = D_b + D f_e'$$

$$Z_b = D_b$$

$$Z f_e' = D f_e'$$

$$x = \varphi (h - a)$$

Da σ_b und σ_e bekannt sind, so ist $x = \varphi (h - a)$,

folglich $D_b = \frac{x \cdot b \cdot \sigma_b}{2}$ und $M_b = D_b \left(h - \frac{x}{3} \right)$.

Daraus folgt weiter

$$M f_e' = M - M_b$$

Dann ist

$$Z f_e' = \frac{M f_e'}{h - 2a}$$

Da $D_b = Z_b$, so ist $Z = Z_b + Z f_e' = D_b + Z f_e'$ nunmehr bekannt und es ist

$$f_{eZug} = \frac{Z}{\sigma_e}$$

$$f_{eDruck} = \frac{Z f_e'}{15 \cdot \frac{\sigma_b}{x} (x - a)}$$

Zahlenbeispiel: $M = 800\,000$,
 $\sigma_b = 40$, $\sigma_e = 1000$, $h = 50$ cm, $b = 30$ cm,
 $h - a = 45$.

$$x = \varphi (h - a) = 0,375 \cdot 45 = \approx 15$$
 cm,

$$h - a - \frac{x}{3} = 40,$$

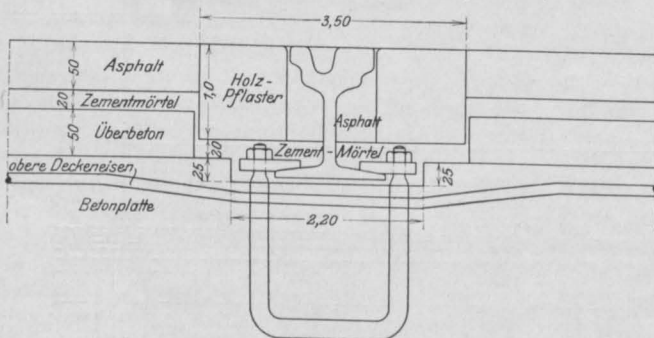


Fig. 5. Schienenbefestigung.

$$D_b = \frac{x \cdot b \cdot \sigma_b}{2}$$

$$= \frac{15 \cdot 30 \cdot 40}{2} = 9000,$$

$$M_b = D_b \left(h - a - \frac{x}{3} \right)$$

$$= 9000 \cdot 40 = 360\,000,$$

$$M_{f_e'} = M - M_b$$

$$= 800\,000 - 360\,000 = 440\,000,$$

$$Z_{f_e'} = D_{f_e'} = \frac{M_{f_e'}}{h - 2a}$$

$$= \frac{440\,000}{40} = 11\,000,$$

$$Z = D_b + Z_{f_e'}$$

$$= 9000 + 11\,000 = 20\,000,$$

$$f_{eZug} = \frac{Z}{\sigma_e} = \frac{20\,000}{1000}$$

$$= 20 \text{ qcm},$$

$$f_e' = \frac{Z_{f_e'}}{15 \cdot \frac{\sigma_b}{x} (x - a)}$$

$$= \frac{11\,000}{15 \cdot \frac{40}{15} \cdot 10}$$

$$= 27,5 \text{ qcm}.$$

Diese Rechnung ist sicher einfacher als die in den ministeriellen Bestimmungen mitgeteilte, aber noch viel einfacher wird die Berechnung, wenn man die Voraussetzung macht, daß der Druckmittelpunkt des Druckeisens mit dem Druckmittelpunkt der gedrückten Betonfläche zusammenfällt. Da im vorigen Beispiel das Zusammenfallen des Druckmittelpunktes vom Eisen mit dem Druckmittelpunkt der gedrückten Betonfläche nur zufällig eingetreten ist, so muß bei dem nächsten Beispiel, bei dem die bekannten Größen dieselben sind, das Zusammenfallen der Druckmittelpunkte aber von vornherein zur



Fig. 6. Brücke im Bau.

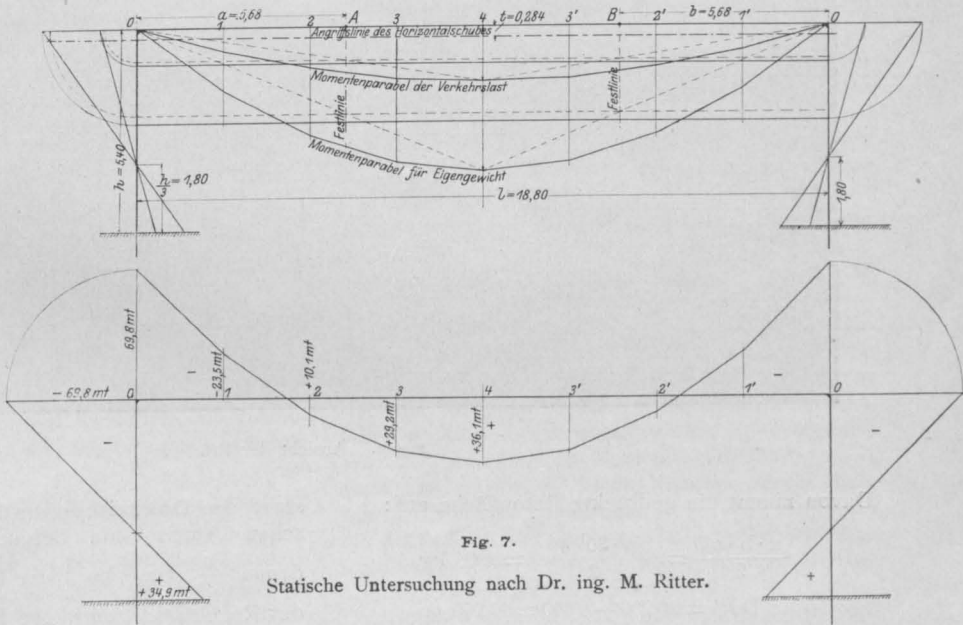
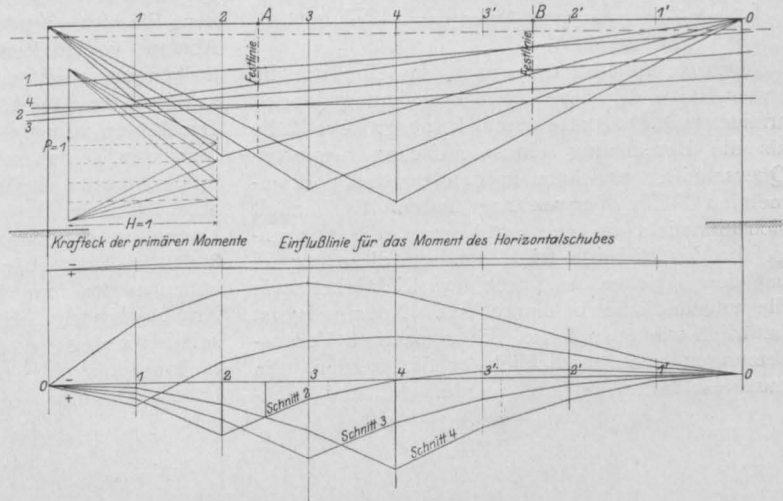


Fig. 7.

Statische Untersuchung nach Dr. ing. M. Ritter.



Bedingung gemacht wird, das Resultat dasselbe sein.

Es ist natürlich wieder

$$x = 0,375 \cdot 45 = \approx 15 \text{ cm,}$$

$$f_{e\text{Zug}} \frac{M}{h - a - \frac{x}{3}} = \frac{800\,000}{40} = 20 \text{ qcm,}$$

$$Z = D = f_e \sigma_e = 20\,000 \text{ kg.}$$

eisen um $\frac{x}{3}$ vom oberen Plattenrande entfernt liegen. Wie bereits erwähnt, gibt der errechnete Abstand des Druckeisens vom Plattenrande $= \frac{x}{3}$ in den meisten Fällen einen brauchbaren Wert. Bei Platten bewegt sich die Größe von x zwischen 2,6 und 12 cm, demnach $\frac{x}{3}$, d. i. in diesem Falle der Ab-



Fig. 8. Ansicht der Brücke.

Davon nimmt die gedrückte Betonfläche auf:

$$\frac{x \cdot b \cdot \sigma_b}{2} = \frac{15 \cdot 30 \cdot 40}{2} = 9000 \text{ kg,}$$

$$D f_{e'} = 20\,000 - 9\,000 = 11\,000,$$

$$f_{e\text{Druck}} = \frac{D f_{e'}}{15 \cdot \sigma_b \cdot \frac{2}{3}} = \frac{11\,000}{10 \cdot 40} = 27,5 \text{ qcm.}$$

Das Resultat ist also genau dasselbe wie im ersten Beispiel. Diese letzte Berechnung doppelt armierter Querschnitte macht keine größere Mühe als die Berechnung eines einfachen armierten Querschnittes und kann in den meisten vorkommenden Fällen Verwendung finden. Es handelt sich hier nicht um eine Faustformel, die nur ungefähr das Richtige trifft, sondern diese Formel hat den gleichen Anspruch auf Richtigkeit wie die umständliche bekannte Art. Notwendig ist natürlich wie überall, daß die gemachten Voraussetzungen auch tatsächlich erfüllt werden. Es muß also darauf geachtet werden, daß die Druck-

stand des Druckeisens von Plattenoberkante, zwischen 0,9 und 4 cm. Bei schwachen Platten, bei denen $\frac{x}{3}$ nur etwa 1 cm beträgt, wird man in der Regel auch schwache Eisen verwenden, dagegen wird man bei 30 cm starken Platten stärkere Eisen verwenden, für die auch ein größerer Abstand von Plattenoberkante angezeigt ist. Bei Balkenquerschnitten, besonders bei Auflagerquerschnitten an Säulen, wird man den Abstand der Druckeisen vom unteren Balkenrande mit 4–6 cm bemessen, so daß x den Wert von 12–18 cm haben müßte, wofür wiederum eine Balkenhöhe bis zu etwa 50 cm in Betracht käme. Die vereinfachte Formel würde somit für alle Dimensionen von 8–50 cm brauchbar sein. Bei größeren Balkenhöhen müßte man dann allerdings auf die erste Art, bei der man sich den doppelt armierten Querschnitt zerlegt denkt, greifen. Beide Vereinfachungen sind bereits seit langer Zeit im Gebrauch; besonders die zuletzt mitgeteilte wird vom

Verfasser bereits seit sechs Jahren angewendet und nicht nur für die Kalkulation, sondern auch für statische Berechnungen, die der Baupolizei zur Prüfung vorgelegt werden müssen. Zu dem Brückenprojekt selbst ist noch zu erwähnen, daß

die Geländerpfeiler und die Obelisken aus Dolomitbeton hergestellt und vom Steinbildhauer bearbeitet worden sind.

Die vorgenommene Probelastung hat ein sehr günstiges Resultat ergeben.

KURZER BERICHT ÜBER DEN SECHSTEN INTERNATIONALEN MATERIALPRÜFUNGSKONGRESS IN NEW YORK.

Von Dr.-Ing. E. Probst (z. Z. New York).

Wenn man derartige internationale Veranstaltungen als eine Gelegenheit betrachtet, bei welcher Fachleute aus allen Ländern ihre Anschauungen und ihre Erfahrungen austauschen, so kann man sagen, daß der Kongress, der zum ersten Male in den Vereinigten Staaten abgehalten wurde, sehr erfolgreich war.

Was die positiven Ergebnisse und Verhandlungen anbelangt, so will ich heute nur kurz auf einige Beschlüsse hinweisen, welche auf unserem Fachgebiete zu verzeichnen sind. Diese Beschlüsse, welche in einem eigenen Resolutionskomitee verhandelt wurden, wurden bei der letzten allgemeinen Sitzung des Kongresses zur Abstimmung gebracht und auch alle einstimmig angenommen.

Mit Rücksicht darauf, daß die Veröffentlichungen des Verbandes sehr kostspielig und als wertvollstes Verständigungsmittel zu betrachten sind, wurde auch der Erhöhung der Mitgliedsbeiträge einhellig zugestimmt.

Die unser Fachgebiet betreffenden Resolutionen, welche einheitlich angenommen wurden, betreffen:

1. Die Volumbeständigkeitsprüfung des Zements.

In Fachkreisen ist es bekannt, daß auf dem letzten Kopenhagener Kongress ein Beschluß in der Frage der Le Chatelier-Probe gefaßt wurde, dem von einem großen Teil der Mitglieder des Verbandes nicht zugestimmt werden konnte. Die aus deutschen Kreisen vorgeschlagene Ungültigkeitserklärung des Kopenhagener Beschlusses konnte aus formellen Gründen nicht in Beratung gezogen werden und deshalb einigte man sich auf eine Resolution folgenden Inhalts:

Die Frage der beschleunigten Volumbeständigkeitsprüfung möge an einen Ausschuß verwiesen werden, welcher die Aufgabe haben soll, alle Methoden der beschleunigten Volumbeständigkeitsprüfung der Zemente zu prüfen und seine Entschlüsse dem nächsten Kongresse vorzulegen.

2. Resolution: Die Frage von SO_3 in Portlandzement soll durch einen vom Vorstand er-

nannten Ausschuß geprüft werden und dem nächsten Kongresse vorgelegt werden.

Ferner: Über die Wetterbeständigkeit der Gesteine: Es sollen die einzelnen Länder eingeladen werden, die Hirschwaldsche Methode in den Versuchsanstalten bei diesen Prüfungen anzuwenden und dem nächsten Kongresse darüber zu berichten.

3. In der Frage des plastischen Mörtels (über die höchst unerfreulichen Verhandlungen in dieser Frage soll noch in der nächsten Nummer berichtet werden) wurde der Ausschuß 42 eingeladen, seine Arbeiten fortzusetzen und bei den Versuchen zur Erlangung eines einheitlichen Prüfungsverfahrens plastischer Mörtel auch verschiedene Normalsande heranzuziehen.

4. In der Frage der Bauunfälle ist folgende Resolution gefaßt worden:

Zur Verhinderung von Bauunfällen sollen in den verschiedenen Ländern Berichte über Unfälle dem nächsten Kongresse vorgelegt werden, um über die Mittel zu beraten, welche derartige Unfälle in Zukunft verhüten sollen (der genaue Wortlaut und Bericht über diese Resolution soll auch erst in der nächsten Nummer dieser Zeitschrift veröffentlicht werden).

Schließlich sei noch auf die sehr wichtige Resolution über Feuersicherheit von Beton und Eisenbeton hingewiesen:

„I. Es empfiehlt sich, bei künftigen Festigkeitsuntersuchungen von Beton und Eisenbeton, wie er in Bauwerken zur Verwendung kommt, zuverlässige Unterlagen über die Wirkung von Feuer auf diese Baustoffe bei hohen und bei mäßigen Temperaturen zu gewinnen.

II. Hinsichtlich der gewünschten Unterlagen handelt es sich insbesondere um:

1. a) den Verlust an Festigkeit während der Erhitzung,
- b) den Verlust an Festigkeit nach der Erhitzung (und zwar sowohl bei schneller Abkühlung als bei natürlicher Abkühlung);
2. a) den Wert verschiedener Zuschlagstoffe und verschiedener Mischungsverhältnisse von Portlandzement und Zuschlagstoff,

b) den Wert verschiedener Arten der Bewehrung.

III. Zur Erlangung dieser Unterlagen sollen in den verschiedenen Ländern soweit wie möglich auf gemeinsamer Grundlage Versuche vorbereitet werden, und zwar unter Zugrundelegung der „Allgemeinen Normen“ des British Fire Prevention Comitee für Prüfungen auf Feuerbeständigkeit. Diese Normen sind auf einem internationalen Kongreß im Jahre 1903 angenommen worden und sollen, soweit es ausführbar ist, als Grundlage für die Prüfungsbedingungen dienen. Jene Bedingungen sind auch in ausgedehntem Maße bei den Versuchen der Prüfungsstation der Columbia-Universität in New York und anderswo zur Anwendung gebracht.

IV. Der Vorstand des Internationalen Verbandes für die Materialprüfungen der Technik setzt einen Unterausschuß (unter Gruppe 2, Zement, Beton usw.) ein mit dem Auftrage, alle Fragen zu behandeln, die sich aus dem Vorerwähnten ergeben, und unter der Bezeichnung

„Unterausschuß für die Feuersicherheit von Beton und Eisenbeton“. Dieser Unterausschuß für die Feuersicherheit wird ersucht, auf dem nächsten Kongreß Bericht zu erstatten.“

Als Sitz des nächsten Kongresses in 1915 wurde St. Petersburg bestimmt und zum Vorstand wurde Prof. Dr. Belebubsky erwählt.

Die Veranstaltungen dieses Kongresses waren von dem Ortskomitee von New York mit großer Liebe vorbereitet worden und waren für alle Teilnehmer in jeder Hinsicht genußreich. Nach Schluß des Kongresses wurde eine mehrtägige Fahrt zu verschiedenen größeren Werken und landschaftlich hervorragenden Teilen in der Nähe von New York unternommen, besonders für diejenigen Mitglieder, die sich nur kurze Zeit in Amerika aufhielten.

Zum Schluß sei nochmals darauf hingewiesen, daß über die wissenschaftlichen Ergebnisse und Beratungen des Kongresses in der nächsten Nummer der Zeitschrift eingehend berichtet werden soll.

DIE RISORGIMENTO-BRÜCKE ÜBER DEN TIBER IN ROM.

Kritische Betrachtungen über ihre konstruktive Ausbildung und ihre statische Berechnung.

Von Dr.-Ing. H. Marcus (Berlin-Wilmersdorf).

(Schluß von S. 384.)

Unter der Annahme eines geradlinigen Spannungsverlaufes bestehen zwischen den Spannungen und den die Lage der Nullinie bestimmenden Längen x und x' die Beziehungen:

$$\sigma'_b = \sigma_b \frac{x-d}{x},$$

$$\sigma_z = \sigma_b \frac{x'}{x},$$

$$\sigma_e = n \sigma_b \frac{x'-a}{x},$$

$$\sigma'_e = n \sigma_b \frac{x-a'}{x}.$$

Um die Wirkung der im Steg außer den Hauptlängseisen befindlichen sekundären Längseisen f_s zu berücksichtigen, werden letztere durch einen Betonquerschnitt von der Höhe h und der Breite $e = \frac{n f_s}{h}$ ersetzt gedacht.

Die Gleichgewichtsbedingungen zwischen den äußeren und den inneren Kräften lassen sich durch die zwei folgenden Gleichungen*) ausdrücken:

$$N = \frac{1}{2} [x B \sigma_b - (x-d)(B-c) \sigma'_b] + F'_e \sigma'_e - F_e \sigma_e + \frac{e}{2} (x \sigma_b - x' \sigma_z),$$

$$M - N(u-x) = \frac{1}{3} [x^2 B \sigma_b - (x-d)^2 (B-c) \sigma'_b] + F'_e \sigma'_e (x-a') + F_e \sigma_e (x'-a) + \frac{e}{3} (x^2 \sigma_b + x'^2 \sigma_z).$$

Schreibt man zur Abkürzung $(B-c) \left(\frac{x-d}{x}\right)^2 = b'$, so liefern diese Gleichungen auch:

$$\sigma_b = \frac{2 N x}{x^2 (B-b') + 2 n [F'_e (x-a') - F_e (x'-a)] - e h (x'-x)},$$

$$\sigma_b = \frac{3 x [M - N(u-x)]}{x^3 \left(B - b' \frac{x-d}{x}\right) + 3 n [F'_e (x-a')^2 + F_e (x'-a)^2] + e h (h^2 - 3 x x')}$$

*) Vergl. Marcus „Die Dimensionierung von T-förmigen Eisenbetonquerschnitten bei zusammengesetzter Festigkeit“ (Mitteilungen der Deutschen Bauzeitung 1911, Heft 20). — Da die Bewehrung nicht senkrecht zum Querschnitt liegt, so stellen die Werte σ_e nur die Hauptkomponente der Eisenspannungen dar.

Tabelle 11.

Querschnitt	Querschnittswerte	Lage der Nulllinie	σ^o in kg/cm ² *	σ^u in kg/cm ² *	σ_b in kg/cm ² *	σ_e in kg/cm ²	Einfluß
S	$F = 19\,604,4 \text{ cm}^2$ $J = 19\,779\,761,3 \text{ cm}^4$ $W^o = W^u = 465\,400 \text{ cm}^3$		+ 56,12	— 3,18			A
			+ 76,95	— 13,29			B
			+ 52,23	— 4,07			C
			+ 97,92	— 18,76			E
			+ 54,51	+ 24,65			F
II	$F = 212\,424 \text{ cm}^2$ $J = 50\,841\,564,8 \text{ cm}^4$ $W^o = W^u = 820\,025,2 \text{ cm}^3$		+ 24,06	+ 24,8			A
			+ 36,94	+ 21,82			B
			+ 20,36	+ 38,40			C
			+ 34,66	+ 9,78			E
			+ 22,63	+ 50,43			F
V	$F = 2,0169 \text{ m}^2$ $J = 2,244\,234\,795 \text{ m}^4$ $W^o = 0,904\,933 \text{ m}^3$ $W^u = 2,736\,871$	$x = 78 \text{ cm}, x' = 252 \text{ cm}$	— 8,42	+ 37,02			A
			+ 2,21	+ 40,44			B
			— 25,09	+ 49,46			C
			— 57,71	+ 50,22	+ 55,2	+ 1606	F
VIII	$F = 3,1875 \text{ m}^2$ $J = 17,712\,443\,255 \text{ m}^4$ $W^o = 3,473\,028 \text{ m}^3$ $W^u = 8,856\,222 \text{ m}^3$	$x = 167 \text{ cm}, x' = 543 \text{ cm}$ $x = 111 \text{ cm}, x' = 599 \text{ cm}$	— 26,36	+ 33,00			A
			— 21,10	+ 35,53			B
			— 41,09	+ 43,37	+ 48,7	+ 1511	C
			— 63,42	+ 45,49	+ 53,5	+ 2781	F
X	$F = 4,443 \text{ m}^2$ $J = 65,462\,458\,58 \text{ m}^4$ $W^o = 8,2239 \text{ m}^3$ $W^u = 18,7036 \text{ m}^3$	$x = 203,5 \text{ cm}, x' = 942,5 \text{ cm}$ $x = 150,0 \text{ cm}, x' = 996,0 \text{ cm}$	— 29,04	+ 29,59			A
			— 24,24	+ 30,87			B
			— 41,86	+ 38,61	+ 45,9	+ 2063	C
			— 58,25	+ 40,90	+ 50,1	+ 3243	F

*) Positive Werte σ^o , σ^u und σ_b stellen Druckspannungen dar.

Es müssen nun diejenigen Werte x , x' , b' , σ_b gefunden werden, welche die beiden letzteren Gleichungen befriedigen. Man gelangt am raschesten zum Ziele, wenn man der Reihe nach verschiedene Werte für x annimmt und die entsprechenden Werte σ_b errechnet. Derjenige Wert x , welcher nach den beiden Formeln die gleiche Spannung σ_b liefert, ist dann der richtige. Ist x gefunden, so kann schließlich σ_e bestimmt werden.

In der Tabelle 11 sind einige Werte der Randspannungen mit den entsprechenden Ordinaten der Nulllinie für fünf Querschnitte gegeben. Die Werte F und J sind aus der Tabelle 3 entnommen.

Die Spannungsermittlung zeigt, in Übereinstimmung mit der konstruktiven Gliederung, daß das eigentliche Gewölbe fast ausschließlich auf Druck beansprucht ist, während Zugkräfte hauptsächlich im Obergurt entstehen; die konsolartige Wirkung des Tragwerkes ist hiermit gekennzeichnet, sie liefert eine Erklärung für die hohe Beanspruchung der Kämpferquerschnitte. Wenn man auch berücksichtigt, daß die nach der Navierschen Formel errechneten Zugspannungen die wirklich auftretenden Spannungen vielleicht

um das Zweifache übertreffen, so müssen doch schon allein die infolge des Eigengewichtes und der Nutzlast entstehenden Beanspruchungen als recht ansehnlich bezeichnet werden. Ganz gewaltig werden dieselben durch den Wärmeeinfluß, obgleich in dieser Hinsicht die günstigsten Annahmen für t und E gewählt worden sind, gesteigert. Diese beträchtlichen Spannungen müssen einerseits auf das außergewöhnlich kleine Pfeilverhältnis und andererseits auf die starke Querschnittsveränderlichkeit zurückgeführt werden; beide Faktoren sind, besonders hinsichtlich des Einflusses von Wärmeänderungen und Widerlagerverschiebungen, außerordentlich ungünstig.

Es sei allerdings hervorgehoben, daß eine genaue und vollkommene Übereinstimmung zwischen den wirklich auftretenden Spannungen und den errechneten nur in beschränktem Maße möglich ist, und zwar sowohl weil die bei der Spannungsermittlung gewählten Annahmen nur teilweise zutreffen als auch weil der zur Feststellung der statisch unbestimmten Größen so wichtige Einfluß der Querschnittsverteilung nicht mit genügender Schärfe in der Rechnung berücksichtigt werden kann. Die Versuche, welche in der letzten Zeit

Tabelle 12.

Nr.	- M : p	$\frac{w}{p} = - \frac{M}{p} s \frac{J_k}{J}$	Q	$x_m - x_{m-1}$	Q ($x_m - x_{m-1}$)	E J _k $\frac{\delta}{p}$	δ in mm
10	+ 427,678	+ 4 464,96					
9	+ 316,826	+ 4 428,58	4 464,96	5,55	24 780,53		
8	+ 228,775	+ 5 722,12	8 893,54	4,77	42 422,19	24 780,53	0,26
7	+ 155,944	+ 7 580,28	14 615,66	4,78	69 862,85	67 202,72	0,70
6	+ 94,235	+ 9 842,37	22 195,94	4,91	108 982,07	137 065,57	1,43
5	+ 57,769	+ 10 183,52	32 038,31	4,53	145 133,54	246 047,64	2,56
4	+ 26,947	+ 9 558,32	42 221,83	4,91	207 309,19	391 181,18	4,08
3	+ 8,140	+ 4 316,02	51 780,15	5,14	266 149,97	598 490,37	6,24
2	- 14,717	+ 12 471,77	56 096,17	4,93	276 554,12	864 640,34	9,01
1	- 29,142	+ 43 624,40	43 624,40	4,67	203 725,95	1 141 194,46	11,89
S			0,0	2,52	0,0	1 344 920,41	14,01
						1 344 920,41	14,01

mit statisch unbestimmten Eisenbetonkonstruktionen durchgeführt worden sind, haben wohl bewiesen, daß sich in sehr vielen Fällen die beobachteten Spannungen mit den unter der Annahme eines homogenen Baustoffes errechneten gut decken. Diese Übereinstimmung ist aber nur bei Trägern mit wenig veränderlichem Querschnitt oder bei statischen Systemen, die hinsichtlich des Einflusses der Querschnittsveränderlichkeit wenig empfindlich sind, festgestellt worden.*)

Wesentlich anders sind die Verhältnisse bei der Risorgimento-Brücke gestaltet. Beispielsweise befindet sich die Schwerachse des homogenen Kämpferquerschnittes 3,5 m oberhalb der Gewölbeunterkante, während unter dem Einfluß von Eigen- und Nutzlast und Temperatur der Abstand der Nulllinie auf 1,5 m sinkt. Je tiefer nun die Nulllinie liegt, um so mehr verkleinert sich das wirksame Kämpferträgheitsmoment, um so mehr wächst das Pfeilverhältnis, und hiermit tritt, wie wir bei der Ermittlung der X-Werte wiederholt gezeigt haben, eine wesentliche Verschiebung in der Spannungsverteilung ein. Würde man von vornherein für irgendeinen Belastungsfall die Lage der Nulllinie kennen, so würde man vielleicht imstande sein, entsprechend den wirklichen Quer-

schnittsverhältnissen, die genauen X-Werte zu errechnen. Da eine solche Möglichkeit bei der Bauweise der Tiber-Brücke nicht gegeben ist, so erscheint eine einwandfreie Bestimmung der Spannungen fast undurchführbar. Stellt man sich aber auf den Standpunkt, daß eine klare Entwicklung des Kräftespieles die Grundbedingung einer guten Konstruktion sein muß, so wird man, selbst wenn man annehmen wollte, daß die wirklichen Spannungen wesentlich kleiner als die soeben errechneten sind, jedenfalls zugeben, daß die statische Gliederung der Risorgimento-Brücke nicht sehr zweckmäßig ist. Die Wahrscheinlichkeit, daß die wirkliche Beanspruchung des Bauwerkes die im Brückenbau zulässigen Grenzen überschreitet,*) kann unseres Erachtens, nach den Ergebnissen unserer Untersuchung, nicht von der Hand gewiesen werden.

Um diese Behauptung zu bekräftigen, möge noch ein Vergleich zwischen den bei der Belastungsprobe beobachteten und den errechneten Durchbiegungen herangezogen werden. Die Momente für die gleichmäßige Belastung der Brücke mit $p/t/m$ sind in Tabelle 7 gegeben. Die entsprechende Biegelinie ist bekanntlich die

*) Der Einfluß der Querschnittsveränderlichkeit ist beispielsweise bei durchlaufenden Rahmen auch durch Versuche erwiesen, vergleiche Probst und Scheit: „Untersuchungen an durchlaufenden Eisenbetonkonstruktionen“ (Verlag von Julius Springer, Berlin 1912).

*) In den mehrfach erwähnten Berichten wird behauptet, daß die Scheitelabmessungen hätten weiter verringert werden können, wenn nicht ein hoher lichter Raum für die Unterbringung der Leitungen erforderlich gewesen wäre. Die Spannungen, welche dann entstehen würden, sind allerdings nicht angegeben.

Seillinie zu den elastischen Gewichten $w = \frac{M}{EJ}$.
Die Ordinaten dieser Seillinie sind in der EJ_k -fachen Vergrößerung in nachstehender Tabelle 12 errechnet, und in Fig. 30 ist die Biegelinie selbst gezeichnet.

Für den Scheitel ist

$$EJ_k \cdot \delta = 1\,344\,920,41 \text{ p.}$$

Setzt man in dieser Formel*) $p = 3,3 \cdot \overset{0,62}{\cancel{6,2}} = 2,046$ t/m, $J_k = 65,4625 \text{ m}^4$, $E = 3\,000\,000 \text{ t/m}^2$, so erhält man

$$\delta = \frac{1\,344\,920,41 \cdot 2,046}{3\,000\,000 \cdot 65,4625} = 0,014\,012 \text{ m} = 14,012 \text{ mm.}$$

Bei der Belastungsprobe betragen, wie auf S. 300 erwähnt, die größte Durchbiegung 32 und die bleibende 18 mm. Eine Übereinstimmung zwischen Rechnung und Beobachtung ist nur vorhanden, wenn man die elastische Durchbiegung von 32 — 18 = 14 mm zum Vergleich heranzieht man müßte dann aber annehmen, daß die ganze bleibende Formänderung auf eine Bewegung der Widerlager zurückzuführen wäre. Ist aber eine Verrückung der Widerlager ausgeschlossen, so weist die beträchtliche bleibende Durchbiegung auf eine starke Beanspruchung des Tragwerks hin. Unseres Erachtens dürfte beides teilweise zutreffen.

Eine kleine Bewegung der Widerlager war vielleicht notwendig, ehe der ganze passive Erddruck gegen die Querwände in Wirksamkeit treten konnte: mit dieser Verrückung würden zugleich sehr beträchtliche Nebenspannungen entstehen. Wie es auch sein mag, wird man zugeben müssen, daß die beobachtete Durchbiegung die errechnete übertrifft, und nicht umgekehrt, wie es in vielen Berichten behauptet wird*).

Die vorstehenden Ausführungen dürften vielleicht den Leser überzeugt haben, wie schwer es ist, einen klaren Einblick in die Spannungsverhältnisse der Risorgimento-Brücke zu gewinnen. Wenn man an der Brauchbarkeit der unserer Rechnung zugrunde liegenden Annahmen und an die Richtigkeit ihrer Ergebnisse zweifelt, so wird

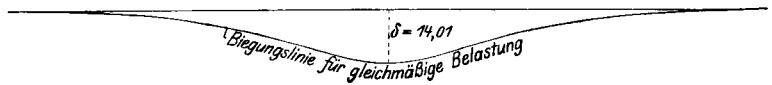


Fig. 30.

man um so lebhafter wünschen, daß das „einfache Verfahren“ der ausführenden Firma und seine Ergebnisse der Öffentlichkeit mitgeteilt werden. Gelingt es einer solchen Mitteilung, die Bedenken, die in unserer Berechnung ausgesprochen sind, zu zerstreuen und volle Klarheit zu schaffen, so wird ein neuer und bedeutender Fortschritt im Eisenbetonbrückenbau zu begrüßen sein.

DIE BEDEUTUNG DES STEIFIGKEITSVERHÄLTNISS BEI EINFACHEN RAHMENKONSTRUKTIONEN.

Von Bauinspektor Scharff (Hamburg).

(Fortsetzung von S. 390.)

Ist nach Festsetzung von $\frac{J_1}{J_2}$ auch $\frac{J_1}{J_3}$ gewählt, so sind damit alle anderen Trägheitsmomente in ihrem Verhältnis zu J_1 festgelegt, wie aus den Tabellen I und II zu ersehen.

Die Berechnung der statisch unbestimmten Größen ist einmal für ein vielfach vorkommendes Verhältnis $\mu = \frac{l_1 + l_2}{h} = 3$, zum anderen für einen besonders niedrigen Rahmen $\mu = \frac{l_1 + l_2}{h} = 6$

erfolgt. In beiden Fällen ist die Untersuchung für die Feldverhältnisse $\nu = 1$, $\nu = \frac{3}{4}$ und $\nu = \frac{1}{2}$ geführt. Das Verhältnis des Trägheitsmomentes des Balkens im ersten Feld zu dem der Mittelstütze $\frac{J_1}{J_3}$ ändert sich von $\frac{1}{\infty}$ über 1 in ∞ (s. Tabelle I u. II). Der erste Grenzfall bedeutet feste Einspannung der beiden Balkenfelder in unendlich steifen Stützen, $\frac{J_1}{J_3} = \infty$ stellt den entgegengesetzten Grenzfall der freien Auflagerung des durchlaufenden Balkens dar. Für beide Grenzfälle stimmen die sich ergebenden Stützendrücke

*) Der Wert E ist zu 3 000 000 t/m² gewählt worden, weil er derjenige ist, welcher nach den Beobachtungen von Brik, v. Emperger, Hanisch, Nowak, Färber die beste Übereinstimmung zwischen Rechnung und Versuch ergibt. Vergl. Christiani: „Eisenbahnbrücken aus Eisenbeton“ (Beton u. Eisen, 1911, Heft 8), Färber: „Der Elastizitätsmodul eines Betongewölbes“ (Mitteilungen der Deutschen Bauzeitung, 1911, Heft 15—16).

*) Der Unterschied zwischen Rechnung und Beobachtung ist noch größer, wenn man die tiefere Lage der Nulllinie, die Vergrößerung des Pfeilverhältnisses und die hiermit verknüpfte Verringerung der rechnermäßigen Durchbiegung berücksichtigt.

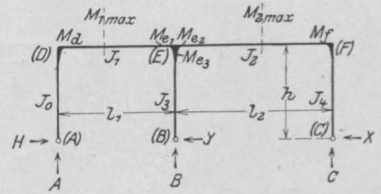
Nr.							I. Gleichmäßige Vollbelastung: $g(l_1 + l_2)$							
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
	$\frac{l_1}{l_2}$	$\frac{l_1 + l_2}{h}$	$\frac{J_1}{J_3}$	$\frac{J_2}{J_3}$	$\frac{J_1}{J_0}$	$\frac{J_2}{J_4}$	B $g l_2$	M_d $g l_2^2$	M_f $g l_2^2$	M_{e1} $g l_2^2$	M_{e2} $g l_2^2$	$\frac{M_{e3}}{M_{e2}}$ %	$M_{1 \max}$ $g l_1^2$	$M_{2 \max}$ $g l_2^2$
1	1	3	$\frac{1}{\infty}$	$\frac{1}{\infty}$	$\frac{1}{\infty}$	$\frac{1}{\infty}$	1	0,0833	0,0833	0,0833	0,0833	0	0,0417	0,0417
2	"	"	$\frac{1}{60}$	$\frac{1}{60}$	$\frac{1}{15}$	$\frac{1}{15}$	1,0140	0,0787	0,0787	0,0857	0,0857	"	0,0429	0,0429
3	"	"	$\frac{1}{30}$	$\frac{1}{30}$	$\frac{2}{15}$	$\frac{2}{15}$	1,0265	0,0745	0,0745	0,0878	0,0878	"	0,0440	0,0440
4	"	"	$\frac{1}{20}$	$\frac{1}{10}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{5}$	1,0377	0,0707	0,0707	0,0896	0,0896	"	0,0450	0,0450
5	"	"	$\frac{1}{10}$	$\frac{1}{20}$	$\frac{2}{5}$	$\frac{2}{5}$	1,0656	0,0615	0,0615	0,0943	0,0943	"	0,0477	0,0477
6	"	"	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{4}{3}$	$\frac{4}{3}$	1,1368	0,0381	0,0381	0,1065	0,1065	"	0,0550	0,0550
7	"	"	1	1	4	4	1,1951	0,0183	0,0183	0,1158	0,1158	"	0,0627	0,0627
8	"	"	3	3	12	12	1,2286	0,0071	0,0071	0,1214	0,1214	"	0,0673	0,0673
9	"	"	10	10	40	40	1,2432	0,0023	0,0023	0,1239	0,1239	"	0,0693	0,0693
10	"	"	20	20	80	80	1,2465	0,0012	0,0012	0,1244	0,1244	"	0,0698	0,0698
11	"	"	∞	∞	∞	∞	1,25	0	0	0,125	0,125	"	0,0703	0,0703
1	$\frac{3}{4}$	$\frac{3}{4}$	$\frac{1}{\infty}$	$\frac{1}{\infty}$	$\frac{1}{\infty}$	$\frac{1}{\infty}$	0,875	0,0469	0,0833	0,0469	0,0833	43,8	0,0417	0,0417
2	"	"	$\frac{1}{60}$	$\frac{1}{405}$	$\frac{16}{540}$	$\frac{16}{405}$	0,8927	0,0422	0,0774	0,0498	0,0850	41,4	0,0434	0,0439
3	"	"	$\frac{1}{30}$	$\frac{1}{405}$	$\frac{32}{270}$	$\frac{32}{405}$	0,9083	0,0382	0,0723	0,0525	0,0866	39,3	0,0447	0,0457
4	"	"	$\frac{1}{20}$	$\frac{1}{135}$	$\frac{16}{180}$	$\frac{16}{135}$	0,9212	0,0349	0,0680	0,0548	0,0878	37,5	0,0448	0,0473
5	"	"	$\frac{1}{10}$	$\frac{1}{135}$	$\frac{32}{90}$	$\frac{32}{135}$	0,9508	0,0275	0,0576	0,0600	0,0901	33,3	0,0491	0,0517
6	"	"	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{81}$	$\frac{64}{27}$	$\frac{64}{81}$	1,0124	0,0132	0,0345	0,0720	0,0933	22,8	0,0548	0,0628
7	"	"	1	$\frac{1}{27}$	$\frac{64}{9}$	$\frac{64}{27}$	1,0534	0,0048	0,0165	0,0813	0,0929	12,6	0,0577	0,0732
8	"	"	3	$\frac{1}{9}$	$\frac{64}{3}$	$\frac{64}{9}$	1,0733	0,0016	0,0065	0,0865	0,0915	5,4	0,0581	0,0796
9	"	"	10	$\frac{1}{27}$	$\frac{640}{9}$	$\frac{640}{27}$	1,0813	0,00044	0,0021	0,0889	0,0905	1,8	0,0580	0,0826
10	"	"	20	$\frac{1}{27}$	$\frac{1280}{9}$	$\frac{1280}{27}$	1,0831	0,00022	0,0011	0,0894	0,0903	0,9	0,0579	0,0833
11	"	"	∞	$\frac{1}{\infty}$	$\frac{1}{\infty}$	$\frac{1}{\infty}$	1,085	0	0	0,09	0,09	0	0,0578	0,0841
1	$\frac{1}{2}$	3	$\frac{1}{\infty}$	$\frac{1}{\infty}$	$\frac{1}{\infty}$	$\frac{1}{\infty}$	0,75	0,0208	0,0833	0,0208	0,0833	75,0	0,0417	0,0417
2	"	"	$\frac{1}{60}$	$\frac{1}{15}$	$\frac{2}{20}$	$\frac{2}{10}$	0,7750	0,0162	0,0742	0,0245	0,0825	70,3	0,0441	0,0467
3	"	"	$\frac{1}{30}$	$\frac{1}{15}$	$\frac{4}{10}$	$\frac{4}{5}$	0,7929	0,0130	0,0671	0,0273	0,0814	66,5	0,0461	0,0509
4	"	"	$\frac{1}{20}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{2}{20}$	$\frac{2}{10}$	0,8063	0,0107	0,0614	0,0295	0,0801	63,2	0,0475	0,0544
5	"	"	$\frac{1}{10}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{4}{10}$	$\frac{4}{5}$	0,8318	0,0066	0,0493	0,0339	0,0765	55,7	0,0499	0,0625
6	"	"	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{3}$	3	6	0,8700	0,0018	0,0262	0,0418	0,0662	36,9	0,0507	0,0796
7	"	"	1	1	8	18	0,8885	0,00038	0,0114	0,0465	0,0576	19,2	0,0482	0,0916
8	"	"	3	3	24	54	0,8960	0,00006	0,0042	0,0487	0,0529	7,9	0,0464	0,0976
9	"	"	10	10	80	180	0,8988	0,00001	0,0013	0,0496	0,0509	2,6	0,0456	0,1001
10	"	"	20	20	160	360	0,8994	0,000005	0,00067	0,0498	0,0505	1,3	0,0452	0,1007
11	"	"	∞	$\frac{1}{\infty}$	$\frac{1}{\infty}$	$\frac{1}{\infty}$	0,9	0	0	0,05	0,05	0	0,045	0,1013

II. Gleichmäßige Belastung eines Feldes : $p l_2$

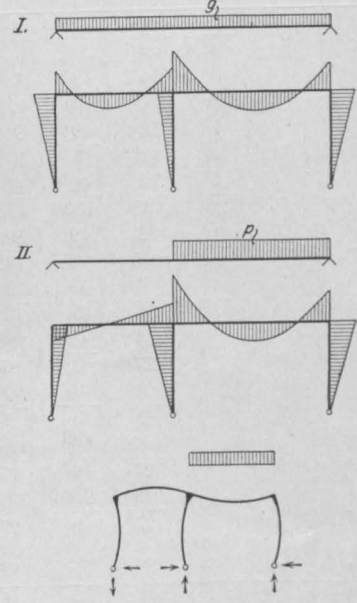
15	16	17	18	19	20	21
B	M_d	M_f	M_{e1}	M_{e2}	$\frac{M_{e3}}{M_{e2}}$	$M_{2 \max}$
$p l_2$	$p l_2^2$	$p l_2^2$	$p l_2^2$	$p l_2^2$	%	$p l_2^2$

0,5	0	0,0833	0	0,0833	100	0,0417
0,5072	-0,00143	0,0801	0,0021	0,0837	97,5	0,0431
0,5132	-0,00266	0,0771	0,0039	0,0837	95,0	0,0446
0,5189	-0,00366	0,0745	0,0058	0,0839	93,2	0,0459
0,5328	-0,00600	0,0675	0,0104	0,0839	88,0	0,0494
0,5674	-0,00973	0,0479	0,0240	0,0816	70,6	0,0608
0,5976	-0,00873	0,0270	0,0401	0,0758	47,2	0,0748
0,6143	-0,00473	0,0119	0,0524	0,0691	24,0	0,0861
9,6216	-0,00177	0,0040	0,0590	0,0648	9,0	0,0924
0,6233	-0,00093	0,0021	0,0607	0,0637	4,7	0,0940
0,625	0	0	0,0625	0,0625	0	0,0957

$$M_{e3} = M_{e2} - M_{e1}$$



0,5	0	0,0833	0	0,0833	100	0,0417
0,5090	-0,00155	0,0789	0,0023	0,0828	97,2	0,0441
0,5167	-0,00280	0,0750	0,0044	0,0822	94,7	0,0464
0,5231	-0,00372	0,0716	0,0062	0,0815	92,4	0,0485
0,5380	-0,00558	0,0631	0,0107	0,0794	86,5	0,0539
0,5686	-0,00715	0,0416	0,0223	0,0710	68,6	0,0691
0,5892	-0,00507	0,0215	0,0332	0,0598	44,5	0,0854
0,5992	-0,00238	0,0089	0,0401	0,0514	21,9	0,0958
0,6032	-0,00083	0,0029	0,0434	0,0471	7,9	0,1010
0,6041	-0,00042	0,0015	0,0442	0,0461	4,1	0,1022
0,605	0	0	0,045	0,045	0	0,1035



0,5	0	0,0833	0	0,0833	100	0,0417
0,5125	-0,00158	0,0757	0,0026	0,0799	96,8	0,0472
0,5214	-0,00252	0,0696	0,0046	0,0767	94,0	0,0519
0,5282	-0,00310	0,0645	0,0063	0,0739	91,5	0,0559
0,5409	-0,00380	0,0530	0,0098	0,0667	85,2	0,0653
0,5600	-0,00318	0,0294	0,0168	0,0494	66,0	0,0858
0,5693	-0,00165	0,0131	0,0214	0,0361	40,7	0,1007
0,5730	-0,00066	0,0049	0,0237	0,0292	19,0	0,1082
0,5744	-0,00021	0,0015	0,0246	0,0263	6,6	0,1114
0,5748	-0,00011	0,0008	0,0248	0,0257	3,4	0,1121
0,575	0	0	0,025	0,025	0	0,1128

Nr.							I. Gleichmäßige Vollbelastung: $g(l_1 + l_2)$							
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
	$\frac{l_1}{l_2}$	$\frac{l_1 + l_2}{h}$	$\frac{J_1}{J_3}$	$\frac{J_2}{J_3}$	$\frac{J_1}{J_0}$	$\frac{J_2}{J_4}$	B $g l_2$	M_d $g l_2^2$	M_f $g l_2^2$	M_{e1} $g l_2^2$	M_{e2} $g l_2^2$	$\frac{M_{e3}}{M_{e2}}$ %	$M_{1 \max}$ $g l_2^2$	$M_{2 \max}$ $g l_2^2$
1	1	6	$\frac{1}{\infty}$	$\frac{1}{\infty}$	$\frac{1}{\infty}$	$\frac{1}{\infty}$	1	0,0833	0,0833	0,0833	0,0833	0	0,0417	0,0417
2	"	"	$\frac{1}{60}$	$\frac{1}{60}$	$\frac{1}{15}$	$\frac{1}{15}$	1,0072	0,0809	0,0809	0,0845	0,0845	"	0,0423	0,0423
3	"	"	$\frac{1}{30}$	$\frac{1}{30}$	$\frac{1}{15}$	$\frac{1}{15}$	1,0140	0,0787	0,0787	0,0857	0,0857	"	0,0429	0,0429
4	"	"	$\frac{1}{20}$	$\frac{1}{20}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{5}$	1,0204	0,0765	0,0765	0,0867	0,0867	"	0,0434	0,0434
5	"	"	$\frac{1}{10}$	$\frac{1}{10}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{5}$	1,0377	0,0708	0,0708	0,0896	0,0896	"	0,0450	0,0450
6	"	"	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{3}$	1,0930	0,0523	0,0523	0,0988	0,0988	"	0,0505	0,0505
7	"	"	1	1	4	4	1,1600	0,0300	0,0300	0,1100	0,1100	"	0,0582	0,0582
8	"	"	3	3	12	12	1,2105	0,0132	0,0132	0,1184	0,1184	"	0,0648	0,0648
9	"	"	10	10	40	40	1,2367	0,0044	0,0044	0,1228	0,1228	"	0,0684	0,0684
10	"	"	20	20	80	80	1,2432	0,0023	0,0023	0,1239	0,1239	"	0,0693	0,0693
11	"	"	∞	∞	∞	∞	1,25	0	0	0,125	0,125	"	0,0703	0,0703
1	$\frac{3}{4}$	6	$\frac{1}{\infty}$	$\frac{1}{\infty}$	$\frac{1}{\infty}$	$\frac{1}{\infty}$	0,875	0,0469	0,0833	0,0469	0,0833	43,8	0,0417	0,0417
2	"	"	$\frac{1}{60}$	$\frac{16}{405}$	$\frac{49}{540}$	$\frac{49}{405}$	0,8844	0,0444	0,0802	0,0485	0,0843	42,5	0,0425	0,0428
3	"	"	$\frac{1}{30}$	$\frac{32}{405}$	$\frac{49}{270}$	$\frac{98}{405}$	0,8931	0,0422	0,0774	0,0499	0,0851	41,4	0,0433	0,0438
4	"	"	$\frac{1}{20}$	$\frac{16}{135}$	$\frac{49}{180}$	$\frac{49}{135}$	0,9010	0,0401	0,0747	0,0512	0,0859	40,3	0,0440	0,0448
5	"	"	$\frac{1}{10}$	$\frac{32}{135}$	$\frac{49}{90}$	$\frac{98}{135}$	0,9206	0,0350	0,0680	0,0546	0,0876	37,6	0,0451	0,0474
6	"	"	$\frac{1}{3}$	$\frac{64}{81}$	$\frac{49}{27}$	$\frac{196}{81}$	0,9792	0,0212	0,0481	0,0659	0,0928	29,0	0,0507	0,0555
7	"	"	1	$\frac{64}{27}$	$\frac{49}{9}$	$\frac{196}{27}$	1,0311	0,0093	0,0270	0,0762	0,0939	18,8	0,0560	0,0668
8	"	"	3	$\frac{64}{9}$	$\frac{49}{3}$	$\frac{196}{9}$	1,0619	0,0033	0,0120	0,0834	0,0921	9,4	0,0581	0,0762
9	"	"	10	$\frac{640}{27}$	$\frac{490}{9}$	$\frac{1960}{27}$	1,0782	0,0009	0,0041	0,0880	0,0911	3,4	0,0579	0,0812
10	"	"	20	$\frac{1280}{27}$	$\frac{980}{9}$	$\frac{3920}{27}$	1,0831	0,00045	0,0021	0,0889	0,0905	1,8	0,0579	0,0826
11	"	"	∞	∞	∞	∞	1,085	0	0	0,09	0,09	0	0,0578	0,0841
1	$\frac{1}{2}$	6	$\frac{1}{\infty}$	$\frac{1}{\infty}$	$\frac{1}{\infty}$	$\frac{1}{\infty}$	0,75	0,0208	0,0833	0,0208	0,0833	75,0	0,0417	0,0417
2	"	"	$\frac{1}{60}$	$\frac{1}{15}$	$\frac{1}{20}$	$\frac{1}{10}$	0,7636	0,0183	0,0784	0,0228	0,0830	72,5	0,0430	0,0443
3	"	"	$\frac{1}{30}$	$\frac{1}{15}$	$\frac{1}{10}$	$\frac{1}{5}$	0,7750	0,0162	0,0742	0,0245	0,0825	70,3	0,0442	0,0467
4	"	"	$\frac{1}{20}$	$\frac{1}{10}$	$\frac{1}{20}$	$\frac{1}{10}$	0,7846	0,0144	0,0704	0,0260	0,0820	68,3	0,0452	0,0489
5	"	"	$\frac{1}{10}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{10}$	$\frac{1}{5}$	0,8057	0,0107	0,0614	0,0292	0,0799	63,4	0,0479	0,0545
6	"	"	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{3}$	3	6	0,8500	0,0041	0,0392	0,0374	0,0726	48,4	0,0509	0,0697
7	"	"	1	8	9	18	0,8786	0,0010	0,0198	0,0439	0,0626	29,9	0,0499	0,0847
8	"	"	3	24	27	54	0,8921	0,0002	0,0080	0,0476	0,0554	14,1	0,0474	0,0944
9	"	"	10	80	90	180	0,8975	0,00003	0,0026	0,0492	0,0518	5,0	0,0459	0,0990
10	"	"	20	160	180	360	0,8988	0,00001	0,0013	0,0496	0,0509	2,6	0,0454	0,1001
11	"	"	∞	∞	∞	∞	0,9	0	0	0,05	0,05	0	0,045	0,1013

II. Gleichmäßige Belastung eines Feldes : $p l_2$

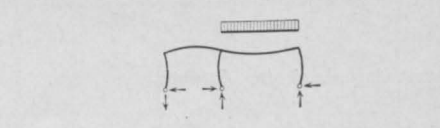
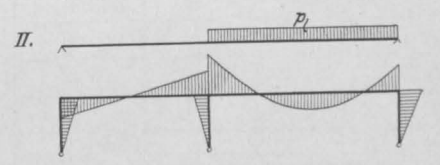
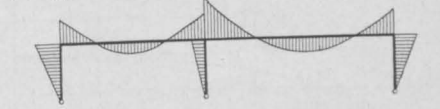
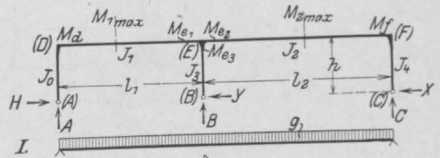
15	16	17	18	19	20	21
B	M_d	M_f	M_{e1}	M_{e2}	$\frac{M_{e3}}{M_{e2}}$	M_{2max}
$p l_2$	$p l_2^2$	$p l_2^2$	$p l_2^2$	$p l_2^2$	0/0	$p l_2^2$

0,5	0	0,0833	0	0,0833	100	0,0417
0,5032	0,00074	0,0817	0,0009	0,0833	99,0	0,0425
0,5070	0,00143	0,0801	0,0021	0,0836	97,5	0,0432
0,5102	0,00206	0,0786	0,0030	0,0837	96,4	0,0439
0,5189	0,00369	0,0744	0,0057	0,0839	93,1	0,0459
0,5465	0,00778	0,0603	0,0155	0,0835	81,4	0,0534
0,5800	0,01000	0,0400	0,0300	0,0800	62,5	0,0658
0,6053	0,00731	0,0205	0,0453	0,0731	38,0	0,0796
0,6183	0,00321	0,0077	0,0560	0,0668	16,3	0,0895
0,6216	0,00177	0,0040	0,0590	0,0648	9,0	0,0924
0,625	0	0	0,0625	0,0625	0	0,0957

0,5	0	0,0833	0	0,0833	100	0,0417
0,5047	0,00082	0,0811	0,0012	0,0831	98,6	0,0429
0,5091	0,00155	0,0789	0,0023	0,0828	97,2	0,0441
0,5130	0,00238	0,0769	0,0032	0,0825	96,1	0,0453
0,5231	0,00372	0,0716	0,0062	0,0815	92,4	0,0485
0,5509	0,00668	0,0548	0,0151	0,0766	80,2	0,0595
0,5775	0,00667	0,0337	0,0266	0,0669	60,3	0,0753
0,5939	0,00398	0,0159	0,0363	0,0561	35,4	0,0898
0,6014	0,00155	0,0056	0,0419	0,0491	14,6	0,0986
0,6032	0,00082	0,0029	0,0434	0,0471	7,9	0,10096
0,605	0	0	0,045	0,045	0	0,1035

0,5	0	0,0833	0	0,0833	100	0,0417
0,5068	0,00089	0,0793	0,0014	0,0816	98,3	0,0445
0,5125	0,00158	0,0757	0,0026	0,0799	96,8	0,0472
0,5193	0,00241	0,0722	0,0040	0,0786	94,9	0,0496
0,5281	0,00310	0,0645	0,0063	0,0738	91,5	0,0559
0,5500	0,00382	0,0431	0,0128	0,0597	78,5	0,0737
0,5643	0,00262	0,0224	0,0188	0,0438	57,1	0,0921
0,5711	0,00121	0,0092	0,0225	0,0329	31,7	0,1042
0,5738	0,00041	0,0030	0,0242	0,0276	12,4	0,1100
0,5744	0,00021	0,0015	0,0246	0,0263	6,6	0,1114
0,575	0	0	0,025	0,025	0	0,1128

$$M_{e3} = M_{e2} - M_{e1}$$



und Biegemomente genau mit den in der bekannten Weise ermittelten überein. Hierin liegt eine Kontrolle für die Richtigkeit der abgeleiteten Formeln.

Ergebnisse zeichnerisch aufträgt, wie dies in den Fig. 8 bis 12 für Belastung durch Eigengewicht (g), in den Fig. 8a, 10a bis 12a für Belastung einer Öffnung mit p geschehen ist. Die logarithmisch

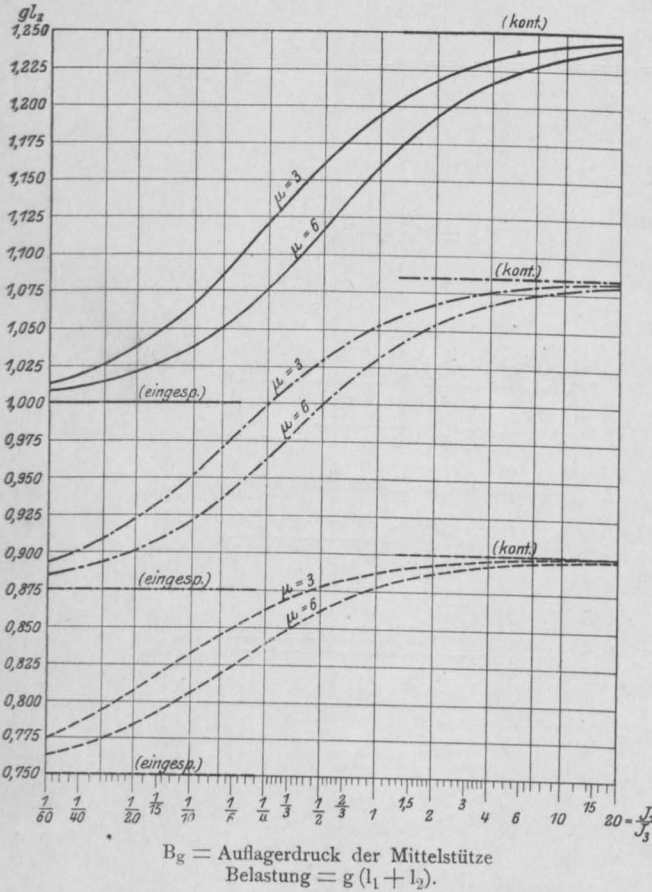


Fig. 8.

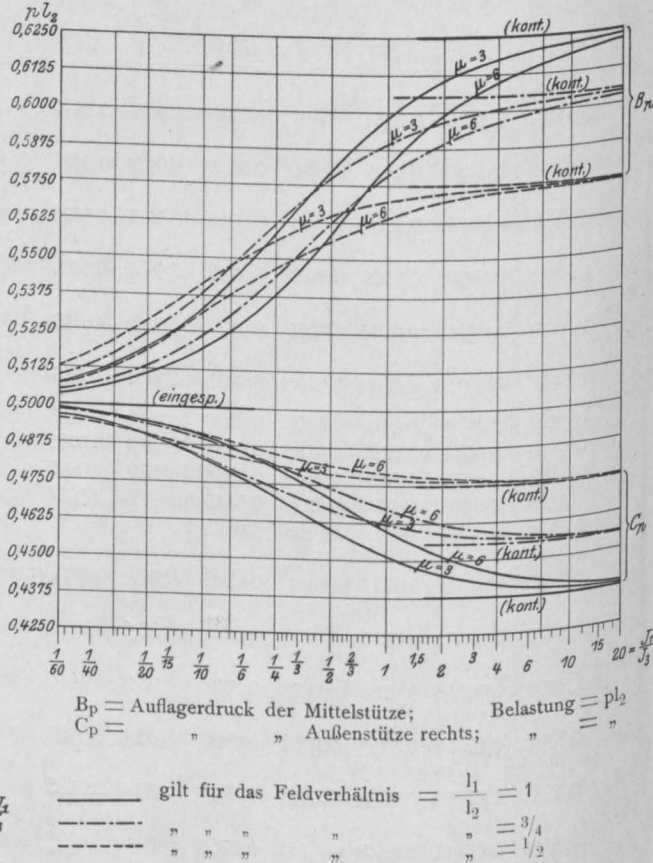


Fig. 8a.

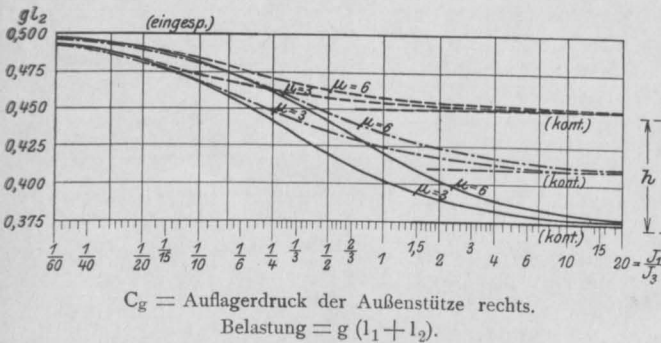
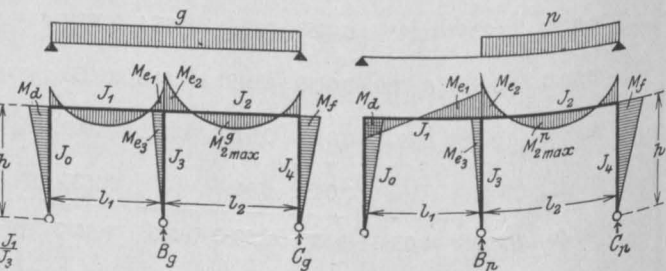


Fig. 9.

Das Ergebnis der Ausrechnung unter Zugrundelegung der für das Höhen- und das Feldverhältnis gewählten Zahlenwerte ist in den Tabellen I u. II zusammengestellt, die ohne weiteres verständlich sind. Ein klareres Bild ergibt sich, wenn man die

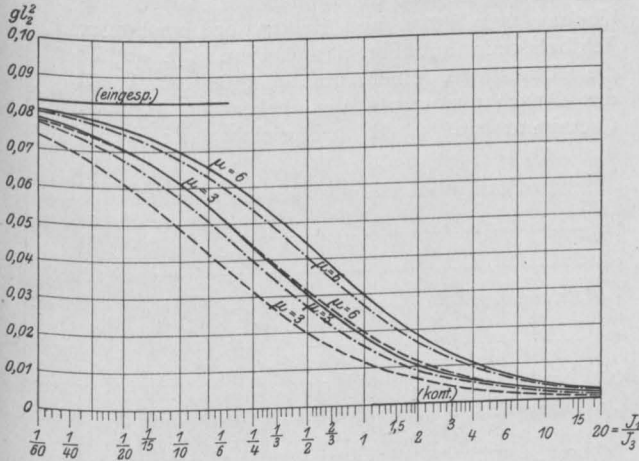


geteilten Abszissenachsen enthalten die Steifigkeitsverhältnisse $\frac{J_1}{J_3}$. Als Ordinaten sind in willkürlich gewähltem Maßstab die Koeffizienten der in $g l_2$, $p l_2$, $g l_2^2$ und $p l_2^2$ ausgedrückten Werte der Auflagerkräfte B und C, des größten Feldmoments M_{2max} , sowie der Eckmomente M_{e2} , M_{e3} und M_f , die besonders wichtig sind, aufgetragen. Die Maximalmomente in Feld 2 sind ihrer Lage

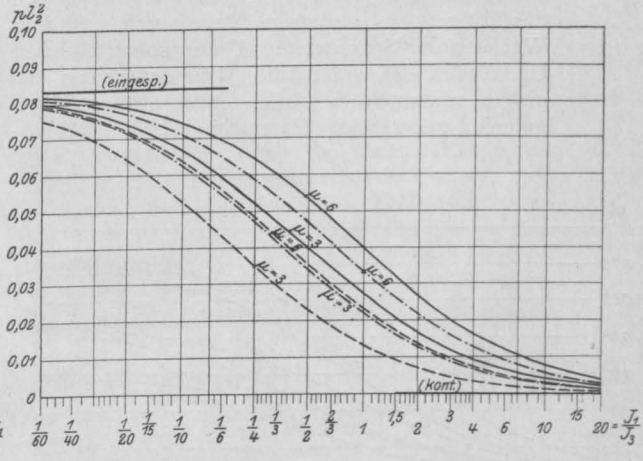
und Größe nach mit Hilfe der leicht an Hand der Fig. 13 abzuleitenden Formeln:

$$\frac{x}{l_2} = \frac{1}{2} - \frac{1}{p l_2^2} (M_{e2} - M_f)$$

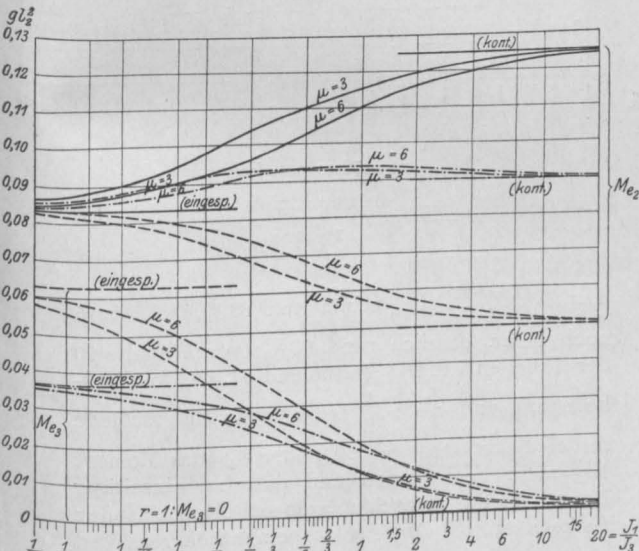
Faßt man die Mittelstütze ins Auge, bezeichnet mit M_{e1} das Balkenmoment unmittelbar links, mit M_{e2} das Balkenmoment unmittelbar rechts von ihr, dann muß bekanntlich die Differenz der Momente



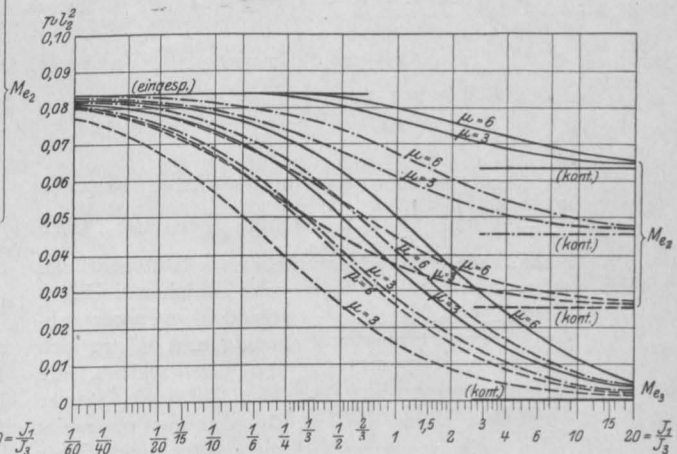
M_f^g = Eckmoment der Außenstütze rechts.
Belastung = $g(l_1 + l_2)$.
Fig. 10.



M_f^p = Eckmoment der Außenstütze rechts.
Belastung = $p l_2$.
Fig. 10 a.



M_{e2}^g = Anschlußmoment des Balkens rechts der Mittelstütze.
 M_{e3}^g = Kopfmoment der Mittelstütze:
Belastung = $g(l_1 + l_2)$.
 $M_{e1} = M_{e2} - M_{e3}$.
Fig. 11.



M_{e2}^p = Anschlußmoment des Balkens rechts der Mittelstütze.
 M_{e3}^p = Kopfmoment der Mittelstütze:
Belastung = $p l_2$.
 $M_{e1} = M_{e2} - M_{e3}$.
Fig. 11 a.

$$M_{2max} = \frac{p l_2^2}{2} \cdot \frac{x}{l_2} \left(1 - \frac{x}{l_2}\right) - M_f - \frac{x}{l_2} (M_{e2} - M_f)$$

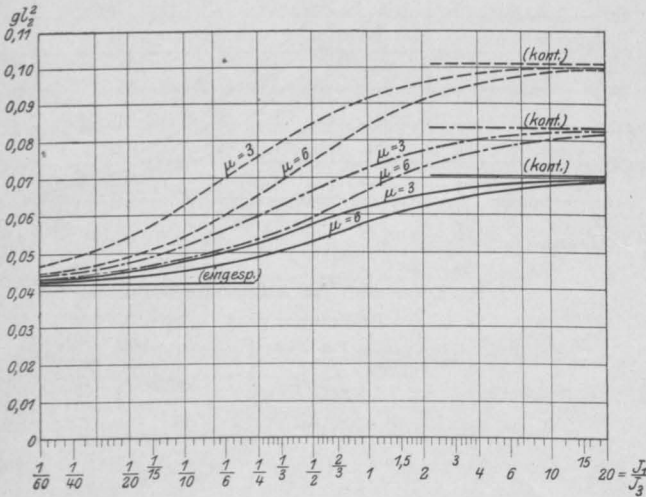
ermittelt.

$M_{e2} - M_{e1}$ gleich dem Säulenkopfmoment sein, eine Beziehung, die für die Rechnungskontrolle erwünscht ist.

Betrachtet man den gegenseitigen Verlauf

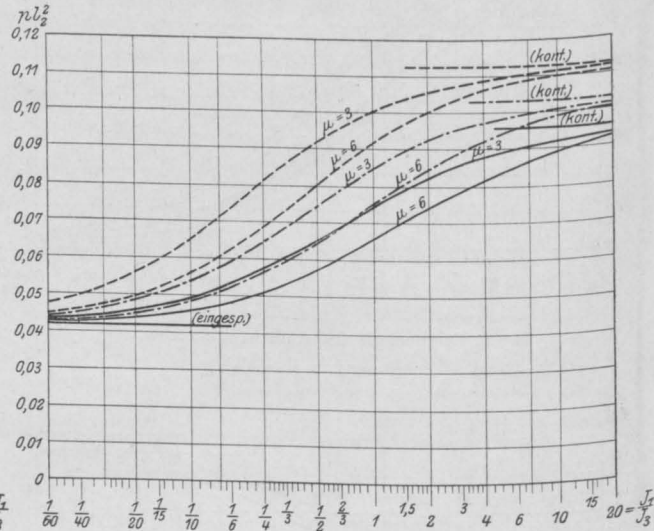
der Linien, so läßt sich, wie von vornherein zu erwarten war, eine gewisse Gesetzmäßigkeit erkennen. Wie beim einfachen Portal erhöht sich der Grad der Einspannung mit zunehmender Steifigkeit der Stützen gegenüber derjenigen des Riegels, in geringem Maße auch mit dem Wachsen der Spannweite. Unter sonst gleichen Umständen ist somit die Rahmenwirkung bei eingespannten Stützenfüßen etwas größer als bei gelenkig gelagerten. Unterschiede im Steifigkeits-

Die Inanspruchnahme der Mittelstütze durch die Differenz der Anschlußmomente M_{e1} und M_{e2} der beiderseits angrenzenden Balken ist aus den Fig. 11 und 11a deutlich zu ersehen. Besonders charakteristisch tritt der Einfluß der starren Verbindung von Stütze und Balken bei einseitiger Feldbelastung auf Fig. 11a hervor. Je steifer die Mittelstütze, einen um so größeren Anteil des Anschlußmoments des belasteten Balkens übernimmt sie, z. B. bei gleicher Feldweite,



$M_{2 \max}^g =$ größtes pos. Feldmoment.
Belastung = $g(l_1 + l_2)$.

Fig. 12.



$M_{2 \max}^p =$ größtes pos. Feldmoment.
Belastung = pl_2 .

Fig. 12 a.

verhältnis machen sich am stärksten zwischen $\frac{J_1}{J_3} = \frac{1}{10}$ und $\frac{J_1}{J_3} = 2$ geltend. Über diese Zahlen hinaus sind die Momente und Stützendrücke von solchen Unter-

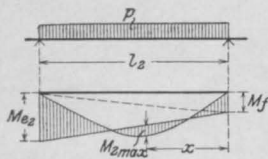


Fig. 13.

schieden weniger abhängig und nähern sich den Grenzwerten, die dem Zustande starrer Einspannung einerseits und frei beweglicher Lagerung andererseits entsprechen, asymptotisch.

Der Änderung des Höhenverhältnisses entspricht eine Parallelverschiebung der Kurven in Richtung der Abszissenachse; der eben erwähnte Einfluß des Steifigkeitsverhältnisses wird hierdurch wenig berührt. *)

*) Für das Doppelportal besteht dieselbe einfache Beziehung zwischen den statisch unbestimmten Größen bei verschiedenen Höhenverhältnissen und den daraus errechneten Momenten, wie sie für den Zweigelenrahmen festgestellt wurde. Ist für irgendein Höhenverhältnis μ

$\mu = 3$ und $\frac{J_1}{J_3} = \frac{1}{10}$ schon rund 88%, bei $\mu = 6$ noch mehr, nämlich rund 93% (vergl. Spalte 20 der Tabellen I u. II). Auffallend ist, daß bei Vollbelastung und $\frac{J_1}{J_3} > \frac{1}{2}$ bzw. 1 die Unterschiede in den Feldweiten ($\nu = 1/2$ oder $3/4$) das Moment M_{e3} nicht beeinflussen und daß bei einseitiger Belastung das Anschlußmoment des belasteten Balkens an die Mittelstütze einen höheren Wert

eine B - oder M_f - oder M_e -Kurve aufgetragen, so sind damit die Kurven für ein beliebiges anderes Höhenverhältnis μ' gegeben, wenn man beachtet, daß deren zu $\frac{J_1}{J_3}$ gehörige Ordinaten denselben Wert haben, wie die der bekannten Kurven an der Abszisse $\frac{J_1}{J_3} \cdot \frac{\mu}{\mu'}$. Der Abstand beider Kurven, parallel zur Abszissenachse, bleibt also bei logarithmischer Teilung der letzteren konstant, z. B. beträgt bei $\mu' = \frac{8,05}{2,9}$ der Abstand von der $\mu = 3$ -Kurve $\frac{J_1}{J_3} \cdot \frac{3}{8,05} \cdot 2,9 = \frac{J_1}{J_3} \cdot 1,08$.

als bei fester Einspannung annimmt, wenn $\nu = 1$ und $\frac{J_1}{J_3} < \frac{1}{7}$ bzw. $\frac{1}{3}$ ist.

Prüft man an Hand der Kurven, welche von beiden Annahmen bei der Näherungsberechnung eines mit drei Stützen verbundenen Balkens den Vorzug verdient, die Annahme freier Beweglichkeit der Auflager oder die Annahme fester Einspannung, so ergibt sich, daß an sich keiner vor der anderen eine größere Berechtigung zugesprochen werden kann. Es ist eben im Einzelfalle je nach dem Steifigkeitsverhältnis zu entscheiden, welcher von beiden Grenzen die tatsächlichen Verhältnisse am nächsten liegen. Bei kräftigem Stützenquerschnitt nähert man sich dem Zustand der festen Einspannung, während ein steifes Balkenprofil auf schwachen Stützen in seiner

Andererseits ist die Berechnung auf Kontinuität fast genau zutreffend:

a) bei gleichmäßiger Vollbelastung, wenn

$$\frac{J_1}{J_3} > 5;$$

b) bei Belastung eines Feldes, wenn

$$\frac{J_1}{J_3} > 10.$$

Der in die Stütze übergehende Teil des Anschlußmoments kann in diesen Fällen als unbedeutend vernachlässigt werden.

2. Auf die Größe des Eckmoments an der Endstütze ist die Art der Belastung von geringerem Einfluß als das Feldverhältnis. Nach den Grenzen hin nimmt dieser Einfluß selbstverständlich erheblich ab. Die Annahme fester Einspannung stimmt

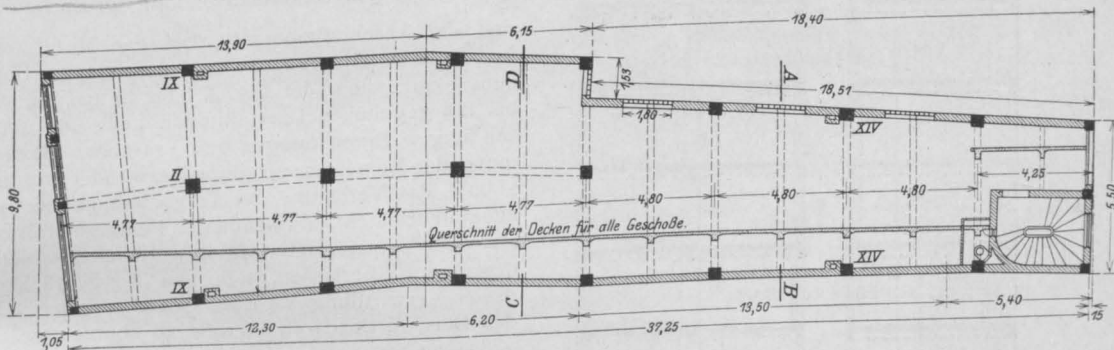


Fig. 14.

Wirkungsweise annähernd dem durchlaufenden Balken entspricht.

Im einzelnen lassen sich noch folgende interessante Schlußfolgerungen ableiten:

1. Die Berechnung von M_{e2} , unter der Voraussetzung fester Einspannung, erscheint der genauen Rechnung gleichwertig:

a) bei gleichmäßiger Vollbelastung (Eigenlast), wenn allgemein $\frac{J_1}{J_3} < \frac{1}{30}$;

b) bei Belastung eines Feldes für

$$\frac{l_1}{l_2} = 1, \text{ wenn } \frac{J_1}{J_3} < \frac{1}{3} \text{ bzw. } \frac{J_2}{J_3} < \frac{1}{3};$$

$$\frac{l_1}{l_2} = \frac{3}{4}, \text{ " } \frac{J_1}{J_3} < \frac{1}{20} \text{ " } \frac{J_2}{J_3} < \frac{16}{135};$$

$$\frac{l_1}{l_2} = \frac{1}{2}, \text{ " } \frac{J_1}{J_3} < \frac{1}{60} \text{ " } \frac{J_2}{J_3} < \frac{2}{15}.$$

Im übrigen ist bemerkenswert, daß das Stützenmoment bei einem bestimmten Feldverhältnis

$\left(\frac{l_1}{l_2} \sim \frac{7}{10}\right)$ von dem Grade der Einspannung fast ganz unabhängig ist. Schon für das Feldverhältnis 3:4 ist dieser Einfluß verschwindend klein, wie aus Fig. 11 hervorgeht.

für verschiedene Feldverhältnisse bei $\frac{J_1}{J_3} < \frac{1}{60}$ bis $\frac{1}{100}$ mit der Wirklichkeit fast genau überein,

bei großem Unterschiede der Feldlängen allerdings in geringerem Grade.

Das Eckmoment wird nahezu = Null, d. i. gleichbedeutend mit freier Auflagerung, sobald

$$\frac{J_1}{J_3} > 10 \text{ bis } 20.$$

3. Wie bei den Momenten ergibt sich, daß auch die Querkräfte und Stützdrucke nicht ohne weiteres wie für durchlaufende Träger zu berechnen sind. Nur bei Steifigkeitsverhältnissen

$\frac{J_1}{J_3} > 2$ bis 7 ist diese Berechnungsweise mit weitgehender Annäherung für beide Belastungsarten zutreffend. Andererseits dürfen die Stützdrucke

bei $\frac{J_1}{J_3} < \frac{1}{60}$ in beiden Fällen ohne weiteres unter der Annahme ermittelt werden, daß der Riegel in den Stützen fest eingespannt ist.

Für die mittleren Steifigkeitsverhältnisse würde die Durchführung des strengen Rechnungsver-

fahrens nötig werden, woran in der Praxis seiner Umständlichkeit wegen kaum zu denken ist. Wenn auch in erster Linie gefordert werden muß, daß die Berechnung in ihren Ergebnissen mit den tatsächlichen Verhältnissen übereinstimmt, so besteht doch andererseits das berechtigste Bestreben, die Rechnungen für die landläufigen Konstruktionen tunlichst zu vereinfachen.

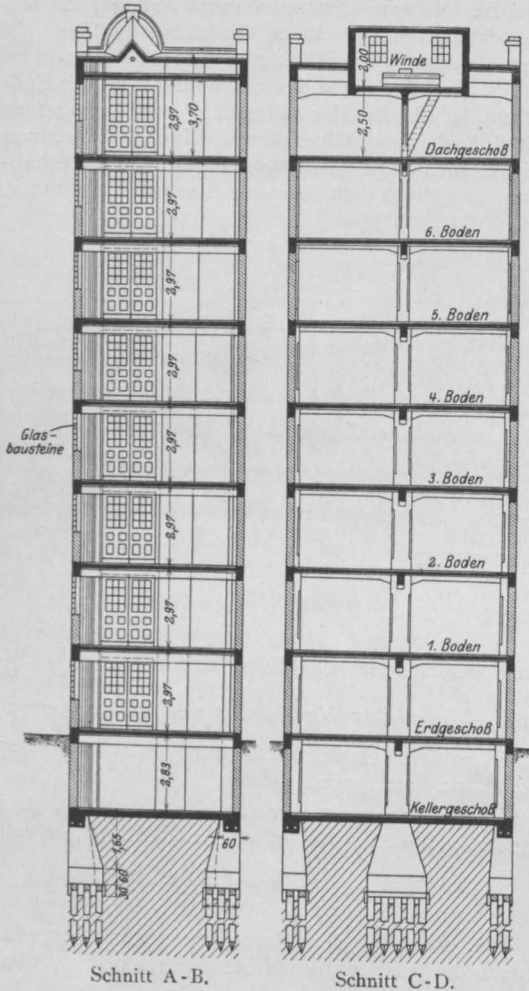


Fig. 15.

Fig. 16.

Will man für überschlägige Rechnungen die groben Annäherungsverfahren beibehalten, d. h. die Annahme fester Einspannung oder die Annahme der Kontinuität auf Schneidenlagerung, so sind deren Anwendungsgebiete unbedingt gegeneinander abzugrenzen; als Grenze wird das Steifigkeitsverhältnis $\frac{J_1}{J_3} = \frac{1}{3}$ vorgeschlagen. Da bei den im Hochbau verwendeten Querschnitten $\frac{J_1}{J_3}$ in den meisten Fällen, jedenfalls stets in den unteren

Geschossen ein echter Bruch ist, so müßte die Annahme starrer Einspannung in der überwiegenden Zahl der Fälle zur Anwendung kommen. Bei kräftiger Säulenausbildung ist ihr zweifellos eine weit größere Berechtigung zuzusprechen als der Annahme der Schneidenlagerung eines kontinuierlichen Balkens. Aus Sicherheitsgründen empfiehlt sich aber, das Feldmoment in der größeren Öffnung nicht kleiner als

$$+ \frac{1}{18} (g + p) l_2^2, \text{ das Stützenmoment nicht kleiner}$$

$$\text{als } - \frac{1}{10} (g + p) l_2^2 \text{ einzuführen, wobei } l_2 \text{ die Stützweite des größeren Feldes bedeutet. Diese Vor-$$

sicht ist überflüssig, sobald $\frac{J_1}{J_3}$ kleiner ist als

$$\frac{1}{15}. \text{ Bei der Querschnittsausgestaltung der Endsäulen}$$

sind die Anschlußmomente, bei der Mittelsäule deren größte Differenz zu berücksichtigen. Übrigens können die in den Fig. 3, 8 bis 12 und 8a, 10a bis 12a gegebenen Darstellungen auch für überschlägige Berechnungen zu rascher Bestimmung der Momentenverteilung verwendet werden, sobald das Verhältnis der Trägheitsmomente annähernd feststeht. Zwischen den Feldverhältnissen $\nu = 1$ bis $1/2$ muß interpoliert werden. Es bleibt dem Leser überlassen, sich von der Möglichkeit dieser Verwendung an dem später zu behandelnden Beispiel durch eine Probe zu überzeugen.

Daß bei Belastung durch Einzellasten dieselben Wirkungen eintreten, braucht nicht besonders nachgewiesen zu werden.

Handelt es sich nicht um ein einfaches Doppelportal, sondern um einen dreistieligen Stockwerkrahmen, so treten am Kopf und am Fuß der Stützen weitere, den Einspannungsgrad eines Riegels teils abschwächende, teils verstärkende Momente hinzu, die von dem Einfluß der Belastung der übrigen Riegel herrühren. Dieser Einfluß ist nicht groß, sodaß die Kontinuität der Stützen sich mit einer für die Bedürfnisse der Praxis genügenden Annäherung dadurch berücksichtigen läßt, daß man die Stützen $2/3$ so hoch annimmt als bei gelenkiger Lagerung. An den vorstehenden Schlußfolgerungen ändert sich hierdurch nichts.

Auf Grund der gewonnenen Ergebnisse läßt sich auch für die auf der II. Tagung der höheren technischen Baupolizeibeamten Deutschlands 1911 behandelte Frage, ob eine einfachere Berechnungsweise der Biegemomente von Deckenunterzügen zwischen kräftigen Säulen zulässig sei (Frage 8 des Betonvereins), eine bestimmtere Antwort geben. Denn der Grenzwert des Steifigkeitsverhältnisses, bei welchem die Berechnung eines Unterzuges als eingespannten Balkens als zulässige bzw. als bessere Näherung gelten muß, kann für Konstruk-

tionen der hier vorliegenden und ähnlicher Art mit ziemlicher Sicherheit angegeben werden.

Die Untersuchung, in welchem Maße bei Belastung eines Doppelportals durch Seitenkräfte die Rechnungsergebnisse durch die Wahl des Steifigkeitsverhältnisses beeinflusst werden können, bleibt einer späteren Arbeit vorbehalten.

Im folgenden soll noch mit Hilfe der abgeleiteten Formeln kurz die Nachprüfung eines fertigen Bauwerks durchgeführt werden, um hieran vor allen Dingen die zusätzlichen Biegebungsbeanspruchungen, die in den Säulen infolge des festen

Anschlusses der Balken auftreten, nachzuweisen. Als Beispiel wird der im Jahre 1909 in einem der am dichtesten bebauten Teile des inneren Stadtgebiets erbaute Speicher gewählt, der in den Fig. 14 bis 16 in Grundriß und Schnitten dargestellt ist. Für die freundliche Überlassung der Zeichnungen zu diesem Gebäude sei dem Ingenieur E. Balzer in Firma G. Schrader-Hamburg auch an dieser Stelle gedankt. Die Ausführung der Eisenbetonarbeiten ist seinerzeit von der Firma Rübke & Spengler-Hamburg bewirkt worden.

(Schluß folgt.)

ÜBER WIRTSCHAFTLICHES DIMENSIONIEREN VON EISENBETONBALKEN.

Von Dipl.-Ing. S. Kasarnowsky (Zürich).

Beim Berechnen der Eiseneinlagen des rechteckigen oder T-förmigen Querschnitts haben wir es mit Gleichungen zu tun, die folgende Form haben:

$$f_e = \frac{M}{\sigma_e \left(h - \frac{x}{3} \right)} \text{ und } f_e = \frac{M}{\sigma_e \left(h - \frac{d}{2} \right)} \dots (1)$$

In diesen Formeln ist f_e eine Funktion von h bei gegebenem M , σ_e und d . Wir wollen nun ein solches h finden, bei dem die Gesamtkosten des Balkens ein Minimum werden.

Sei nun

α der Preis der Volumeinheit des Betons,

β " " " " " " Eisens,

so kostet ein Balkenelement von der Länge dx

$$dK = (\alpha \cdot b \cdot h + \beta f_e) dx \dots \dots \dots (2)$$

also der ganze Balken von der Länge l

$$K = \int_0^l (\alpha \cdot b \cdot h + \beta f_e) dx = \alpha \int_0^l (b h + \lambda f_e) dx \dots (3)$$

wo $\lambda = \frac{\beta}{\alpha}$ das Preisverhältnis der beiden Materialien bedeutet. Weil nun α konstant ist, muß das Integral

$$\int_0^l (b h + \lambda f_e) dx \dots \dots \dots (4)$$

ein Minimum werden, damit K ein Minimum wird.

Damit dieser Ausdruck ein Minimum wird, muß bekanntlich seine Variation verschwinden, also

$$d \int_0^l (b h + \lambda f_e) dx = 0 \dots \dots \dots (5)$$

In vielen Fällen ist aber $(b h + \lambda f_e)$ über den ganzen Balken konstant, so daß

$$\int_0^l (b h + \lambda f_e) dx = (b h + \lambda f_e) l$$

wird. Es muß also $(b h + \lambda f_e)$ ein Minimum, also

$$d(b h + \lambda f_e) = 0 \dots \dots \dots (6)$$

sein, damit die Kosten des Balkens ein Minimum werden.

Sonderfälle:

a) T-förmiger Querschnitt. Wir haben hier mit genügender Genauigkeit

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

was in die Bedingung (6) eingesetzt (unter Annahme einer von h unabhängigen Plattenstärke d) die Gleichung liefert

$$d \left[b \cdot h + \frac{\lambda \cdot M}{\sigma_e \left(h - \frac{d}{2} \right)} \right] = 0.$$

Ausgewertet gibt diese Gleichung

$$b - \frac{\lambda \cdot M}{\sigma_e \left(h - \frac{d}{2} \right)^2} = 0$$

oder

$$\left(h - \frac{d}{2} \right) = \sqrt{\frac{\lambda \cdot M}{\sigma_e \cdot b}} \dots \dots \dots (7)$$

Eine der Formel (7) ähnlich gebaute Formel befindet sich im „Handbuch des Eisenbetonbaues“ im ersten Teile S. 283, sie lautet

$$i = h - \frac{d}{2} = \sqrt{\frac{M}{500}}$$

Jedoch fehlt dort jede Begründung, sie entspricht unserer Formel, wenn $\frac{\lambda}{\sigma_e \cdot b} = \frac{1}{500}$ ist.

λ ändert sich mit dem Orte und mit der Zeit, für Zürich ist es jetzt = 60.

b) Rechteckiger Querschnitt. Wir gehen von der Formel

$$f_e = \frac{M}{\sigma_e \left(h - \frac{x}{3} \right)}$$

aus, welche wir in die Form

$$f_e = \frac{M}{\sigma_e \cdot h} \cdot c$$

bringen. c ist nur vom Armierungsverhältnis abhängig und schwankt in Normalfällen von 1,2 bis 1,3. Wir begehen nur einen geringen Fehler, wenn wir c als konstant annehmen.

Formel (6) lautet jetzt $d \left(h b + \frac{\lambda M}{h \cdot \sigma_e} c \right) = 0$.

Führen wir die Differentiation aus, so erhalten wir

$$h = \sqrt{\frac{\lambda \cdot M \cdot c}{\sigma_e \cdot b}} \dots \dots \dots (8)$$

eine der Formel (7) ähnliche Form.

LITERATURSCHAU.

L. bedeutet Hinweis auf die in der Zeitschrift „Armiertes Beton“ früher erschienene Literaturschau.

I. Der Baustoff.

1. Herstellung und Verarbeitung.

Messung des Kohlenverbrauches von Drehrohröfen durch Rauchgasanalyse. Nach einem Vortrage von Dr. Hans Kühl auf der Hauptversammlung des Vereins Deutscher Portlandzementfabriken. Tonindustriezeitung 1912. Nr. 106.

Prüfung von Zuschlagstoffen für die Mörtel- u. Betonbereitung. Von H. Burchartz. Verfasser betont, wie wichtig für die Herstellung von Beton und Mörtel und deren Festigkeiten die richtige Wahl der Zuschlagstoffe ist. Leider bestehen für die Prüfung dieser Zuschlagstoffe noch keine einheitlichen Vorschriften, ja es fehlen sogar noch die einheitlichen Begriffserklärungen. Es werden die Gesichtspunkte angegeben, nach denen die Prüfung dieser Zuschlagstoffe im Materialprüfungsamt Berlin - Lichterfelde - West geschieht, und einige Versuchsergebnisse über ausgeführte Proben, in Tabellen zusammengestellt, vorgeführt. Tonindustriezeitung 1912. Nr. 94.

Über Anlage und Sprengung großer Kammerminen in Steinbrüchen. Von Ing. Bruno Zschokke, Zürich. Verfasser zeigt an einem Beispiel, wie gerade die Anlage von Minen in Steinbrüchen, wo die Rohmaterialien für technologische Verwendungszwecke, also z. B. für die Fabrikation von Kalk, Zement usw., ausgebeutet werden, also keine Werkstücke liefern sollen, sehr vorteilhaft ist. Er gibt einen Versuch, die theoretische Lademenge zu ermitteln. Schweizer. Bztg. 1912. Bd. LX. Nr. 10 u. 11.

2. Prüfung und Untersuchung.

Bestimmung feinsten Mehles im Portlandzement. Auszug aus dem Bericht der für den New Yorker Kongreß arbeitenden Kommission von Fachleuten, der sich zuerst mit der Kon-

struktion und den verschiedenen Systemen zur Bestimmung dieses feinsten Mehles, dann aber mit dem Einflusse dieses Rückstandes auf dem 4900-Maschensiebe auf die Güte des Portlandzementes beschäftigt. Tonindustriezeitung 1912. Nr. 112.

Einheitlicher SO_3 -Gehalt im Portlandzement. Der Verein Deutscher Portlandzementfabrikanten schlägt dem VI. internationalen Kongreß für Materialprüfungen vor, den zulässigen Höchstgehalt an SO_3 , unter dem man die schwefelsauren Salze zusammenfaßt, die teils aus den Rohstoffen und der Kohle stammen, teils dem gebrannten Zement beim Mahlen als Rohgips zur Regelung der Bindezeit zugesetzt werden, wie in Deutschland in allen Ländern zu 2,5 i. H. festzusetzen. Er begründet dies an Hand der großen Versuche, die eingehend beschrieben werden. Tonindustriezeitung 1912. Nr. 109.

Portlandzement und Magnesiumsalze. Von Dr.-Ing. O. Kallauner. Verfasser gibt eine eingehende Übersicht und vollständige Literaturaufstellung aller bisherigen Untersuchungen verschiedener Forscher über den störenden Einfluß des Meerwassers, das in überwiegender Menge Magnesiumsalze enthält, auf hydraulische Stoffe. Tonindustriezeitung 1912. Nr. 97. — Die eigenen Untersuchungen auf diesem Gebiete beschreibt derselbe Verfasser in der Tonindustriezeitung 1912. Nr. 100.

Die Le Chatelier-Probe in Frankreich. Während man in Deutschland die Le Chatelier-Probe nicht so günstig beurteilt, besonders in der Gestalt, in der sie bisher vorliegt, legen die Franzosen sehr großen Wert darauf und heben sie als sehr empfindlich hervor. An der Hand eines Aufsatzes über französische Zementprüflaboratorien von einem französischen Fachmann wird nun auf die Häufigkeit falscher Ergebnisse

der Zementprüfung hingewiesen, weil man so oft die gegebenen Normen nicht befolge, und insbesondere gerade die Le Chatelier-Probe auf so verschiedene Arten ausführe. Tonindustriezeitung 1912. Nr. 91.

Vom französischen Materialprüfungsverband. Eine Sitzung der französischen Zementtechniker. Von Dr. A. Moye. In dieser Sitzung hat man sich fast nur mit den Vorteilen der Le Chatelier-Probe im Vergleich zur einfachen Heißwasserkuchenprobe und der gewöhnlichen Kaltwasserkuchenprobe beschäftigt. Verfasser weist an der Hand des dort durch Vorträge vorgelegten Materiales auf die großen Nachteile gegenüber unserer deutschen Kaltwasserprobe hin. Tonindustriezeitung 1912. Nr. 94.

Beschleunigte Prüfung der Raumbeständigkeit von Portlandzementen. Professor M. Gary (Dahlem) kommt in seinem Bericht für den VI. Kongreß des Internationalen Verbandes für Materialprüfungen zu dem Ergebnis, daß die Le Chatelier-Probe irreführend und daher zu verwerfen ist, und daß man weiter an der Auffindung einer beschleunigten Prüfung für die Raumbeständigkeit von Portlandzement arbeiten solle. Tonindustriezeitung 1912. Nr. 109.

Die Ursache des Treibens der Zemente. Von Dr. Hans Kühl. Schon früher hat der Verfasser in einem Vortrag: Kalk- und Gipstreiben (Tonindustriezeitung 1912. Nr. 56) darauf hingewiesen, daß man die Treiberscheinungen wahrscheinlich nicht auf eine Raumzunahme bei der Bildung von Kalkhydrat aus im Zement (frei oder gebunden) vorhandenem Kalk zurückzuführen habe, sondern daß es sich dabei lediglich um einseitig gerichtete Druckwirkung wachsender Kristalle handle. An einer Reihe von Versuchen, die eingehend beschrieben werden, wird gezeigt, daß bei treibenden Bindemitteln wohl ein äußeres Wachstum der Werkstücke beobachtet wird, dieses aber mit dem Auftreten noch größerer Hohlräume im Inneren Hand in Hand geht. Die Ursachen hierfür sind in den Kristallisierungsvorgängen, wie sie mit jeder hydraulischen Erhärtung verbunden sind, zu suchen. Tonindustriezeitung 1912. Nr. 97.

Zerfressene Zementrohre:

Entgegnung auf die Erwiderung des Deutschen Betonvereins. Von Julius Barth. Tonindustriezeitung 1912. Nr. 90.

2. Erwiderung des Deutschen Betonvereins E. V. Tonindustriezeitung 1912. Nr. 95.

Antworten verschiedener Städte auf eine von der Auskunftstelle für Zementverarbeitung (Heidelberg) ergangene Rundfrage. Tonindustriezeitung 1912. Nr. 98.

2. Entgegnung auf die 2. Erwiderung des Deutschen Betonvereins. Von J. Barth.

Tonindustriezeitung 1912. Nr. 103. — L. 1912. Nr. 9. I, 2.

Druckfestigkeit von Beton. Von Oberbaurat Professor A. Hanisch. Kurze Zusammenstellung der Ergebnisse über Erprobungen des Betons in den Jahren 1910 und 1911 am Technologischen Gewerbemuseum in Wien. Österr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst 1912. Nr. 34.

Die Reformprüfmaschine. Von Dipl.-Ing. E. Schick. Verfasser wendet sich gegen den Versuch, das Prüfungsverfahren mit dieser neuen Maschine als etwas längst Bestehendes, Erprobtes darzustellen, greift insbesondere die neue Form des Probebalkens an und kommt zu dem Schluß, daß die Reformprüfmaschine nur einen theoretisch recht beachtenswerten Versuch darstellt, der praktisch wenig Wert hat und keinesfalls mit Empergers Kontrollbalken auf eine Stufe gestellt werden darf.

Denselben Gegenstand behandelt eine

Zuschrift von Oberingenieur Dr.-Ing. Färber, der sich gegen die Ansichten von Dipl.-Ing. Schick wendet. Er gibt eine genaue Beschreibung der Maschine mit Abb., zeigt ihre Vorteile gegenüber den jetzt üblichen Wasserdrukmaschinen und begründet eingehend die Herstellung und Form der Reformbalken, deren Untersuchung er für viel genauer und zweckmäßiger erklärt als die Würfeldrukproben. Zum Schluß gibt er noch eine Zusammenstellung von Versuchsergebnissen, wie sie bei einer Gründung mit Betonpfählen an Reformbalken auf der Baustelle gewonnen wurden. Tonindustriezeitung 1912. Nr. 91.

3. Wirtschaftliches.

Eisenbeton oder Eisen im Industriebau. Zu dem Streite um das Für und Wider der beiden Bauweisen zwischen Stahlwerksverband und Deutschem Betonverein wird ein kurzes Referat angeführt über einen Vortrag, den Regierungs-Bmstr. Karl Bernhard (Berlin) über den modernen Industriebau auf der Hauptversammlung des Vereins Deutscher Ingenieure in Stuttgart hielt und in dem er die Vor- und Nachteile beider Bauweisen sehr objektiv vergleicht. Tonindustriezeitung 1912. Nr. 88.

Dritte Hauptversammlung der Vereinigung der höheren technischen Baupolizeibeamten Deutschlands. Kurzer Bericht über die verhandelten Themen und gefaßten Beschlüsse. Österr. Wochenschrift f. d. öffentl. Baudienst 1912. Nr. 31.

XV. Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins. Eingehender Bericht über die dort gehaltenen Vorträge. Österr. Wochenschrift f. d. öffentl. Baudienst 1912. Nr. 26.

II. Theorie.

Zeichnerische Ermittlung der Querschnittsabmessungen des doppeltbewehrten Betonbalkens. Von R. Neumann, Ing. in Halle. Zeitschr. f. Arch. u. Ing.-W. 1912. Nr. 5.

Einheitliches Verfahren zur Bemessung einfach und doppelt bewehrter Platten und Rippen in Eisenbeton. Von Ing. Leopold Herzka, Bauoberkommissär, Wien. Verfasser macht den Versuch, Dimensionierungsformeln mit unbeschränkter Gültigkeitsgrenze hinsichtlich der gestatteten oder gewünschten Inanspruchnahme von Beton und Eisen aufzustellen. Die gewonnenen Ergebnisse sind zum Zwecke der leichteren Anwendung tabellarisch zusammengestellt. Österr. Wochenschrift f. d. öffentl. Baudienst 1912. Nr. 29 und 30.

Über Schubspannungen. Von Ramisch, Breslau. Es wird ein allgemeines Verfahren angegeben, um die Schubelastizität von solchen stabförmigen Körpern zu ermitteln, welche von den auf ihnen wirkenden Kräften auf Biegung beansprucht werden. Das Verfahren ist ganz elementar und läßt sich auch auf verwickelte Fälle ausdehnen, z. B. wenn der Querschnitt keine Symmetrieachse hat, von beliebig vielen Kräften beansprucht wird, und ferner wenn der Körper nicht stabförmig, d. h. nicht überall von gleichem Querschnitt ist. Zeitschr. d. Österr. Ing.- u. Arch.-V. 1912. Nr. 32.

Versuche über die Spannungsverminderung durch die Ausrundung scharfer Ecken. Von E. Preuß, Darmstadt. Die Versuche, die eingehend beschrieben sind, wurden ausgeführt, um die Art und Größe der Spannungen zu untersuchen, welche bei Konstruktionsteilen, die auf Biegung beansprucht werden, an scharfen Ecken und solchen Stellen auftreten, wo unmittelbare Querschnittsübergänge und Richtungsänderungen des Konstruktionsgliedes vorkommen. Zeitschrift d. Ver. Deutsch. Ing. 1912. Nr. 34.

Über die Berechnung von Bohlwerken. Von Ingenieur E. Jacoby, Dozent am Polytechnikum, Riga. Verfasser kommt auf Grund der für diese Bauwerke vorliegenden Versuche und Theorien und auf Grund eigener Untersuchungen, die im System den Versuchen von Engels nachgebildet sind, auf neue Ergebnisse. Österr. Wochenschrift f. d. öffentl. Baudienst 1912. Nr. 18.

Wasserdruck auf kreisförmige zylindrische Wände der Staumauern und Wände. Von W. Plenkner, Prag. Verfasser gibt ein genaues Verfahren und vergleicht dessen Ergebnisse mit denen der bisher üblichen „Normalmethode“. Österr. Wochenschrift f. d. öffentl. Baudienst 1912. Nr. 33.

Über die Spannungsverteilung in zylindrischen Hängeböden bei unvollkommener

Einspannung. Von Dr.-Ing. Th. Pöschl, Dozent a. d. Technischen Hochschule, Graz. Mit Beispiel. Zeitschr. d. Österr. Ing.- u. Arch.-V. 1912. Nr. 35.

Beitrag zur Theorie des ebenen Stabzuges mit räumlicher Stützung. Von Dr.-Ing. H. Marcus, Berlin-Wilmersdorf. In dem vorliegenden Beitrag wird die Theorie des ebenen, offenen oder geschlossenen Stabzuges unter der Voraussetzung, daß alle äußeren Kräfte senkrecht zur Trägerebene wirken, entwickelt. Die Untersuchungen sind in drei Abschnitte geteilt: zunächst werden durchlaufende Träger mit frei dreh- und verschiebbaren Stützpunkten und sodann Stabzüge mit teilweise eingeklemmten Ecken behandelt; am Schluß werden in einigen Zahlenbeispielen zur Feststellung der kennzeichnenden Eigenschaften der beiden Stützungsarten vergleichende Untersuchungen durchgeführt. Zeitschr. für Arch. u. Ing.-W. 1912. Nr. 5.

Über halbringförmige Balkenträger. Von Dipl.-Ing. B. Kanneberger, Danzig. Da die einschlägige Literatur zur Dimensionierung von Balkenträgern in den Resultaten sehr große Unterschiede gibt, hat Verfasser hierfür eine neue Theorie aufgestellt. Er untersucht im vorliegenden Aufsatz: die Halbkreisform mit symmetrischer Belastung. Österr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst 1912. Nr. 7.

Das Torsionsproblem und die Berechnung elastischer Eckenträger. Von A. F. Zschetzsche, o. Professor an der Technischen Hochschule, Wien. Verfasser erweiterte seine 1901 in derselben Zeitschrift veröffentlichte Theorie und wendet sich gegen die Kritik des Herrn Kanneberger, die in dem vorher angeführten Aufsatz enthalten ist. Österr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst 1912. Nr. 7.

Über halbringförmige Balkenträger. Eine weitere Entgegnung von Prof. Zschetzsche zu dem Aufsatz von Dipl.-Ing. Kanneberger. Österr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst 1912. Nr. 27.

Über die Formänderung gelenkloser Gewölbe. Von Dr. Karl Federhofer, Graz. Die vom Verfasser aufgestellten Tabellen sollen dem die Ergebnisse von Belastungsproben prüfenden Ingenieuren bei ebenso einfacher Anwendung genauere Werte liefern als die Winklerschen Tabellen. Während Winkler die Verschiebung der Bogenpunkte in lotrechter und wagerechter Richtung bestimmt unter der Annahme, daß das Gewölbe, dessen Querschnitt konstant vorausgesetzt ist, die Form einer gewöhnlichen und sehr flachen Parabel besitze, wird hier die Formänderung eines Gewölbes auf Grund einer den tatsächlichen Verhältnissen besser angepaßten Annahme über die Veränderlichkeit des Querschnittes ermittelt. Österr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst. 1912. Nr. 22.

Statische Berechnung der eingespannten Bogenträger bei beliebigem Lastangriff. Von Ingenieur Dr. Siegmund Schwätzer, Konstrukteur an der Technischen Hochschule, Wien. Der vorliegende Aufsatz macht sich die statische Berechnung der unter dem Angriff von lotrechten Lasten und horizontalen Längsbelastungen hervorgerufenen statisch unbestimmten Größen eines symmetrisch gestalteten eingespannten Bogenträgers zur Aufgabe. Zunächst werden ganz allgemein gültige Formeln ermittelt, und dann auf Grund dieser für die praktische Anwendung handbare, genügend genaue Näherungsformeln abgeleitet. Österr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst 1912. Nr. 11.

Untersuchung eines Stockwerkrahmens. Von Dipl.-Ing. Hans Leitner, Leipzig. Ausführliche Berechnung eines Stockwerkrahmens von 12,6 m Stützweite bei 3 Geschossen von 4,4 m, 3,4 m und 3,1 m Höhe. Mit Abb. Beton u. Eisen 1912. Heft XV.

Neuere Bauausführungen in Eisenbeton bei der württembergischen Staatseisenbahnverwaltung. Von Eisenbahnbauinspektor Dr.-Ing. H. W. Schächterle, Stuttgart. Nach kurzem Hinweis auf die Zweckmäßigkeit und vielseitige Verwendungsmöglichkeit von Rahmenkonstruktionen bei Herstellung von Fußstegen, Straßen- und Bahnbrücken empfiehlt Verfasser ein analytisch-graphisches Berechnungsverfahren, das auf wissenschaftlicher Grundlage beruht, aber sich doch genügend einfach für die Anwendung in der Praxis gestaltet. Nach theoretischen Voruntersuchungen wird das Verfahren mitgeteilt und seine praktische Anwendung auf ein Beispiel (Wegbrücke über den Bahnhof Ummendorf, 4 Öffnungen von 7 bzw. 10,1 m Lichtweite) durchgeführt. Mit zahlreichen Abbildungen. Beton u. Eisen 1912. Heft XII, XIII u. XV.

III. Eisenbetonversuchswesen; Feuerproben.

Probebelastung von Bauteilen. Nach einem Vortrage von Geheimrat Scheit (Dresden). An Stelle der bisher üblichen Belastung mit schweren Baustoffen, die gewöhnlich so aufgebracht werden müssen, daß die in mehreren Lagen übereinandergeschichteten Gewichtsstücke sich stets mehr oder weniger gegeneinander abstützen, also infolge der entstehenden Gewölbewirkung gewöhnlich die Auflager mehr belastet werden, wird die Verwendung der hydraulischen Presse vorgeschlagen, deren Druck durch Zwischenträger auf beliebig viele, gleichmäßig verteilte Punkte möglich ist. Tonindustrie-Ztg. 1912. Nr. 99.

Die Verbundfrage im Eisenbetonbau und die neueren Vorschriften. Vortrag von Dr.-Ing. A. Kleinlogel, Privatdozent a. d. Techn.

Hochsch. Darmstadt. Der Vortragende vertritt die Meinung, daß als hauptsächlichster Widerstand des Eisens gegen Herausziehen nicht sowohl die reine Haftung als auch die Klemmwirkung, sondern ganz besonders der Gleitwiderstand eines bereits in Bewegung gesetzten Körpers in Frage kommen. Er untersucht die Fragen über die zahlenmäßige Größe der Haftfestigkeit und die Stellen der größten Inanspruchnahme des Verbundes in irgendeinem Konstruktionsteile. Ztschr. d. Österr. Ing.-u. Arch.-V. 1912. Nr. 34.

Risse in Eisenbetonbauten. Von K. Böhm-Gera. Verfasser geht an Beispielen auf die verschiedenen Ursachen der Rissebildung ein. Tonindustrie-Ztg. 1912. Nr. 115.

IV. Vorschriften und Leitsätze.

Deutsche und russische Normen für Portlandzement. Von Dr. A. Moye. Der Inhalt der neuen „Technischen Bedingungen für die Abnahme von Portlandzementen in Rußland“, die seit dem 7. Februar 1911 gelten, also fast gerade ein Jahr nach dem Inkrafttreten der neuen deutschen Normen, wird vom Verfasser nach der von Prof. M. von Glasenapp in der Rigaischen Industriezeitung gegebenen Übersetzung mit unseren deutschen Normen verglichen. Die Vorschriften der beiden Länder unterscheiden sich ganz besonders dadurch, daß als Hauptprüfung in Deutschland die Druckfestigkeit, in Rußland aber die Zugfestigkeit gilt. Für die Prüfung der letzteren bestehen zum Teil andere Vorschriften, ebenso sind die in Rußland geforderten Mindestfestigkeiten nicht so groß als die in Deutschland. Daneben gibt es noch eine ganze Reihe Abweichungen in den sonstigen Bestimmungen, so wird z. B. in Rußland noch großer Wert auf das spez. Gewicht gelegt. Tonindustriezeitung 1912. Nr. 88.

Zulässige Beanspruchung von Schlackenbetonsteinen. Die Bestimmungen der Stadt Wien über die Zulassung von Portlandzement-schlackenplatten zur Herstellung von Scheidewänden werden abgedruckt. Tonindustrie-Ztg. 1912. Nr. 97.

Kieler Stampfbetonvorschriften. Auszugsweise Wiedergabe. Tonindustrie-Ztg. 1912. Nr. 100.

Über Eisenbetonvorschriften. In dem Aufsätze wird scharf gegen die veralteten schweizerischen Bestimmungen, die eine großzügige Entwicklung des Eisenbetons in der Schweiz zurückgehalten haben, vorgegangen, auf die neuen württembergischen Vorschriften hingewiesen und an vielen Abbildungen gezeigt, was auf Grund derselben dort alles gebaut worden ist. Schweizer. Bztg. 1912. Bd. LX. Nr. 6.

Hierzu eine Entgegnung von R. Winkler, Direktor d. techn. Abt. d. schweiz. Eisenbahndepartements. Schweizer. Bztg. 1912. LX. Nr. 7.

V. Ausführungen.

1. Allgemeines über Beton und Eisenbeton. Zement-, Beton- und Eisenbetonwaren.

Bauunfälle.

Der Betonhohlblock in unseren Kolonien. An Bildern wird die gute Verwendbarkeit dieses Bausteins gezeigt. Tonindustrie-Ztg. 1912. Nr. 94.

Zementrelief der Salzburger Alpen bei Hellbrunn. Das große $75 \times 40 = 3000$ qm-Relief des Landes Salzburg, das im Maßstab 1 : 3000 vom Bildhauer Pörnbacher nach siebenjähriger Arbeit hergestellt wurde, wird mit Abb. beschrieben. Zur Ausbildung der einzelnen Teile wurden in der oberen Reliefschicht die Gesteinsarten dem Zementmörtel zugesetzt, die die betreffende Gegend des Gebirges aufweist; sonst ist es farbig gemalt. Tonindustrie-Ztg. 1912. Nr. 112.

Hängende Lehrgerüste für Eisenbetonbogen. Von Dipl.-Ing. E. Schick. Kurze Beschreibung eines in Amerika verwendeten Systems mit Abb. Tonindustrie-Ztg. 1912. Nr. 112.

Herstellung von Zementrohren bei starkem Frost. Es wird ein Verfahren beschrieben, nach dem man in Kanada bei 35° C. unter Null noch im Freien Zementrohre hergestellt hat. Tonindustrie-Ztg. 1912. Nr. 94.

2. Ausführungen im Hochbau.

Die Fundierung des neuen Kurpalastes in Abbazia. Eingehende Beschreibung einer umfangreichen Pfahlgründung (6000 m) nach System Züblin mit vielen Abb. Österr. Wochenschrift f. d. öffentl. Baudienst. 1912. Nr. 29.

Moderne Gründungen auf Schlamm- und Moorboden. Von Ing. Mich. Heimbach, Hard bei Bregenz. Beispiel einer Gründung auf durchgehender Platte, da eine Pfahlgründung wegen des Talwärtswanderns der Schichten nicht möglich war. Mit Abb. Österr. Wochenschrift f. d. öffentl. Baudienst. 1912. Nr. 29.

Anwendung von Beton zu Maschinenfundamenten. Mitgeteilt von der Auskunftsstelle für Zementverarbeitung in Heidelberg. Die von den Gegnern dieser Gründungsart vorgebrachten Gründe werden widerlegt, indem an der Ausführung für das Fundament einer 2000 PS liegenden Dampfmaschine die bequeme, solide Herstellung und die wirtschaftlichen Vorteile eingehend beschrieben werden. Ztschr. d. Ver. Deutsch. Ing. 1912. Nr. 38.

Güterschuppen aus Eisenbeton. Von Dipl.-Ing. Kupfer. Eingehende Beschreibung des 26,5 m langen und 10,8 m breiten Schuppens, dessen Hauptkonstruktionsteile Eisenbetonrahmen im Abstand von 4,5 m bilden, zwischen denen dünne Längsträger und Zwischenrippen angeordnet sind. Einzelheiten der Berechnung, der Ausführung und der Kosten. Mit Abb. Tonindustrie-Ztg. 1912. Nr. 21.

Kühlturmbecken aus Eisenbeton. Von Dipl.-Ing. Kupfer. Mit Abb. Tonindustrie-Ztg. 1912. Nr. 100.

Kohlensilo von 100000 m³ Fassungsraum für die Stadt Hamburg, Gaswerk Grasbrook. Von Ing. Joseph Gaugusch, Kiel. Ein sowohl seiner Größe als auch seiner Bauart wegen bemerkenswerter Eisenbetonbau ist der neue Kohlensilo für das Zentralgaswerk Grasbrook. Es ist 85,79 m lang und 71,86 m breit und besitzt einen Fassungsraum von 75000 t. Die einzelnen Silozellen haben sechseckigen Querschnitt. Neu ist der Einbau von Zwischensätteln in die Zellen zur Erreichung größerer Schütthöhen. Die Gründung erfolgte auf Eisenbetonpfählen. Der Dachstuhl besteht aus Eisenbetonrahmen, deren Form und Bewehrung ebenso wie die Einzelheiten der übrigen Konstruktionsteile eingehend an der Hand von zahlreichen Abb. erläutert wird. Beton u. Eisen 1912. Heft XV.

3. Ausführungen im Brückenbau.

Abnormale Konsolformen bei Brückengehwegen. Von J. Lipold, Konstrukteur. Die Untersuchung abnormer Konsolformen, wie sie oft durch die Unterbringung der Wasser- und Gasrohrleitungen sowie der Kabelüberführungen bei Straßenbrücken bedingt sind, wird theoretisch vorgeführt. Österr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst. 1912. Nr. 36.

Die Wengernalpbahn. Von Otto Müller, Zürich. Die ausführliche Beschreibung dieser neuen Bergbahn mit vielen Abb. bringt unter dem Kapitel Bauausführung sehr interessante Angaben und Lösungen über die Herstellung einer großen Zahl Kunstbauten aus Beton. Ztschr. d. Ver. Deutsch. Ing. 1912. Nr. 35.

4. Ausführungen im Wasserbau.

Schwimmende Fahrzeuge aus Eisenbeton. Von Stadtbaurat Perrey. Die Stadt Mannheim hat den Unterbau ihres neuen vierten Flußbades, nachdem sie vorher schon Erfahrungen gesammelt hatte, aus 22 Pontons aus Eisenbeton hergestellt. Hierzu wurde Gußbeton 1 : 4 verwendet, dessen Anmachewasser 10% Ceresit zugesetzt wurde. Eingehende Beschreibung dieser Herstellung mit vielen Abb. Tonindustrie-Ztg. 1912. Nr. 103.

5. Ausführungen im Straßen-, Eisenbahn-Tunnel- und städtischen Tiefbau.

Der Elbtunnel in Hamburg und sein Bau. Von Baumeister O. Stockhausen, Hamburg. Der Aufsatz gibt an der Hand vieler ausgezeichnete Bilder eine ausführliche Beschreibung des großen Elbtunnels in Hamburg, bei dem der Eisenbeton in weitgehendstem Maße und zu den verschiedensten Zwecken Verwendung fand, und schildert sehr eingehend dessen bauliche Her-

stellung. Vorgeschichte, architektonische Durchbildung, maschinelle Anlagen und Betriebe werden nur kurz berührt. Ztschr. d. Ver. Deutsch. Ing. 1912. Nr. 33, 35 u. 36.

Über Gebirgsdruck. Von E. Wiesmann, Ingenieur. Verfasser wendet sich gegen die Ansichten von Prof. Heim und versucht durch seine Erwägungen, die er nach Theorie und Praxis trennt, seinen Standpunkt zu vertreten. Schweizer. Bztg. 1912. Bd. LX. Nr. 7 u. 8.

WIRTSCHAFTLICHE RUNDSCHAU.

Bearbeitet von Dr. techn. Hugo Fuchs (Berlin).

Die Lage der österreichischen Zementindustrie.

Der Zementabsatz, der anfangs des Jahres sich etwas schleppend entwickelte, ist derzeit ziemlich befriedigend, obwohl er durch die ungünstigen Witterungsverhältnisse des heurigen Sommers, sowie auch durch die teuren Geldverhältnisse immerhin beeinträchtigt wurde.

Hierbei waren die Absatzverhältnisse nicht in allen Gebieten der Monarchie gleiche, sondern ergab sich in den nördlichen Gebieten ein ganz befriedigender Bedarfszuwachs, während im Süden der Monarchie gerade dort, wo die meisten Zementfabriken entstanden sind, sich der Bedarf kaum über dem gleichen Quantum im Vorjahre erhebt, zu Zeiten sogar hinter denselben zurückblieb.

Wenn auch die österreichischen Zementpreise im Verhältnis zu den Preisen, wie sie noch vor etwa drei Jahren bestanden, keine hohen sind, so bedeuten sie doch gegenüber den sehr schlechten Preisen der Jahre 1910 und 1911 eine erhebliche Besserung dort, wo es gelang, durch Konzentration und Erzeugungsökonomie die Erzeugungskosten zu ermäßigen.

Seitens der Kartells wird die ganze Zeit über daran gearbeitet, die immer schwierigeren Verhältnisse zu bewältigen und insbesondere die vorhandenen Neugründungen anzugliedern, ein Bemühen, das anscheinend, wenigstens für das Jahr 1913, Erfolg bringen dürfte.

Da nicht nur mit den österreichischen Neugründungen, sondern auch mit neuen Fabriken in Ungarn zu rechnen ist, wie überhaupt mit Rücksicht darauf, daß das Kartell jederzeit kurzfristig bei Neugründungen von zusammen 3000 Wggs. gekündigt werden kann, man jedenfalls nicht, wie früher, auf längere Zeit hinaus mit dauernden, stabilen Verhältnissen rechnen kann, muß man vielmehr jederzeit auf Überraschungen gefaßt sein.

Die Preise dürften im nächsten Jahre keinesfalls erhöht werden, vielmehr ist es eher möglich,

daß in einzelnen Gruppen Preisermäßigungen stattfinden könnten.

Was die Entwicklung des Bedarfes anbelangt, so hofft man, daß sich derselbe im nächsten Jahre im Zusammenhange mit der trotz hohen Zinsfußes fortschreitenden guten Beschäftigung der Industrie im allgemeinen, sowie den verschiedenen in Aussicht stehenden größeren Bauarbeiten (Wasserbauten, Untergrundbahn usw.) weiter günstig entwickeln wird.

In den Ein- und Ausfuhrziffern zwischen der österreichischen und ungarischen Reichshälfte sind keine bedeutenden Veränderungen vorgegangen und wohl auch nicht zu erwarten.

Die Einfuhr aus Ungarn hält mit der Ausfuhr aus Österreich nach Ungarn ziemlich gleichen Schritt. Ob hierin im nächsten Jahre größere Verschiebungen eintreten, läßt sich noch nicht bestimmt vorhersagen, da dies zum Teil davon abhängt, wie die Beschäftigung der Industrie in den beiden Kronländern selbst sich entwickeln wird.

ARBEITSMARKT.

Der rege Geschäftsgang, der mit dem Beginn der diesjährigen Herbstkampagne in den wichtigen Wirtschaftsgebieten Europas und Nordamerikas eingesetzt hat, übt einen überaus günstigen Einfluß auf den vorher hier und da recht belasteten Arbeitsmarkt aus. Wie in Deutschland wurden zwar auch in England einige Gewerbezweige von dem regnerischen Wetter nachteilig beeinflusst. Das gilt vornehmlich für das Baugewerbe; indessen macht sich in der englischen Bautätigkeit, die im Sommer stark darnieder gelegen hatte, seit einigen Wochen eine Besserung bemerkbar. Sie kommt vor allem der Hauptstadt zugute; die Zahl der im Baugewerbe Beschäftigten wuchs in London von Juli auf August um 19,1%. Die Schiffbauanstalten sind mit Aufträgen auf neue Fahrzeuge reichlich versehen; hingegen ist der Geschäftsgang der Reparaturwerkstätten schleppend. Starker Mangel an Arbeitskräften wurde bei der Vernichtung und Abdichtung verspürt. Vergleiche mit dem Vorjahre und Vormonat sind hier fast unmöglich, da in beiden Fällen große Gruppen von Transportarbeitern die Arbeit eingestellt hatten. Eine intensive Tätigkeit hat wieder in der

englischen Montanindustrie eingesetzt. Gute Beschäftigung fanden im August die Kohlengraber; die Ausfuhr englischer Kohle einschließlich Koks belief sich im Berichtsmontat auf 6,73 Mill. t gegen 5,57 Mill. t im August 1911. Der Beschäftigungsgrad im Erzbergbau und in der Eisenindustrie war überaus zufriedenstellend und weit günstiger als im vorjährigen Korrespondenzmonat, wo infolge des nationalen Eisenbahnerausstandes das wirtschaftliche Leben Großbritanniens wochenlang fast lahmgelegt war. In England und Wales waren im August d. J. 321 Hochöfen angeblasen gegen 283 Hochöfen im gleichen Monat des Vorjahres. Auch die Maschinenindustrie verzeichnete einen flotten Geschäftsgang; wie alljährlich um diese Zeit machte sich andererseits in den graphischen Gewerben eine empfindliche Abschwächung bemerkbar. Sehr befriedigend und jedenfalls günstiger als in Deutschland sprechen sich die Berichte über die Lage in der Textilindustrie aus. Wie lebhaft die Mehrzahl der britischen Gewerbebezüge im Spätsommer arbeitete, erweist unter anderem die Tatsache, daß der Prozentsatz der Beschäftigungslosen, den die Trade Unions im August verzeichneten, nur 2,2% betrug und mit dieser Ziffer niedriger war als in irgendeinem Monat seit Juli 1900. In Frankreich vollzog sich im Juli eine starke Besserung am Arbeitsmarkt vor allem in der Metallindustrie, wo die Ziffer der Beschäftigungslosen auf einen überraschend niedrigen Satz fiel. Die Textilindustrie klagte noch immer über eine gewisse Stille, die Beschäftigungslosigkeit nahm sogar gegen den Vormonat wieder zu. In den Weinbergen beanspruchten die Arbeiter zum Schutz der Reben vor Krankheiten zahlreiche Arbeitskräfte. Weit geringer als um die gleiche Zeit des Vorjahres war die Streiklust. Es kam im Juli d. J. zu 92 Arbeitseinstellungen, an denen 5879 Arbeiter teilnahmen, gegen 128 Streiks mit 12 795 Beteiligten im Juli des Vorjahres. In Holland errechnete sich der Prozentsatz der Beschäftigungslosen im Juli auf 2,7 gegen 2,9% im Juni und 2,1% im Juli des Vorjahres. Günstige Verhältnisse weist dauernd der Arbeitsmarkt der skandinavischen Länder auf. So hatte z. B. Norwegen im Juni wie im Juli dieses Jahres nur 0,7% Beschäftigungslose unter den Arbeitskräften seines Landes; dabei ist besonders zu berücksichtigen, daß hier sämtliche Arbeiter und nicht etwa nur die Organisierten erfaßt werden. Aus den Vereinigten Staaten werden schon seit einigen Monaten Klagen laut über Arbeitermangel in der Montanindustrie; erleben doch vor allem die Stahlwerke der Union gegenwärtig eine neue Periode angespanntester Hochkonjunktur. In diesem Zusammenhang ist von besonderem Interesse, daß vor kurzem ein Gesetz die Bestätigung der zuständigen Behörden gefunden hat, das für öffentliche Arbeiten jeder Art den Achtstundentag als Maximalarbeitstag festsetzt. Von den politischen Kämpfen, die der Vorbereitung der Präsidentenwahl gelten, ist das wirtschaftliche Leben der Union diesmal kaum beunruhigt worden; die Kreise von Handel und Gewerbe sind offenbar überzeugt, daß kein Präsident, welcher Richtung er auch angehöre, radikal in die wirtschaftliche Ordnung eingreifen werde.

MARKTBERICHTE.

Der deutsche Außenhandel mit Baumaterialien.

Die übermäßig scharfe Konkurrenz, die die meisten Zweige der Baustoffindustrie beherrscht, hat die einzelnen Werke gezwungen, aus ihr ausländisches Absatzgebiet nach Möglichkeit zu erweitern. Der Kampf um den Inlands- und Auslandsmarkt wird vor allem in der Zementindustrie in den nächsten Jahren noch heftiger entbrennen, wenn die Neuanlagen, die hier bis in die jüngste Zeit hin vorgenommen wurden, alle in Betrieb genommen

sind. Ist doch hierin auch der Schlüssel dafür zu finden, warum von einigen Seiten auf die baldige Auflösung des rheinisch-westfälischen Zementsyndikats gedrängt wird. Ein Vorgehen, das ja nun aller Wahrscheinlichkeit nach Erfolg hat. Allerdings hat der deutsche Zementexport in den letzten Jahren eine ganz überraschende Ausdehnung erfahren, während der Import nur geringe Fortschritte machte. Ein- und Ausfuhr von Portland-, Romazement usw. einschließlich Tripotith entwickelte sich von Januar bis August seit 1907 nach Doppelzentnern folgendermaßen:

Jan.-August	Einfuhr	Ausfuhr	Mehrausfuhr
1907 . . .	1 737 569	4 885 373	+ 3 147 804
1908 . . .	1 205 428	3 419 058	+ 2 213 630
1909 . . .	1 561 081	3 970 027	+ 2 408 946
1910 . . .	1 680 964	4 450 678	+ 2 769 784
1911 . . .	1 786 429	5 357 119	+ 3 570 690
1912 . . .	1 847 963	6 619 153	+ 4 771 190

Für die Einfuhr des laufenden Jahres wurden 4,70 Mill. M gezahlt, während der heimischen Industrie für die Ausfuhrmenge 21,22 Mill. M zufließen. Ein wesentliches Ziel für die deutschen Fabriken in der Nähe der Grenze bleibt die Überwindung der belgischen und österreichischen Konkurrenz. Man muß feststellen, daß in dieser Hinsicht im laufenden Jahr zwar gegenüber Österreich, nicht aber gegen Belgien ein Erfolg zu verzeichnen war. Denn die Einfuhr von belgischem Zement erhöhte sich in den ersten acht Monaten dieses Jahres gegen 1911 von 768 534 dz auf 889 858 dz; während Österreich-Ungarn in der Berichtszeit nur 400 637 dz Zement am deutschen Markt unter gegen 447 683 dz in der vorjährigen Korrespondenzzeit. Das gleiche Bild bei der Ausfuhr: nach Belgien wurden heuer nur 98 239 dz versandt, d. h. 14 314 dz weniger als im Vorjahre; die Lieferungen an Österreich-Ungarn aber stiegen von 315 935 dz auf 332 570 dz. Ein außergewöhnlich wichtiges Absatzfeld hat die deutsche Zementindustrie in den letzten Jahren bekanntlich in Brasilien gefunden. Die Ausfuhr dorthin erhöhte sich in den verflossenen acht Monaten im Vergleich mit Januar/August 1911 von 749 418 dz auf 1 149 265 dz. Von den wichtigsten Bausteinen sei auf die Ausfuhr von Hintermauerungs-, Verblendsteinen und Scheuerziegeln hingewiesen. Von diesen gelangten in der Berichtszeit 1 330 732 dz, bewertet mit 1,28 Mill. M, auf den Auslandsmarkt. In den entsprechenden Monaten des vergangenen Jahres waren 1 051 490 dz exportiert worden. Zugenommen hat ferner der Export von feuerfesten Steinen; die Ausfuhrmenge bezifferte sich in den ersten acht Monaten des Vorjahres auf 1 401 028 dz, im gleichen Zeitraum des laufenden Jahres auf 1 547 804 dz. Der Wert der Ausfuhr erhöhte sich gleichzeitig von 6,11 Mill. M auf 7,30 Mill. M. Weniger bedeutend ist der Außenhandel mit Kalksandsteinen. Immerhin wurden heuer 169 496 dz dieses Produkts aus dem deutschen Zollgebiet ausgeführt gegen 134 219 dz im verflossenen Jahre. Die Ausfuhr von Gips stieg in der erwähnten Zeit von 634 556 dz auf 643 355 dz, dem Werte nach von 1,28 Mill. M auf 1,30 Mill. M. Österreich-Ungarn nahm allein im laufenden Jahre 200 533 dz auf gegen 190 625 dz in der vorjährigen Parallelzeit. Bemerkenswert ist endlich der Außenhandel mit dem wichtigen Material des Tiefbaugewerbes, mit Pflastersteinen. Hier überwiegt die Einfuhr den Export ganz erheblich. Es sind nämlich während der acht ersten Monate d. Js. 3 931 378 dz Pflastersteine vom Ausland nach Deutschland geliefert worden gegen 3 774 639 dz im Vorjahre. Der Wert erhöhte sich von 6,19 auf 6,45 Mill. M. Insbesondere wuchs die Einfuhr von schwedischen Pflastersteinen von 3 231 028 dz auf 3 508 909 dz. Demgegenüber belief sich die gesamte Ausfuhr von deutschen Pflastersteinen von Januar bis August 1912 auf nur 557 324 dz, bewertet mit 1,02 Mill. M.

Die Lage der Eisenindustrie.

Die rege Konjunktur im Eisengewerbe aller wichtigen Industriegebiete Europas dauert unverändert an. Nichts ist in den letzten Wochen bekannt geworden, was auf eine auch nur zeitweise Ermattung in irgendeinem Zweig der Eisenindustrie deuten könnte. Aus England wird Woche für Woche ein dauerndes Anziehen des Roheisenpreises in London und Glasgow gemeldet. Ende September war die Notierung mit über 68 sh auf ihrem höchsten Stand angelangt. Trotz dieser teilweise rein spekulativen Steigerung war die Verkaufstätigkeit ständig sehr lebhaft. In den Warrantlagern im Bezirk Middlesbrough befanden sich Ende September nur noch 276 740 t gegen 312 270 t Ende Juni d. J. und 536 634 t Ende des verflossenen Jahres. Die schottischen Stahlwerke sind seit dem Hochsommer mit Aufträgen in Stahlplatten für den Schiffbau überaus stark versorgt. Was die französische Eisenindustrie angeht, so sind aus der letzten Zeit vor allem die Verhandlungen bemerkenswert, die auf einen Zusammenschluß aller französischen Eisenhändler-syndikate abzielen. Ein Schlußergebnis ist bislang freilich noch nicht bekannt geworden; von besonderem Interesse bleibt aber, daß im Laufe der Verhandlungen auch der Gedanke eines nationalen Kartells aller Eisenwerke auftauchte, und daß bereits Verhandlungen zu diesem Zweck gepflogen werden. Die vorliegenden Ziffern der Roheisenerzeugung Frankreichs im ersten Semester dieses Jahres ergeben gegen 1911 eine Steigerung um 182 000 t auf 2 374 000 t. Vergleichsweise sei hinzugefügt, daß in der nämlichen Zeit die Eisenproduktion der deutschen Hochöfen von 7,68 auf 8,43 Millionen Tonnen zunahm. Sehr fest liegt der französische Stabäisenmarkt. Flußstabeisen und Schweißstabeisen werden beide nicht unter 185—190 Frs. geliefert. Von den übrigen Fertigerzeugnissen sei auf Bleche hingewiesen, deren Einfuhr nach Frankreich im ersten Halbjahr gegen 1911 von 48 000 dz auf 130 000 dz anwuchs; die Importsteigerung kam zumeist der belgischen Industrie zugute. Daß der Absatz von Trägern andauernd sehr lebhaft von staten geht, bekundet die Preisgestaltung: Ende September erhöhte das Pariser Trägerkontor zum vierten Male im laufenden Jahre die Verkaufspreise, diesmal auf 235—245 Frs. Auch für Belgien liegen neuere Ausweise über die Roheisengewinnung vor. Die Produktion der Hochöfen belief sich in den Monaten Januar bis August 1912 auf 1 534 000 t. d. h. 149 000 t mehr als in August 1912 auf gegen 29 460 dz im entsprechenden Monat des vergangenen Jahres. In Deutschland dauert die gewaltige Steigerung der Hochofenproduktion auch weiterhin noch an. Im September d. J. errechnete sich die heimische Roheisenerzeugung auf 1,479,285 t, d. h.

228 583 t oder 18,10% mehr als im September 1911. In den ersten drei Quartalen des laufenden Jahres sind namentlich in den Hochöfen Deutschlands und Luxemburgs insgesamt 12,86 Mill. t Roheisen gewonnen worden gegen 11,51 Mill. dz im gleichen Zeitraum des verflossenen Jahres. Im Berichtsmonat war die Steigerung am stärksten wieder in Rheinland-Westfalen, wo die Produktion um 95 057 t und in Lothringen-Luxemburg, wo sie um 83 968 dz zunahm. Setzt man die heimische Roheisenproduktion in Beziehung zur Bevölkerungsziffer, so ergibt sich, daß die Produktion im September 22,28 kg pro Kopf der Bevölkerung ausmachte gegen 19,08 kg im entsprechenden Vorjahrsmonat. Vom Januar bis September 1911 auf 1912 stieg die einheimische Gewinnung von 173,36 kg auf 194,54 kg pro Kopf der Bevölkerung.

STATISTIK.

Konkurse im Baugewerbe.

Die Depression, die sich seit mehr als Jahresfrist am Baumarkt geltend macht, hat je länger, desto mehr Opfer gefordert. Insbesondere ist im Verlauf des Jahres 1911 die Zahl der Konkurse im Baugewerbe ganz erheblich gewachsen. 724 neue Fallissements im genannten Gewerbe-zweig fielen ins Jahr 1911. Im Jahre 1910 hatte die Zahl der neuen Konkurse im Baugewerbe 629 betragen. Es ergab sich mithin eine Zunahme um 15,10%. Die Konkurse im Baugewerbe machten im Jahre 1910 nur 5,83% sämtlicher neuen Konkurse aus; im letzten Jahr hingegen entfielen 6,56% sämtlicher wirtschaftlichen Zusammenbrüche auf Unternehmungen im Baugewerbe. Besonders bedenklich muß es erscheinen, daß die Fälle zugenommen haben, in denen der Antrag auf Konkursöffnung abgewiesen wurde, weil nicht einmal eine den Kosten des Verfahrens entsprechende Konkursmasse vorhanden war. Die Zahl solcher Fallissements im Baugewerbe stieg von 1910 zu 1911 von 175 auf 196. Verfolgt man den Beruf der Gemeinschuldner im einzelnen, so entfielen von den Konkursen im Baugewerbe im verflossenen Jahre 241 auf Bauunternehmungen. Bei diesen unterblieb in 52 Fällen die Konkursöffnung wegen Masse mangels. Privatarchitekten, Zivilingenieure usw. gingen im letzten Jahr 124 fallit; darunter befanden sich 49, bei denen die Aktiva zur Eröffnung des Konkurses nicht reichten. Maurergeschäfte waren an den Zusammenbrüchen des letzten Jahres 91mal beteiligt, auch hier war der Anteil der Fallissements, in denen die Konkursöffnung wegen Masse mangels abgelehnt werden mußte, mit 21 Fällen sehr bedeutend. Stubenmalere, Tüncher usw. brachen in 67 Fällen wirtschaftlich zusammen, Zimmermeister in 80 Fällen. Was das Resultat dieser Konkurse betrifft, so wurden 464 Verim Jahr 1911 beendet. In 93 Fällen gingen die nicht bevorrechteten Forderungen völlig leer aus; sie empfangen in bei weitem den meisten, nämlich in 265 Konkursen, weniger als 20%. 74mal konnten 20—40% verteilt werden, nur in 32 Fällen erhielten die „glücklichen“ Gläubiger mehr als 40% ihrer Forderungen.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Der Verband der Bau-Berufsgenossenschaften bittet uns um Autnahme des nachstehenden Aufsatzes, betr.

Die Unfallverhütung auf der Internationalen Baufach-Ausstellung in Leipzig 1913.*)

Wohl auf Jahrzehnte hinaus wird dem Baugewerbe und der Technik und Industrie, welche für dasselbe tätig

*) Im Hinblick auf die Wichtigkeit der Sache kommen wir der Aufforderung gern nach. Die Schriftleitung.

sind, nicht wieder eine so günstige Gelegenheit geboten, seine Leistungen auf allen Gebieten einem größeren Publikum zu zeigen, wie auf der im nächsten Jahre von Mai bis Ende Oktober in Leipzig stattfindenden Internationalen Baufach-Ausstellung. Die Beteiligung an dieser Ausstellung wird eine ganz enorme sein. Konnte doch die Ausstellungsleitung schon vor einiger Zeit mitteilen, daß bestellungsleitend schon vor einiger Zeit mitteilen, daß bereits 800 000 M an Platzmieten usw. eingegangen sind; inzwischen wird dieser Betrag wohl schon auf 1 000 000 M erhöht haben. Was den Umfang der Ausstellung an sich belangt, so wird sie ein größeres Terrain bedecken, als

die Weltausstellung in Brüssel und die Hygiene-Ausstellung in Dresden.

Neben allen Erwerbs- und Industriezweigen, die in dem oder für das Baugewerbe tätig sind, wollen auch die deutschen Baugewerks-Berufsgenossenschaften, welche durch Gesetz für die Versicherung der Bauarbeiter gegen Unfälle berufen sind, ihre Leistungen sowohl auf dem Gebiete der Unfallverhütung und der Betriebsüberwachung, als auch der Fürsorge für Verunglückte und deren Hinterbliebenen zur Darstellung bringen. Wie es der Wunsch eines jeden Ausstellers ist, daß sein Objekt möglichst vollkommen ist und alles das zeigt, was zu seinem Verständnis erfordert wird, so ist auch der Verband der Baugewerks-Berufsgenossenschaften bemüht, seine Sonderausstellung möglichst vollkommen einzurichten. Wenn er auch einen großen Teil der Sonderausstellung aus eigenen Mitteln und mit eigenen Ausstellungsgegenständen (Modellen, statistischen Tafeln usw.) versehen wird, so wird auf der anderen Seite wiederum Gelegenheit geboten, daß diejenigen Firmen und Personen, welche Maschinen, Geräte oder sonstige Konstruktionen, die dem Zwecke der Verhütung von Unfällen auf Bauten dienen, hergestellt haben, ihre Erzeugnisse vorführen. Wir möchten daher an dieser Stelle an alle diese Personen und Firmen die Bitte richten, sich mit dem Verbands der Deutschen Baugewerks-Berufsgenossenschaften in Berlin SO., Schäferstr. 14, in Verbindung zu setzen, damit möglichst alle bestehenden Unfallverhütungsvorrichtungen in Leipzig zur Ausstellung kommen. Es ist dies nicht nur wichtig für alle Firmen selbst, weil diese Ausstellung zur Verbreitung ihrer Erzeugnisse dient, sondern auch für das Baugewerbe im allgemeinen, weil einmal gezeigt werden kann, was tatsächlich auf dem Gebiete der Unfallverhütung geleistet wird. Wir empfehlen daher nochmals eine möglichst zahlreiche Beteiligung.

A. B.

MITTEILUNGEN ÜBER PATENTE.

Mitgeteilt vom Patentbureau J. Bett & Co., Berlin SW. 48, Friedrichstraße 224.

Abonnenten unserer Zeitschrift erhalten dort kostenlos Auskunft über alle Patent-, Gebrauchsmuster- und Warenzeichen-Angelegenheiten usw.

Gegen die Erteilung kann während der zweimonatlichen Auslage Einspruch erhoben werden.

Patent-Anmeldungen.

- 84c. M. 44 152. Verfahren und Vorrichtung zur Herstellung von Betonpfählen im Erdreich. Heinrich May, Berlin-Friedenau, Rheinstr. 40. 31. 3. 11.
 84c. S. 36 044. Verfahren zur Herstellung von Baukörpern aus Beton oder Eisenbeton, hauptsächlich für Wasserbauten. August Seboldt, Berlin, Luisenstr. 27. 4. 4. 12.
 80a. F. 32 373. Rüttelvorrichtung für Beton u. dgl., deren Rüttelplatte durch an verschiedenen Stellen und zu verschiedenen Zeiten abwechselnd ausgeführte Stöße nach oben und Stauchungen nach unten bewegt wird. Kunststeinwerke Gebr. Friesecke, Berlin. 18.5.11.
 37b. Z. 7504. Rundeisenbewehrung für Eisenbeton. Hermann Zahler, Berlin, Jablonskistr. 16. 12. 9. 11.

Gebrauchsmuster-Eintragungen.

- 37a. 512 668. Betondeckenträger. Wilhelm Zorn, Gr. Chelm, O.-S. 30. 5. 10. Z. 8105.
 37a. 512 669. Horizontale Beton-Trägerdecke. Wilhelm Zorn, Gr. Chelm, O.-S. 30. 5. 12. Z. 8108.
 37b. 510 882. Betonplatte mit Eisenrahmen. Anton Klement und August Gellner, Gleiwitz. 6. 5. 12. K. 52 792.

- 37b. 512 060. Formstück zur richtigen Lagerung des Eisengerippes bei der Ausführung von Eisenbetonarbeiten. Johann Büttner, München, Barerstr. 62. 20. 4. 12. B. 58 025.
 37b. 512 066. Formstück zur richtigen Lagerung der Einzeleisen und des Eisengerippes bei der Ausführung von Eisenbetonarbeiten. Johann Büttner, München, Barerstr. 62. 7. 5. 12. B. 58 227.
 37b. 512 067. Formstück zur richtigen Lagerung der Einzeleisen und des Eisengerippes bei der Ausführung von Eisenbetonarbeiten. Johann Büttner, München, Barerstr. 62. 7. 5. 12. B. 58 282.
 37b. 512 068. Formstück zur richtigen Lagerung der Einzeleisen und des Eisengerippes bei der Ausführung von Eisenbetonarbeiten, besonders von Treppen, schwierigen Dachkonstruktionen, Wänden u. dgl. Johann Büttner, München, Barerstr. 62. 7. 5. 12. B. 58 283.
 37b. 500 718. U-förmiger Dreiwandbalken aus Eisenbeton. Fritz Guske, Karlsruhe i. B., Lessingstraße 14. 14. 2. 12. G. 29 709.
 37b. 500 874. Concreteplatte mit abgeschrägten Ecken und darin vorstehenden Eiseneinlagen. Franz Jansen, Weißenthurm a. Rh. 1. 2. 12. J. 12 341.
 37b. 500 875. Concreteplatte mit abgeschrägten Ecken und darin vorstehenden Eiseneinlagen. Franz Jansen, Weißenthurm a. Rh. 1. 2. 12. J. 12 341.
 37d. 500 610. Eisenbeton-Schneezaun. Siegfried Seupel, Raudten i. Schl., Bez. Breslau. 27. 2. 12. S. 26 860.
 37a. 501 016. Aus Beton hergestelltes Bauwerk. Max Mannesmann, Remscheid-Bliedinghausen. 20. 3. 11. M. 37 666.
 37a. 501 017. Wandstück zur Herstellung von Bauwerken aus Beton o. dgl. Max Mannesmann, Remscheid-Bliedinghausen. 20. 3. 11. M. 41 289.
 37a. 501 018. Wandstück zur Herstellung von Bauwerken aus Beton o. dgl. Max Mannesmann, Remscheid-Bliedinghausen. 20. 3. 11. M. 41 291.
 37a. 513 732. Vorrichtung zum Einschalen von Beton und Steineisendecken. Arno Kämmerer, Hamburg, Jungmannstr. 1. 16. 1. 12. K. 51 475.
 37b. 513 493. Betonpfahl. Theodorus Frederik Stuijinga, Haven, Vlieland, Niederlande; Vertr.: M. Abrahamsohn, Pat.-Anw., Berlin SW. 11. 19. 1. 12. St. 15 766.
 37b. 514 023. Betonplatte mit Vorrichtungen zum nachträglichen Einbringen von Bügeln. V. Schütz, Düsseldorf, Hansahaas 232. 11. 6. 12. Sch. 44 438.
 37b. 514 355. Umschnürungsbügel für Eisenbetonbalken. Otto Nast, Wesel. 12. 6. 12. N. 12 080.
 37b. 514 417. Anordnung leichter Hohlkörper in Eisenbeton-Deckenkonstruktionen. Kell & Löser, Leipzig. 1. 8. 11. K. 49 368.
 37b. 514 483. Betonpfahl. Emil Nöbel, Wechselburg i. S. 15. 6. 12. N. 12 095.
 37e. 514 799. Betonschale zur Herstellung von Decken aus armiertem Beton. Hans Martin, Greifswald. 12. 1. 12. M. 40 846.
 37a. 521 913. Eisenbetonbalkendecke mit zellenförmigen Hohlräumen und nasenförmigen Ansätzen an den Trennungsstegen der Zellen. Paul Gallasch, Berlin, Halensee, Hectorstr. 6. 20. 8. 12. G. 31 222.
 37a. 522 013. Eisenarmiertes Mauerwerk aus Lochsteinen. Willy Ehrlich, Berlin-Steglitz, Albrechtstr. 97. 10. 11. 11. E. 16 534.
 37b. 521 618. Baukörper zur Errichtung von Eisenbetonmasten, insbesondere für elektrische Leitungen. Carl Schütthe, Bad Oldesloe, u. Johannes Koch, Neuho-Reinfeld, Holst. 10. 11. 11. K. 50 592.
 37b. 521 813. Ummantelungsstein für Türzargen. Philipp Holzmann & Cie. G. m. b. H., Frankfurt a. M. 2. 8. 12. H. 57 042.

- 37b. 521 822. Abstandsleiste und Füllfuge an Bauwerkstücken. Edmund Anders, Leipzig, Schkeuditzer Str. 28. 6. 8. 12. A. 18 985.
- 37b. 521 866. Betonhohlmast. Alois Wieland, Syracuse, New York, V. St. A.; Vertr.: Xaver Schmuck, Hoskirch-Königsegg, Württ. 29. 6. 12. W. 37 223.
- 37a. 517 720. Gipsbetondecke mit Drahtarmierung. Eduard Drüberrt, Duisburg, Umlandstraße 18. 25. 6. 12. D. 22 789.
- 37a. 517 882. Massivdecke aus zweiteiligen Deckensteinen mit beiderseits verschließbaren Öffnungen für kreuzweise Eisenarmierung. Richard Kwapulinski, Kopanina b. Lipine, O.S. 28. 6. 12. K. 53 832.
- 37a. 517 883. Massivdecke aus zweiteiligen Deckensteinen mit beiderseits verschließbaren Öffnungen für einseitige Eisenarmierung. Richard Kwapulinski, Kopanina, b. Lipine, O.S. 28. 6. 12. K. 54 108.
- 37a. 517 885. Freitragende, aus Dielen mit aufrechtgehenden Hohlräumen und Drahtverbindung hergestellte Gebäudezwischenwand. Adolf Burghardt, Hannover, Cellerstr. 71. 2. 7. 12. B. 58 362.
- 37a. 517 987. Kombinierte Ton- und Eisenzementdecke. François Cancalon, Roanne, Loire; Vertr.: A Elliot u. Dr. A. Manasse, Pat.-Anwälte, Berlin SW. 48. 23. 7. 12. C. 9679.
- 37b. W. 35 735. Walzträger für Decken aus Eisenbetonrippenplatten. Heinrich Gockel, Neuwied a. Rh. 21. 9. 10.
- 37d. 517 775. Fenstersprosse aus Eisenbeton. Oppermann & Söhne, Hannover-List. 9. 12. 11. O. 6902.
- 37b. 516 614. Betonträger. Wilhelm Hornbach, Landau, Pfalz. 24. 5. 12. H. 56 355.
- 37b. 516 690. Gittermast aus durchgehenden Formeisen und schrägstehenden Hilfseseisen. Siemens-Schuckertwerke G. m. b. H., Berlin. 22. 12. 11. S. 26 379.
- 37b. 516 692. Betonbalken für Decken mit in demselben eingebetteten, eine Holzleiste an der Unterseite festhaltenden Bügeln. Fa. L. A. Schreiber, Plauen i. V. 2. 1. 12. Sch. 42 574.
- 37b. 516 957. Betonbalken für Decken mit an der Unterseite zwischen Holzleisten und Schalbreitern angeordneten Einlagen aus Filz. Bruno Buschner, Plauen i. V., Hoferstr. 44. 2. 7. 12. B. 59 061.
- 37b. 516 965. Formstein. Fr. Stecher, Kassel, Möncheberg 21 1/2. 3. 7. 12. St. 16 464.
- 37b. 517 066. Hohlkörper für armierte Betondecken. Paul Rüll, Eszterhaza, Ungarn; Vertr.: Pat.-Anwälte Dr.-Ing. L. Brake, Nürnberg, u. Dr. H. Fried, Berlin SW. 61. 16. 9. 11. R. 30 867.
- 37b. 517 662. Einfriedigung mit zwischen Betonpfosten in Führungen derselben eingeschobenen Betonplatten. Albert Stöckli-Cueni, Laufen, Schweiz; Vertr.: Gustav A. F. Müller, Pat.-Anw., Berlin SW. 61. 15. 7. 12. St. 16 522.
- 37b. 517 663. Füll- bzw. Hohlstein für Betondecken mit nach außen geschweiften, oben durch abgeschrägte Wulsten verstärkten Seitenflanken. Dampfziegelei Schwaben G. m. b. H. Th. Eckardt, Schwaben b. München. 16. 7. 12. D. 22 908.
- 37a. 515 742. Eisenbetonträger mit I-förmigem Querschnitt. Karl Lehmann, Karlsruhe, Winterstr. 41. 12. 6. 12. L. 29 425.
- 37a. 526 556. Eisenbetonbalkendecke mit nagelbaren Zwischeneinlagen. Heinrich Heßler, Vohwinkel. 9. 9. 12. H. 57 532.
- 37b. 526 635. Transportable Eisenbetonsäule. Robert Hartig, Mainz, Münsterpl. 1. 14. 9. 12. H. 57 586.
- 37b. 521 815. Balken aus Ziegelsteinen mit eingelegten Eisenverstärkungen. Heinrich Fritz, Dußlingen, Württ. 3. 8. 12. F. 27 376.
- 37b. 521 820. Betonträger mit gewundenen Eisenstreben-einlagen. Heinrich Heßler, Vohwinkel. 5. 8. 12. H. 57 053.
- 37b. 526 681. Zementplatte. Konrad Ripple, Gerstetten, O.-A. Heidenheim, Württ. 2. 10. 12. R. 33 968.
- 37b. 523 310. Obergurtarmierung für zwei ineinander verlaufende Betonbalken, bei welcher die stählerne Einlage des einen Balkens in die andere des zweiten hineinragt und im Winkel verläuft. Jakob Schroiff, Bielefeld, Kaiserstr. 61. 6. 8. 12. Sch. 45 024.
- 37b. 523 311. Armierter Betonbalken mit Stahldraht-einlage, bei welchem mehrere Lager verflochtener Stahldrähte übereinander angeordnet sind, von denen die untere Länge gerade hindurchgeht und die oberen nach den Auflagern zu abgelenkt sind. Jakob Schroiff, Bielefeld, Kaiserstr. 61. 6. 8. 12. Sch. 45 025.
- 37b. 523 312. Betonsäule, bei welcher Stahlarmierung in Form einer Ummantelung zur Anwendung gelangt. Jakob Schroiff, Bielefeld, Kaiserstr. 61. 6. 8. 12. Sch. 45 026.
- 37b. 523 996. Hohlstein für Betondecken mit oder ohne Eiseneinlage. Schiller & Dupke, G. m. b. H., Berlin. 6. 9. 12. Sch. 45 331.
- 37a. 523 528. Armierter Betondecke, bei welcher die Armierung bei den Endauflagern von einem halben Spannbügel und an jedem mittleren Auflager von einem ganzen Spannbügel in Längsrichtung bogenförmig überdeckt ist. Jakob Schroiff, Bielefeld, Kaiserstr. 61. 6. 8. 12. Sch. 45 022.
- 37a. 523 923. Eisenarmierte Leichtsteinwand. Bernhard Kersch, München, Blumenburgstr. 75. 21. 8. 12. K. 54 447.
- 37b. 523 076. Eisenbetonhohlkörper für Decken und Wände. Hugo Keintzel u. Adolf Pfenningberger, Serajevo, Bosnien; Vertr.: A. Ohnimus, Pat.-Anw., Mannheim. 6. 8. 12. K. 54 343.
- 37a. 522 160. Eisenbeton-Hohlsteindecke. F. Erdmenger, Berlin-Wilmersdorf, Berliner Str. 31. 29. 8. 12. E. 17 638.
- 37a. 522 608. Eisenbetondecke aus einandergereichten, fertigen I-förmigen Eisenbetonbalken. Dipl.-Ing. Georg Herbst, Kiel, Jägersberg 18. 16. 8. 12. H. 57 205.
- 37b. 524 414. Betonplattenbalken. Theodor Huschke, Schweinfurt a. M. 20. 8. 12. H. 57 251.
- 37b. 524 419. Betondeile mit Granitputz. H. A. Vogt, Eutin. 31. 8. 12. V. 10 486.
- 37b. 524 934. Stütze für Betonkonstruktionen. Allgemeine Bau- und Commerz-Gesellschaft m. b. H., Beuthen, O.-S. 14. 9. 12. A. 19 184.
- 37b. 524 935. Stütze für Betonkonstruktionen. Allgemeine Bau- und Commerz-Gesellschaft m. b. H., Beuthen, O.-S. 14. 9. 12. A. 19 185.
- 37b. 524 936. Stütze für Betonkonstruktionen. Allgemeine Bau- und Commerz-Gesellschaft m. b. H., Beuthen, O.-S. 14. 9. 12. A. 19 186.
- 37f. 524 418. Aus Eisenbeton hergestellter Abzugsschlot für künstliche Zuganlagen. Moritz von May, Charlottenburg, Kantstr. 130a. 30. 8. 12. M. 43 301.
- 37a. 525 949. Holzisenbetonwand, die zur Isolierung, Feuersicherheit und gegen Hellhörigkeit mit Sternblech und Röhrenpappe bekleidet ist. Hubert Hütten, Buchschlag, Hessen. 31. 7. 12. H. 56 944.
- 37a. 526 099. Hohlstein mit Verschlussstein für kreuzweise und einseitige Eisenarmierung. Richard Kwapulinski, Kopanina b. Lipine, O.-S. 9. 9. 12. K. 54 779.
- 37c. 525 361. Betonschalung aus verzinktem Wellblech mit Vorrichtung zum Zusammenpressen der Füllmasse. Friedrich Schweitzer, Cöln-Nippes, Merheimerstr. 171. 1. 8. 12. Sch. 44 984.
- 37e. 525 361. Betonschalung aus verzinktem Wellblech mit Vorrichtung zum Zusammenpressen der Füllmasse. Friedrich Schweitzer, Cöln-Nippes, Merheimerstr. 171. 1. 8. 12. Sch. 44 985.
- 37b. 526 641. Gipsdeckendiele. Alfred Frank, Düsseldorf-Heerd, Crefelderstraße 148. 17. 9. 12. F. 27 643.

- 37b. 523 529. Betonsäule, bei welcher Stahlarmierung in Form einer Ummantelung vorgesehen ist. Jakob Schroiff, Bielefeld, Kaiserstr. 61. 6. 8. 12. Sch. 45 023.
37b. 525 602. Führungshülse zur Befestigung von Nägeln in Beton. L. Weber, Detmold. 22. 8. 12. W. 37 622.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Was muß der Bauführer wissen und welche Fehler soll er vermeiden? Von Fr. Gabriel, Architekt. Stuttgart. Verlag von Wilhelm Meyer-Ilschen. Preis M 2,80.

Das uns vorliegende Buch — ein Wegweiser für den Hochbauten Ausführenden, keine Baukonstruktionslehre, ist aus der gründlichen Kenntnis praktischer Bauausführungen und der hier immer wiederkehrenden Fehler heraus geschrieben und kann daher als ein wertvoller und zuverlässiger Ratgeber empfohlen werden, wie man diese Fehler bemerken bzw. vermeiden kann; hierbei sind neben eigentlichen Ausführungsfehlern auch solche in den Zeichnungen und Kostenanschlägen berücksichtigt. Das Büchlein enthält eigentlich alles, was bei einfachen Hochbauten an Fehlerquellen und schlechten Ausführungsarten in Frage kommen kann und stellt vielfach in einfachen, aber klaren Zeichnungen die falsche bzw. weniger gute Anordnung der richtigen bzw. besseren gegenüber. Der Text ist kurz und klar gehalten und für jedermann leicht verständlich. Durch zwischengeschossene unbedruckte Blätter ist Gelegenheit gegeben, persönliche Erfahrungen ergänzend hinzuzufügen. Ein jeder, vor allem der jüngere Hochbautechniker, der das Büchlein in die Hand nimmt, wird aus ihm lernen und es gern zu Rate ziehen; deshalb sei es allen in Frage kommenden Kreisen besten empfohlen.
Prof. M. Foerster (Dresden).

Strafgesetzbuch für das Deutsche Reich, neue ab 5. Juli 1912 gültige Fassung. Taschenformat. Preis M 1,10, in Leinwand gebunden M 1,35. Gesetzverlag L. Schwarz & Co. Berlin S. 14.

Die am 5. Juli 1912 in Kraft getretenen vielen Änderungen des Reichs-Strafgesetzbuches haben eine Neuausgabe erforderlich gemacht, denn alle früheren Ausgaben sind veraltet und unrichtig, zumal seit Bestehen des Reichs-Strafgesetzbuches im Laufe der Jahre 15 verschiedene Novellen Gesetzeskraft erhalten haben. Es ist deshalb ratsam, sich in den Besitz des neuen Strafgesetzbuches zu setzen, weshalb die Anschaffung des handlichen Buches als nützlich zu empfehlen ist.

Prof. M. Foerster (Dresden).

Der Eisenbetonbau in Berechnung und Ausführung. Ein Lehrbuch usw., zusammengestellt von Ing. Karl Allitsch, k. k. Professor und Fachvorstand an der Staatsgewerbeschule in Innsbruck. II. Aufl. Wien und Leipzig. Verlag Franz Deuticke, 1912. Preis M 6.

Das auf Grund der neuen österreichischen Eisenbetonvorschriften vom 15. Juni 1911 umgearbeitete und dabei vermehrte Lehrbuch wendet sich vorwiegend an Angehörige technischer Mittelschulen und die aus ihnen hervorgegangenen Techniker. Deshalb sind mit der eigentlichen theoretischen Behandlung des Eisenbetonbaus auch die wichtigeren grundlegenden statischen Probleme gemeinsam behandelt. Das Buch bespricht nur die ein-

achsten Konstruktionselemente, die Biegung des einfach und doppelt bewehrten Rechteck- und Plattenbalkenquerschnitts, einschließlich der Entwicklung der Haft- und Schubspannungen, wie die zentrisch auf Druck beanspruchte Säule. Auf exzentrische Belastungen bzw. zusammengesetzte Festigkeiten geht der Verfasser nicht ein. Trotzdem kann das, durch Tabellen und manche praktischen Hinweise in dem vorliegenden Umfang gut brauchbar gemachte preiswerte Buch dem Leserkreis, an den es sich wendet, empfohlen werden — im Hinblick auf die Einfachheit und Klarheit seiner Schlußfolgerungen und die Übersichtlichkeit der Stoffgruppierung auch zum Selbststudium.
Prof. M. Foerster (Dresden).

Beton-Taschenbuch 1913, erster und zweiter Teil. Preis M 2.

Das im Verlage von Zement und Beton G. m. b. H. erschienene, alljährlich willkommene Taschenbuch enthält wie stets im ersten Teil zunächst ein Kalendarium, alsdann im zweiten Teil die wichtigsten staatlichen Bestimmungen über Beton- und Eisenbetonbauten, über Gewichte und Lasten der Baukonstruktion, zulässige Spannungszahlen, Baustoffbedarf, Mörtelarten und -Verwendung, Trägertabellen, Rundeisentabellen usw. — mithin eine große Summe bestens zusammengestellter und übersichtlich geordneter Angaben, wie sie dauernd in der vielgestaltigen Praxis des Beton- und Verbundbaus benötigt sind. Den Beschluß bilden ein Bücherverzeichnis und ein Bezugsquellen-Nachweiser.

Aus dem Kalendarium, das wie immer sehr zweckentsprechend angeordnet ist, entnehmen wir, daß im Frühjahr 1913 die

Sitzungen des Vereins Deutscher Portlandzementfabrikanten von Montag, den 10. bis Mittwoch, den 12. Februar,
die Sitzungen des Deutschen Betonvereins von Donnerstag, den 13. Februar bis Sonnabend, den 15. Februar stattfinden,

und zwar beide im Kaisersaale des Weinhauses Rheingold in der Bellevuestraße.

Das Beton-Taschenbuch sei allen Fachgenossen auf das angelegentlichste empfohlen.

Prof. M. Foerster (Dresden).

NEUE BÜCHER.

(Besprechung vorbehalten.)

Das kleine Kalksandsteinbuch. Herausgegeben vom Verein der Kalksandsteinfabriken, E. V. Berlin 1912. Selbstverlag des Vereins der Kalksandsteinfabriken E. V. 68 Seiten mit 26 Abbildungen. Preis M 0,50.

Dr.-Ing. Heinrich Pilgrim, Stuttgart. Berechnung von Rahmenkonstruktionen mit Mittelstützen. Mit 30 Textabbildungen. C. W. Kreidels Verlag, Wiesbaden. Preis M 2,70.

Professor L. Lachmann, Magdeburg. Formeln und Tabellen zur Berechnung von Platten und Plattenbalken mit doppelter und einfacher Armierung ohne und mit Berücksichtigung von Betonzugspannungen. C. W. Kreidels Verlag, Wiesbaden 1912. Preis M 1,30.

Das neue Versicherungsgesetz für Angestellte vom 20. Dezember 1911. Gesetzverlag L. Schwarz & Co., Berlin S., Dresdenerstr. 80. Preis M 1,10.

Dem Verfassern größerer Originalbeiträge stehen je nach deren Umfang bis zu 10 Exemplaren des betr. vollständigen Hefes 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.