

ARMIERTER BETON.

1917. Juli.

INHALT

Die teilweise Ersetzung von Zement durch Traß bei Stampf- und Gußbetonbauten. Von Geheimen Hofrat Professor M. Foerster in Dresden. S. 153.

Querschnittbemessung doppelt bewehrter Eisenbetonplatten und Balken. Von Dipl.-Ing. Bundschuh in Essen a. d. Ruhr. S. 159.

Das praktische Entwerfen von Brückengewölben, insbesondere die Näherungsberechnung der Scheitel- und Kämpferstärke. Mit Untersuchungen über die Span-

nungen, die größte erreichbare Spannweite und das kleinstmögliche Pfeilverhältnis. Für die Praxis bearbeitet von Ingenieur A. Straßner, Frankfurt a. Main. (Fortsetzung von S. 144). S. 167.

Literaturschau. Bearbeitet von Dr.-Ing. W. Kunze (Dresden). S. 171.

Verschiedene Mitteilungen. S. 176.

Bücherbesprechungen. S. 176.

DIE TEILWEISE ERSETZUNG VON ZEMENT DURCH TRASS BEI STAMPF- UND GUSSBETONBAUTEN.

Von Geheimen Hofrat Professor M. Foerster in Dresden.

Schon oft ist in früheren Zeiten die teilweise Ersetzung des Zementes, im besonderen des Portland-Zementes bei Stampf- und Gußbetonbauten durch Traß in Anregung gebracht worden. Schon viele Versuche sind in dieser Hinsicht — namentlich in dem Jahrzehnte vor Kriegsbeginn — zur Durchführung gelangt, um die Einwirkung eines Traßzusatzes auf den Zementmörtel und Beton zu verfolgen und sich Rechenschaft über die in seiner Gegenwart eintretenden Abbindungs- und Erhärtungserscheinungen und die zu erwartenden Festigkeiten zu geben. Wohl niemals aber ist diese Ersetzung von Zement so bedeutungsvoll und dringend geworden wie gerade in der Jetztzeit, in der nicht immer die genügende Menge von Zement zur Verfügung steht oder in wirtschaftlichem Sinne seine Erzeugung eingeschränkt werden muß, weil es gilt, an für seine Herstellung notwendigen Rohstoffen — im besonderen an Kohlen — zu sparen.

Wenn auch Traß — und seine wertvollen Eigenschaften — allen Fachgenossen bekannt sein sollten, so kann doch leider — da seine bisherige Verwendung im allgemeinen wegen seines örtlichen Vorkommens mehr auf den Westen unseres Reiches beschränkt geblieben ist — keine so genaue Bekanntschaft dieses Baustoffes in den für seinen Verbrauch heut in Frage kommenden Kreisen vorausgesetzt werden, daß es nicht als zweckmäßig und vielen erwünscht erscheinen dürfte, das Wichtigste über den Traß, sein Vorkommen, seine Eigenschaften, seine Anwendung an dieser Stelle und im Zusammenhange mit der ihm jetzt erneut gestellten, hochbedeutsamen Aufgabe zu wiederholen.

Traß gehört zu den sogenannten hydraulischen Zuschlägen, ist also an und für sich kein Mörtelbildner, sondern verlangt stets abbindungsfähige Mörtel und Betone, in denen und mit denen er zur Wirkung gelangt. Im besonderen vermag er, dem einfachen Luftkalkmörtel zugefügt, diesen zu einem ganz hervorragenden, unter Wasser abbindenden, also hydraulischen Mörtel umzuwandeln und — wie weiter unten noch durch nähere Angaben erwiesen werden soll, auch einen Wassermörtel — namentlich den Portlandzementmörtel — in mehrfacher Beziehung zu verbessern, und zwar sowohl in technischer wie in wirtschaftlicher Hinsicht.

Traß — ein Tuffgestein trachytischer Art¹⁾, findet sich vornehmlich in der Vorder-eifel²⁾ und dem vulkanischen Gebiete nahe des Laacher-Sees und zwar vorwiegend im Nettetal, daneben noch an einigen Stellen des heute fast

¹⁾ Als Normalanalyse des Traß gibt Dr.-Ing. E. h. A. Hambloch in seinem Werke „Der Traß“ (1909 Jul. Springer) die folgende Zusammensetzung an: SiO_2 ca. 58, Al_2O_3 15, Fe_2O_3 3, FeO 1, CaO 2, MgO 1,4, TiO_2 0,5 K_2O 4,5, Na_2O 7,8 v. H. + Wasser.

²⁾ In neuerer Zeit wird auch wieder auf ein Vorkommen von „Traß“ in Bayern und zwar im Kesseltal bei Ammerdingen und Fronhofen, sowie im Ries bei Wemding, Donauwörth und Monheim hingewiesen. Diese Lager finden sich im Juragestein eingebettet, sind aber, obwohl früher schon einmal hier und da in Angriff genommen, heute noch ohne jede Bedeutung. Das dort anstehende Material ist kein Traß im Sinne des rheinischen Vorkommens, sondern ein im allgemeinen mehr steinartiges, unregelmäßig zusammengesetztes Naturgebilde von meist geringem mörteltechnischem Werte. Für die jetzt notwendig werdende Ersetzung von Zement durch Traß kommen die bayerischen Lager nicht in Frage, können also bei den weiteren Betrachtungen ausgeschaltet werden.

schon vollkommen ausgebeuteten Brohltales. Hauptfundorte im Nettetal und seiner nächsten Umgegend sind die Dörfer Plaidt, Kretz und Krufft. Dort steht der Traß noch in mächtigen Lagern erstklassiger Beschaffenheit an. Nach der jetzt von Geologen vertretenen Anschauung ist Traß wahrscheinlich aus vulkanischen Aschen entstanden, welche, aus der Luft niedergeschlagen, sich mit Hilfe des Wassers zunächst in Schlammform abgesetzt und sich später zum Tuffgestein verfestigt haben. Dort, wo solche vulkanischen Aschen infolge Mangels an ausreichenden Wassermengen nicht genügend versteinert sind, überlagern sie — wie z. B. an vielen Stellen des Brohltales — den guten Tuffstein als mehr oder weniger lose, trockene Erdmassen — wilder Traß oder Bergtraß —, die in ihren Eigenschaften den guten Traßgesteinen ganz erheblich nachstehen und bei Verwendung als wirklicher Traß, nicht selten zu dessen Schaden, schlechte Ergebnisse im Gefolge hatten.

Guter Traß ist deutlich in drei Schichten abgesetzt, die je nach der Tiefe verschiedene Farben aufweisen, gelb, grau und blau; von ihnen ist das am tiefsten liegende Material, der „blaue“ Traß der beste. In der Regel kommt heute ein Traß in den Handel, der gleichmäßig zu je ein Drittel — aus den 3 vorgenannten Schichten — gemischt ist. Die Gewinnung des Traß findet in offenen Gruben, also im Tagebau, und unter Wasserhaltung statt. Da sich demgemäß Traß von Natur aus stets im Wasser befindet, schadet auch dem Stücktraß, also den aus dem Bruche entnommenen Tuffsteinblöcken, Wasser nicht im geringsten. Solcher roher Traß kann somit auch auf offenen Eisenbahnwagen, in offener Wasserfracht usw. ohne besondere Abdeckung verfrachtet werden, wobei naturgemäß vorausgesetzt ist, daß die Mischung der Traßstücke und ihre Vermahlung bis zur Mehlfeinheit erst auf der Baustelle erfolgt. In der Regel aber wird, und das ist auch bei der hier in Frage stehenden Verwendung als Ersetzung für Zement das Richtige und Gegebene, der Traß bereits bis zur Mehlfeinheit gemahlen in Säcken nach der Baustelle geliefert. Hierfür sprechen u. a. einmal wirtschaftliche Gründe: Raum- und Gewichtsparsnis beim Transport, zum anderen die alsdann sichergestellte Güte der Mahlung, auf die es auch hier — wie bei allen hydraulischen Stoffen — ganz besonders ankommt. Hierbei ist auch maßgebend, daß der Tuffstein nicht unerheblich wasseraufnehmend ist und eine geringe Feuchtigkeit, die er aus der Luft aufgenommen, schon ausreicht, um das Mahlgeschäft, welches sich bei vollkommen trockenem Material ohne jede Schwierigkeit vollzieht, zu erschweren. Deshalb werden auch alle Tuffsteine am Orte ihrer Gewinnung vor ihrem Vermahlen bestens getrocknet,

z. T. unter Verwendung großer geschützter Lagerräume. Das Litergewicht des gemahlten Trasses beträgt lose eingerüttelt etwa 0,94 kg, festgestampft rd. 1,2 kg. Bei der Sackpackung kann man rechnen, daß 100 Liter rd. 100 kg wiegen.

Die chemische Einwirkung des Trasses bei der Erhärtung des Mörtels beruht vorwiegend auf der Bildung von Hydro-Silikaten, indem sich die lösliche Kieselsäure im Traß unter Zutritt von Wasser mit Tonerde, Kalk und den Alkalien zu zeolithartigen Verbindungen vereinigt. Dieser Vorgang vollzieht sich — genügende Wassermengen vorausgesetzt — bei Zutritt von Luft im Erhärtungsanfang schneller als unter Wasser, schreitet später aber bei beiden in gleichem Maße fort.

Schon seit der Römerzeit ist der rheinische Traß zu Kalkmörtel verwendet worden. Seine heutige hervorragende Stellung im Bauwesen ihm zugewiesen zu haben, ist neben den führenden Arbeiten des verstorbenen Professors Jntze-Aachen und den vielgestaltigen durch diesen bewirkten Verwendungen von Kalk-Traßmörtel bei seinen berühmten Talsperrenbauten vorwiegend das Verdienst von Dr.-Ing. E. h. A. Hambloch in Andernach, der, neben der weiteren Erforschung des Kalk-Traßmörtels durch ausgedehnte wissenschaftliche Laboratoriums-Arbeiten, im besonderen für die Einführung von Traß-Zement und Traß-Zement-Kalkmörteln eintrat und ihre wertvollen Eigenschaften durch einwandfreie Versuchsergebnisse klarlegte.

Da in der jetzigen Kriegszeit Kalk aus besonderen Gründen nicht oder doch nicht in ausreichenden Mengen zur Verfügung steht, kann auch von dem vorzüglichen Traß-Kalk und Traß-Kalk-Zementmörteln zur Zeit kein weitgehender Gebrauch gemacht werden. Demgemäß wird für Beton — bei dem ein Teil des Zementes ersetzt werden soll — allein eine Mörtel-Mischung aus Traß und Zement — also ohne Kalkzusatz in Frage zu ziehen sein. Daß eine solche Ersetzung von Portland-Zement durch Traß zunächst im Hinblick auf die Festigkeit des Mörtel und Betons durchaus möglich und zum mindesten ganz unbedenklich ist, beweisen größere, auf diesem Gebiete bereits in Friedenszeiten angestellte **Untersuchungen**, die z. T. sogar Ergebnisse zeigten, welche eine recht erhebliche Überlegenheit des Traß-Zementmörtel gegenüber reinem Zementmörtel erkennen lassen, z. T. aber auch einen, wenn auch nicht allzu großen Festigkeitsrückgang zeigen. Bei Beurteilung aller dieser Verhältnisse wird man sich vergegenwärtigen müssen, daß die Einwirkung des Trasses im Mörtel in erster Linie auf Bindung des Kalkes im Portland-Zement vorwiegend in der Form hochwiderstandsfähiger Hydro-Kalk-Silikate

beruht, die sich naturgemäß um so mehr bilden und inniger die Mörtelmasse durchdringen und festigen werden, je mehr Kalk in irgend welcher chemisch beeinflussbarer Form ihnen hierfür im Zement zur Verfügung steht. Hieraus erklärt sich auch zwanglos die oft verschiedenen große Einwirkung des Trasses auf die Eigenschaften, besonders die Festigkeit verschiedener Portland-Zemente. Von den hier in Frage kommenden **Versuchen**, von denen — aus weiter unten noch zu erörternden Gründen — vorwiegend nur solche für die Behandlung der hier vorliegenden Frage in Berücksichtigung gezogen werden sollen, bei denen etwa ein Verhältnis von Zement zu Traß wie 3:1 vorhanden ist, also mit anderen Worten 25 v. H. des Portland-Zementes durch Traß ersetzt werden, seien zunächst Untersuchungen von Dr.-Ing. Hambloch aus dem Jahre 1896 erwähnt, welche zwar im Hinblick auf Verwendung dieser Mörtelmischungen im Seebau durchgeführt wurden und demgemäß mit Seewasser angemacht worden sind, aber doch gerade darlegen, wie hoch zugfest derartige Mörtel werden. Die Proben haben 1 Tag an feuchter Luft, 89 Tage unter Wasser erhärtet; zu ihrer Herstellung fanden entsprechend der nachfolgenden Zusammenstellung 450 Gewichtsteile Zement, 150 Gewichtsteile Traß (also

Sandzusatz
von 1200 1500 1800 2000 2400 Gew. T.
eine Zugfestigkeit
von 34,9 29,6 26,1 24,6 22,3 kg/qcm.

Das sind also Zugfestigkeiten, wie sie den hier in Vergleich stehenden reinen Zementmörteln 1:4 in der Regel nicht eigen sind. Für sie ergaben sich aus gleichzeitig durchgeführten Vergleichsversuchen bei einer Mischung von 600 Gewichtsteilen Zement, also demselben Gewichte, das vorher aus Zement und Traß gebildet war, und auf die vorgenannten Sandmengen nur Festigkeiten von:

24,3 22,1 20,1 18,1 14,8 kg/qcm

Das bedeutet eine Verminderung der Zugfestigkeit gegenüber der bei der ersten Versuchsreihe benutzten Beimengung von 25 v. H. an Traß von:

absolut 10,6 7,5 8,0 6,5 7,5 kg/qcm
d. h. rd. 33 40 31 38 30 v. H.

Ähnliche Ergebnisse liefern weitere Vergleichsversuche von Dr.-Ing. Hambloch, bei denen sowohl die Druck- als auch die Zugfestigkeit der Zement-Traß-Mörtelmischungen und zwar in einem Zeitraum von 28 Tagen bis zu 2 Jahren Versuchsdauer bestimmt wurden. Hierbei war normalkörniger Rheinsand verwendet.

Mischung	Druckfestigkeit nach		Zugfestigkeit nach	
	28 Tagen	2 Jahren	28 Tagen	2 Jahren
1 Zement : 0 Traß : 3 Sand	265	401	27,8	38,0 kg/qcm
1 Zement : 1/3 Traß : 3 Sand	309	465	33,5	40,1 "
1 Zement : 1/2 Traß : 3 Sand	359	540	36,1	42,4 "
1 Zement : 3/4 Traß : 3 Sand	328	519	35,8	47,4 "
1 Zement : 1 Traß : 4 Sand	290	510	29,5	51,0 "

3:1) und Sand in verschiedener Menge Anwendung, und zwar zwischen 1200 und 2400 Gewichtsteilen. Es ergab sich bei einem

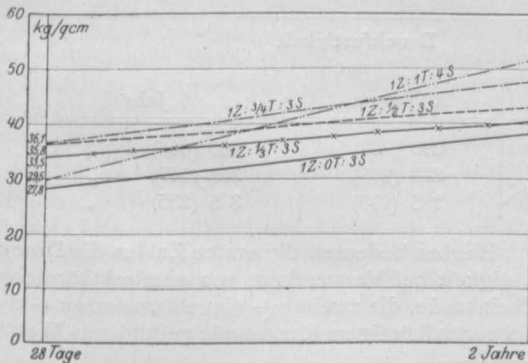


Fig. 1.

Zugfestigkeiten.

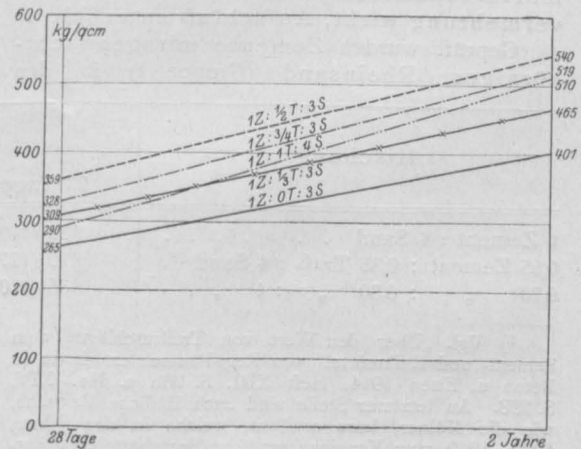


Fig. 2.

Druckfestigkeiten.

Die Ergebnisse dieser besonders ehrenreichen und wertvollen Versuche sind in den Fig. 1 u. 2 graphisch wiedergegeben. Aus ihnen ist für die hier vorliegende Sonderfrage **25 v. H.** des Zementes durch Traß zu ersetzen besonders lehrreich der Vergleich der Linienzüge bei einer Mischung 1 Zement + 0 Traß + 3 Sand (stark ausgezogen) und 1 Zement + $\frac{1}{3}$ Traß + 3 Sand (in Strichen und \times dargestellt). Es zeigt sich — wie auch die oben stehende Zahlen-Zusammenstellung erkennen läßt, eine Verbesserung der Festigkeitsverhältnisse infolge des Traßzusatzes.

Sehrausführliche Versuche über Mörtel aus Portlandzement und Traß wurden i. d. J. 1902—1909 auf Anordnung des preußischen Ministeriums der öffentlichen Arbeiten durch das Kgl. Wasserbauamt Köln a. Rh. unter Leitung seines damaligen Vorstehers, Reg.- u. Baurat Degener begonnen³⁾. Im ganzen wurden 28 188 Versuchskörper hergestellt, von denen ein Teil zur Ermittlung der Druck- und Zugfestigkeiten der Traß-Zement-Mörtel und zwar einmal in eingehämmertem, das andere Mal in eingefülltem Zustande diente. Der zu den hier in Frage stehenden Versuchen verwendete Zement war in erster Linie Zement von Losius-Dellbrück, Stettin, d. i. ein langsam bindender, kalkreicher, tonerdearmer und auf nassem Wege hergestellter Zement. Der verwendete Traß stammte aus Plaiddt im Nettetal und war so fein gemahlen, daß auf dem 900-Maschensieb keine Rückstände verblieben. An Sanden kamen — soweit dies für den vorliegenden Fall Interesse hat — Feinsand und Rheinsand, und zwar von letzterem sowohl normal- als auch gemischt-körniges Material zur Verwendung. Der Feinsand, von gleicher Feinheit wie das Traßmehl wurde als Zuschlag zum Zementmörtel an Stelle des Trasses gebraucht, um über die Frage, ob Traß im Traßzementmörtel chemisch oder nur als Materialvermehrung wirkt, Aufschluß zu erhalten.

Geprüft wurden Zemente mit gemischt-körnigem Rheinsand (Gruppe I) in den

Mischungen 1:4, 1:5 und 1:8 im Alter von 7, 28, 90 Tagen und 1 Jahr.

Bei den gleichartigen und gleichhalten Vergleichsmörteln (Gruppe II) aus Traß und Zement waren verwendet:

- a) 52 Gewichtsteile Zement u. 48 Gewichtsteile Traß,
 b) 65 " " " 35 " "
 c) 60 " " " 40 " "
 d) 70 " " " 30 " "

Bei Gruppe II wurde sowohl normalkörniger, als auch gemischtkörniger Rheinsand benutzt, ersterer allerdings nur bei den eingeschlagenen, letzterer bei diesen und den eingefüllten Probekörpern.

Zudem wurde eine weitere Reihe (Gruppe III) von Vergleichsmörteln hergestellt, nach Art der Mörtel II, bei ihnen aber Traß durch Feinmehl ersetzt.

Alle Mischungen von Bindemitteln und Sand sind nach Gewichtsteilen vorgenommen. Zement und Zuschlag wurden trocken eingemischt, dann wurde der Sand, endlich das Wasser zugesetzt. Für jede Versuchsreihe wurden 6 Probekörper für Druck- und Zugprüfung angefertigt, deren mittlere Festigkeit als maßgebendes Versuchsergebnis angesehen wurde. Die Prüfung der Probekörper erfolgte auf einer Amsler-Laffon'schen Druckpresse (bis 600 kg/qcm), die Erprobung der Zugkörper mittels des Frühling'schen Normalzugfestigkeitsapparates.

Die Versuche zeitigten bei den **eingehämmerten Mörteln** das **Ergebnis**, daß bei einem Mischungsverhältnisse von 1:4 die **Druckfestigkeit** der reinen Zement-Sand-Mörtel zwar absolut höher ist, als bei Zusatz von Traß in den oben angegebenen Grenzen, daß aber gerade Traß-Zement-Mörtel aus 65 Gew.-T. Zement und 35 Gew.-T. Traß bzw. 70 Gew.-T. Zement und 30 Gew.-T. Traß dem reinen Zementmörtel 1:4 nicht erheblich nachstehen, schon nach 28 Tagen Erhärtung ihm nahe kommen und im Laufe der Zeit an seine Festigkeit immer mehr heranreichen:

Mischung	Druckfestigkeit ⁴⁾ nach		
	28 Tagen	90 Tagen	1 Jahr
1 Zement : 4 Sand	180 (140)	290 (260)	400 (265) kg/qcm
0,65 Zement : 0,35 Traß : 4 Sand .	120 (127)	220 (215)	305 (247) "
0,70 " : 0,30 " : 4 "	135 (110)	255 (190)	335 (235) "

³⁾ Vgl. „Über den Wert von Traßzuschlägen zum Zement- und Kalkmörtel“ von Reg.-Baumeister Martin in Beton u. Eisen 1914, Heft XIII, S. 286 u. Heft XIV, S. 298. An letzterer Stelle sind auch ähnliche Versuche, wie die Kölner, kurz erwähnt, welche in den Jahren 1909—1910 vom Kanalbauamt I in Brunsbüttelkoog ausgeführt wurden und, mit Saturnzement und mittelscharfem Grubensand durchgeführt, zu durchaus entsprechenden Ergebnissen wie in Köln gelangten.

Hierbei bedeuten die ersten Zahlen die Druckfestigkeit bei Verwendung von gemischtkörnigem Rheinsande, die zweiten — eingeklammerten — die bei normalkörnigem Rheinsande gefundenen Werte.

⁴⁾ Die Zahlen der Zusammenstellung sind aus der graphischen Darstellung der vorgenannten Veröffentlichung abgegriffen.

Da die Zement-Traß-Mörtel mit höherem Traßgehalt (60 Zement: 40 Traß und 52 Zement: 48 Traß) nicht unerheblich unter der Festigkeit reinen Zementmörtels verbleiben, so liegt der Schluß nahe, daß bei Traß-Zement-Mörteln, wie sie z. Zt. benutzt werden sollen, d. h. solchen, bei denen auf 100 Gew.-Teile Bindemittel 75 Gew.-Teile Zement und 25 Gew.-Teile Traß entfallen, Festigkeiten zu gewärtigen stehen, welche von denen der reinen Zementmörteln nicht allzu entfernt liegen werden; daß sie letztere u. U. sogar übertreffen können, zeigen die vorerwähnten Versuche von Dr. Hambloch mit aller Deutlichkeit, vgl. Fig. 2.

Jedenfalls lassen aber auch die vorstehend gefundenen Zahlenwerte erkennen, daß man sogar bei den im Vergleich zum jetzt vorgeschlagenen Zement-Traß-Mörtel (3:1:4) weniger günstigen Mörteln der Kölner Versuche schon nach 28 Tagen mit einer wenigstens 3fachen, nach 90 Tagen aber mit einer 5fachen Sicherheit bei Beanspruchungen des Betons auf Druck von rd. 40 kg/qcm durchaus rechnen kann.

Ersetzte man bei den vorgenannten Mischungen den Traß durch Feinsand, so ging die Druckfestigkeit ganz bedeutend zurück. Hieraus folgt der unumstößliche Beweis dafür, daß — was leider heut noch oft in Unkenntnis der wahren Verhältnisse in Abrede gestellt wird — **Traß nicht nur physikalisch zur Verdichtung des Zement-Mörtels dient, sondern auch eine ziemlich erhebliche Bindekraft in Verbindung mit ihm entwickelt.**

Besonders **günstig** aber wirkt auch nach den Kölner Versuchen der Traßzusatz — wie das bereits die vorerwähnten Hambloch'schen Versuche gezeigt haben — auf die **Zugfestigkeit** des Zement-Mörtels 1:4 ein. Hier steigt die Festigkeit der Traß-Zement-Mörtel fast durchgehend über die des reinen Zement-Mörtels hinaus. Wird an Stelle von Traß auch hier Feinmehl zugesetzt, so zeigt sich — gleichlaufend wie bei der Druckfestigkeit — eine starke Festigkeitsverminderung — wiederum ein Beweis für die chemisch aktive Arbeit des Trasses.

Bei den Mischungen 1:5 und 1:8, die im vorliegenden Falle weniger interessieren, zeigte sich eine Überlegenheit des Traß-Zement-Mörtels bei **normalkörnigem** Rheinsande auch in bezug auf die Druckfestigkeit, während bei **gemischt körnigem** Sande ein unerheblicher und für die Baupraxis ziemlich bedeutungsloser Rückgang eintrat. Bei allen diesen Mischungen wurde aber die Zugfestigkeit durch den Traßzusatz erheblich vergrößert.

Noch allgemein günstiger stellte sich die Zumischung von Traß bei den an der Luft erhärteten **Füllproben**. Hier läßt sich das Gesamtergebnis dahin zusammenfassen, daß **sowohl Druck- als auch Zugfestigkeit** im allgemeinen durch eine Beimengung von Traß zum Zementmörtel erhöht werden. Dieses Ergebnis ist — wie auch die Veröffentlichung über diese Versuche in Beton und Eisen 1914 Heft XIII hervorhebt — für die Verwendung des immer mehr in Frage kommenden **Schütt- und Gußbeton von hoher Bedeutung. Zu diesem Beton sollte man zweckmäßig stets einen bestimmten Traßzusatz wählen!**

Zusammengefaßt lassen also die vorerwähnten Versuche, denen sich noch viele andere mit gleichem Ergebnisse angliedern ließen, erkennen, daß eine Traßbeimengung zum reinen Zement-Mörtel mit diesem eine chemische Bindung eingeht, hierbei mit einer Erhöhung der Zugfestigkeit des Mörtels bzw. Betons zu rechnen ist, aber auch in vielen Fällen auf eine Vermehrung der Druckfestigkeit gezählt werden kann. Letztere weist aber in jedem Falle solche Werte auf, daß bei Innehaltung der normalen zulässigen Druckspannungen schon nach 4 Wochen mit einer mindestens dreifachen, späterhin mit einer erheblich erhöhten Sicherheit gerechnet werden kann.

Bezüglich des Mischungsverhältnisses zwischen Portland-Zement und Traß erscheint es zweckmäßig, etwa 25 v. H. des Zementes durch Traß zu ersetzen, d. h. bei 100 Gew.-Teilen Bindemittel 75 Gew.-Teile Zement und 25 Gew.-Teile Traß zu verwenden. Daß dieses Verhältnis in bezug auf die Festigkeitsverhältnisse günstig ist, zeigt Fig. 1 und 2, haben auch die vorstehenden Folgerungen aus den Kölner Versuchen klar erkennen lassen. Dabei möge die Frage nur kurz gestreift werden, ob nicht auch die aus der chemischen Untersuchung über die Zement erhärtung abgeleitete Angabe von Dr. Michalis, daß viele Portland-Zemente 25–30 v. H. chemisch abspaltbaren Kalk enthalten, die obige Zahl auch theoretisch zu stützen vermag. Jedenfalls aber dürfte die chemische günstige Beeinflussung des Zement-Mörtels durch Traß auf der in irgendeiner Form erfolgende Bindung von Kalk durch die Kieselsäure des Trasses in erster Linie beruhen.

Diese chemische Einwirkung setzt aber normalen Portland-Zement voraus. Für Eisen-Portland-Zement und Hochofen-Zement sowie Schlacken-Zement wird wegen ihres hohen Eigengehaltes an Kieselsäure der teilweise Ersatz durch Traß nicht angängig sein, umso weniger als über den zu erwartenden Einfluß keine Versuchsergebnisse vorliegen.

Nicht minder wichtig, wie die Frage der Festigkeitsbeeinflussung im Portland-Zement-Mörtel durch Traßzusätze, ist die **Frage der Wirtschaftlichkeit**. Wenn auch letztere in der gegenwärtigen Kriegszeit im allgemeinen allein nicht von ausschlaggebender Bedeutung sein kann, so spricht sie doch bei der vorliegenden Frage deshalb ein sehr gewichtiges Wort mit, weil eine Ersetzung an Zement eine absolute Ersparnis an ihm und damit eine Verringerung des Kohlenverbrauches im Gefolge hat. Rechnet man i. M. damit, daß für die Erbrennung von 1000 kg Zement 500 kg Kohle notwendig sind und daß im Nettetalbezirk zur Energieerzeugung für die Mahlung von 1000 kg Traß nur etwa 12,5 kg Kohle — zudem nur Braunkohle — also nur $\frac{1}{40}$ von der für die Zementgewinnung notwendigen Kohlenmenge erfordert wird⁵⁾, so hat z. Zt. ein teilweiser Zementersatz durch Traß eine vaterländische Bedeutung.

Nimmt man an, daß z. Zt. für die Zufügung von Traß nur etwa 100 000 t Zement im Monat in Frage kommen, so ergibt eine Ersetzung des vierten Teiles dieser Menge durch Traß eine Verringerung im Zementverbrauch von monatlich 25 000 t und damit eine Kohlenersparnis von $12\,500 - \frac{12\,500}{40} = \text{rd. } 12\,190 \text{ t}$, also im Laufe eines

Jahres von im ganzen rd. 146 300 t. Freilich darf man hierbei nicht außer acht lassen, daß unsere leistungsfähigen Traßlager sich im Westen des Reiches befinden und daß gerade in der Jetztzeit eine möglichste Ersparung an Bahnfrachtraum eine zwingende Notwendigkeit ist. Hoffentlich gelingt es aber auch der tatkräftigen rheinischen Traßindustrie mit Schaffung größerer Traßlager in verschiedenen Zentralen des Reiches, wohin der Traß zunächst auf dem Wasserwege geleitet werden kann, dieser Schwierigkeit, soweit irgend erreichbar, Herr zu werden und die Möglichkeit zu bieten, ohne allzu große Bahnwege den Traß den verschiedensten Verwendungsstellen im Reiche zuzuführen.

In wirtschaftlichem Sinne wirkt ferner auch der Umstand günstig, daß Traß gegenüber dem Portlandzement, namentlich in der Jetztzeit, einen erheblich geringeren Preis besitzt. Rechnet man mit den augenblicklichen Preisverhältnissen, wie sie sich für die Rohstoffe in Berlin stellen (einschl. Fracht), so kann man die Kosten eines cbm reinen Zementmörtels 1:4 zu etwa 38 M, die eines Mörtels, bei dem der vierte Teil des Zementes durch Traß ersetzt wird, zu rd. 30 M ansetzen, so daß also zurzeit die hohe Wirtschaftlichkeit des Zementersatzes außer Frage steht. Diese

⁵⁾ Alle Traßerzeugungsstätten im Nettetalbezirk in der Vordereifel sind an das Elektrizitätswerk Rauscher-mühle bei Plaidt angeschlossen, das den Strom zur Traßmahlung liefert.

Zahlen sind naturgemäß an örtliche Verhältnisse gebunden und namentlich im Hinblick auf Transportkosten und Arbeitslöhne veränderlich; in jedem Falle aber dürfte der Traß-Zement-Mörtel sich erheblich billiger stellen, da zurzeit der Preis des Trasses auf den Bahnhöfen nahe den Gruben nur 25 M für 1000 kg, also 250 M für den Waggon von 10 000 Kilo bei loser Verladung beträgt, der Zementpreis zurzeit aber das Dreifache dieser Zahl übersteigt. Vorrätig sind zurzeit im Nettegebiete rd. 25 000 Doppelwaggons zu je 10 t ungebroschenen Trasses. Bereits abgedeckt, d. h. zur sofortigen Gewinnung im Bruch stehen zur Verfügung weitere 15 000 Doppelwaggons zu 10 t, so daß die gesamte, in Kürze verfügbare Traßmenge etwa 400 000 t beträgt — eine gewaltige Summe, die für lange Zeit als teilweiser Zementersatz ausreichen dürfte und nebenbei auch noch das Bedürfnis des Kalk-Traßmörtels zu decken vermag.

Hierzu kommt noch als weiteres, sehr erhebliches Ersparungsmoment hinzu, daß das Raummaß des Trasses gegenüber dem Zement um 50 vH. günstiger ist, d. h. ein Viertel Gewichtsteil Traß gegenüber dem gleichen Gewichtsteile Zement ein Drittel Raumteil Traß ergibt, während die Gewichtsmenge und Raummenge des Zementes dieselbe bleibt.

Eine außerordentlich wichtige Frage für die Zukunft wird die Verwendung von Traß auch für den Eisenbetonbau, d. h. die Ersetzung eines Teiles des Portlandzementes auch auf diesem bedeutsamen Baugebiete durch Traß bilden. Gerade der Umstand, daß durch die vorerwähnten Versuche bewiesen worden ist, daß die Zugfestigkeit des Zementmörtels durch Traßzusätze zunimmt, oft sogar recht erheblich, sollte auf die Verwendung im Verbundbau unmittelbar hinleiten. Namentlich die Bildung feiner Haarrisse — von Schwindrissen oder statischen Zugrissen — in der Zugzone der Eisenbetonkonstruktionen, lassen hier ein besonders zugfestes und, was noch weiter hinzu kommt, auch dichtes und elastisches Baumaterial als geboten erscheinen. Gerade diese Eigenschaft aber verleiht der Traß, in richtigen Mengenverhältnissen dem Zementmörtel hinzugefügt, diesem; sagt doch schon Jntze in seinem 1904 für die Deutsche Regierung aus Anlaß der Weltausstellung in St. Louis verfaßten Werke über die Deutschen Talsperren bezüglich der Vereinigung von Traß und Zementmörtel das Folgende:

„Die Mischung von Zement und Traßmörtel zeigt noch immer zum großen Teil die vorteilhaften, elastischen Eigenschaften des Traßmörtels, während die Dichtigkeit desselben und auch die Festigkeit größer sind als bei Anwendung reinen Zementmörtels.“

Freilich werden noch größere Versuchsreihen notwendig werden, um die praktische

Bewährung der Traß-Zement-Mörtel im Verbundbau zu erweisen; sie werden sich zweckmäßig an die Versuche des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton — namentlich die Untersuchungen von v. Bach — anschließen und namentlich die wichtigsten und grundlegenden Balken- und Säulenversuche unmittelbar nachzuahmen haben, um einen Vergleich über den Einfluß der Traßbeimengung gegenüber reinem Zementbeton zu ermöglichen. Dabei wird es zweckmäßig sein, nicht nur ein Viertel, sondern auch ein Drittel des seinerzeit bei den Versuchen des deutschen Ausschusses verwendeten Zementes durch Traß zu ersetzen, sonst aber genau dieselben Rohstoffe oder doch vollkommen gleichwertige zu benutzen, um wirklich einwandfreie Vergleichszahlen zu erhalten. Auf Grund der bisherigen Erfahrungen ist nicht daran zu zweifeln, daß die Ergebnisse solche sein werden, daß sich dem Traß auch dieses Gebiet erschließen wird. Zudem werden auch wirtschaftliche Erwägungen nach Kriegsende, besonders die Frage, bei den hohen Zementherstellungspreisen mit dem **Verbundbau gegenüber dem Eisenbau konkurrenzfähig zu bleiben**, ein entscheidendes Wort mitsprechen. Hierbei werden nicht nur Verbundbauten an der See und im moorigen Gelände, bei denen der Traßzusatz sich bisher schon glänzend bewährt hat, sondern auch alle anderen Ingenieurbauten und Hochbauten in Frage zu ziehen sein.

Daß auch bei Traßzusatz im Zementbeton für ausreichende Wasserzuführung, bzw. Feuchthaltung während der Abbindung des Betons gesorgt und der Traß-Zement-Mörtel vor Austrocknen gesichert werden muß, ist selbstverständlich. In dieser Hinsicht dürfte für die Praxis kein Unterschied zwischen reinem Zementbeton und einem solchen mit Traßbeimengung bestehen. Unter Umständen wird sogar die Praxis einen weiteren

Vorzug des Traß-Zement-Betons darin erkennen daß die durch den Traß bedingte, besonders große Dichtheit des Mörtelgemenges das Abbindewasser im Inneren besser zurückhalten dürfte, als das der weniger dichte Zementmörtel vermag; auch hierüber müssen spätere Versuche Aufschluß geben.

Für die Jetztzeit ist es durchaus unbedenklich, den Zement-Traß-Mörtel bzw. Beton in der vielfach erwähnten Zusammensetzung — **3 : 1 : 4** — für alle Stampfbetonausführungen zu verwenden, welche größere zusammenhängende Massen darstellen, wie Fundamente von Gebäuden, Gründungen für Maschinen, Estriche und Decken aller Art, Gewölbabauten, Futtermauern, Wasser- und Tiefbauten u. dgl.

Der Krieg, der so manches von Grund auf umgeändert und so vielem neue Verwendunggebiete zugewiesen und vöher schwer gangbare Wege geebnet hat, dürfte in Zukunft auch dem Baustoffe Traß die Stellung verschaffen, die ihm schon seit langem im Bauschaffen der Friedenszeit gebührt hat. Durch wohlgelungene Ausführungen in Zement-Traß-Mörtel und -Beton wird die Jetztzeit erweisen, daß Traß kein „Streckungsmittel“ für Zement ist, das zurzeit unentbehrlich erscheint und deshalb sich ein vermehrtes Anwendungsgebiet erschließt, sondern zeigen, daß Traß **einen vollgültigen „Ersatz“ für Portland-Zement** mit wirtschaftlichen und technischen hochbedeutsamen Vorteilen darstellt.

Zu unserer Deutschen Technik aber haben wir das Vertrauen, daß sie ohne Vorurteil an die nicht nur für die nächste Zeit, sondern auch für eine weitere Zukunft vor allem im vaterländischen Interesse hochbedeutsame Frage der Traßzufügung zum Zementmörtel herantreten und sich bemühen wird, alle einschlägigen Verhältnisse in der Praxis zu erforschen und zu klären, getreu dem Worte: „Freie Bahn dem wahrhaft Guten und Wertvollen!“

QUERSCHNITTBEMESSUNG DOPPELT BEWEHRTER EISENBETONPLATTEN UND BALKEN.

Von Dipl.-Ing. Bundschuh in Essen a. d. Ruhr.

Die in Folgendem entwickelte Formel bezw. Tabelle soll dem praktisch arbeitenden Ingenieur die Zeit und Mühe des langweiligen Probierens bei der Berechnung doppelt bewehrter Träger ersparen. Die Berechnungsformeln sind dieselben wie für einfach bewehrte Träger und werden auch auf dieselbe elementare Weise abgeleitet, und zwar auf Grund der Gleichungen:

$$M = \sigma_b \left[\frac{b \cdot x}{2} \left(h_1 - \frac{x}{3} \right) + (n-1) f_{ed} \frac{x-a}{x} (h_1-a) \right] \quad (I)$$

$$M = \sigma_{ez} \left[f_{ez} \left(h_1 - \frac{x}{3} \right) + f_{ed} \frac{x-a}{h_1-x} \left(\frac{x}{3} - a \right) \right] \quad (II)$$

Zunächst sollen die Größen x und a als unbekannt ausgeschieden, d. h. durch $h_1 = h - a$ ausgedrückt werden. Zur Verfügung stehen die Gleichungen:

$$\sigma_{ed} = \frac{n(x-a)}{x} \sigma_b = \frac{x-a}{h_1-x} \sigma_{ez},$$

woraus durch Einsetzen der bekannten Werte für n , σ_b und σ_{ez} folgt:

oder

$$\frac{h_1 - x}{x} = \frac{5}{3},$$

und hieraus

$$\frac{h_1}{x} - 1 = \frac{5}{3}$$

$$x = \frac{3}{8} h_1.$$

Dieser Wert stimmt mit den wirklichen Resultaten vollkommen überein.

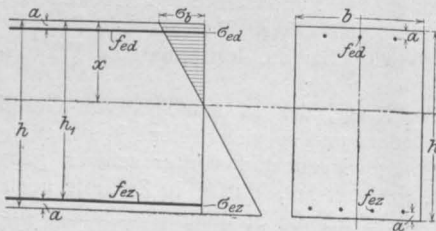


Fig. 1.

Ebenso ergibt sich der Wert für a aus der Gleichung:

$$\frac{\sigma_{ed}}{\sigma_b} = \frac{n \cdot (x - a)}{x}$$

zu $a = \frac{h_1}{8}$.

Demnach würde a im einfachen Verhältnis mit h₁ wachsen und umgekehrt; dies ist jedoch nicht der Fall. In Wirklichkeit schwankt a etwa zwischen $\frac{h_1}{5}$ und $\frac{h_1}{25}$ und der Einfluß dieses Unterschiedes ist so bedeutend, daß die ganze Entwicklung für verschiedene Werte von a durchgeführt werden mußte.

Setzt man nun die bekannten Werte für

$$n = 15, \quad \sigma_b = 40,$$

$$x = \frac{3}{8} h_1; \quad \sigma_{ez} = 1000;$$

und angenommen

$$a = \frac{h_1}{5}$$

in die Gl. (I) u. (II) ein, so gestalten sich diese wie folgt:

$$M = 40 \left[\frac{b \cdot \frac{3}{8} h_1}{2} \left(h_1 - \frac{h_1}{8} \right) + 14 f_{ed} \frac{\frac{3}{8} h_1 - \frac{1}{5} h_1}{\frac{3}{8} h_1} \left(h_1 - \frac{h_1}{5} \right) \right] \dots (I)$$

$$M = 1000 \left[f_{ez} \left(h_1 - \frac{h_1}{8} \right) + f_{ed} \frac{\frac{3}{8} h_1 - \frac{1}{5} h_1}{h_1 - \frac{3}{8} h_1} \left(h_1 - \frac{h_1}{5} \right) \right] \dots (II)$$

oder

$$M = 6,57 b h_1^2 + 209 f_{ed} h_1 \dots (I)$$

$$M = 875 f_{ez} h_1 - 21 f_{ed} h_1 \dots (II)$$

Man hat somit 2 Gleichungen mit 3 Unbekannten, von denen sich jedoch die eine, nämlich f_{ed}, als Funktion von f_{ez} ausdrücken läßt, also etwa

$$f_{ed} = \gamma f_{ez}.$$

Setzt man nun probeweise $\gamma = 0,1$ so erhält man:

$$M = 6,57 b h_1^2 + 20,9 f_{ez} h_1 \dots (I)$$

$$M = 875 f_{ez} h_1 - 2,1 f_{ez} h_1 = 872,9 f_{ez} h_1 \dots (II)$$

In dieser Form lassen sich die Gleichungen ohne weiteres auf die bekannte Art nach h₁ auflösen, und ergeben:

$$h_1^2 = \frac{40,6}{273} \cdot \frac{M}{b}$$

oder

$$h_1 = 0,385 \sqrt{\frac{M}{b}}$$

Durch Einsetzen dieses Wertes in Gl. (II) erhält man:

$$M = 872,9 \cdot f_{ez} \cdot 0,385 \sqrt{\frac{M}{b}}$$

$$f_{ez} = \frac{1}{872,9 \cdot 0,385} \cdot \frac{M}{\sqrt{\frac{M}{b}}}$$

$$f_{ez} = 0,00299 \sqrt{M b}$$

und nach Annahme

$$f_{ed} = 0,1 \cdot f_{ez} = 0,000299 \sqrt{M b}.$$

In gleicher Weise wurden die entsprechenden Werte für f_{ed} = 0,2 · f_{ez}; 0,3 · f_{ez} usw. entwickelt und zur Tabelle I vereinigt.

Gleichzeitig wurde die Tabelle so eingerichtet, daß a in runden Zahlen erscheint, was die Übersicht wesentlich erleichtert. Zur weiteren Vereinfachung wurden noch die Werte für (β + γ) angegeben, was für kalkulatorische Arbeit sehr vorteilhaft ist; auch für einen in der Praxis sehr häufigen Fall, wobei die Eisenmenge bereits gegeben ist, erweist sich dies als notwendig (siehe Beispiel Nr. 3).

Tabelle I zur Bemessung doppelt bewehrter Platten und Balken.

$$\sigma_e = 1000 \text{ kg/cm}^2$$

$$h_1 = \alpha \sqrt{\frac{M}{b}}$$

$$f_{ed} = \gamma \sqrt{M b}$$

$$f_{ez} + f_{ed} = F_e = (\beta + \gamma) \sqrt{M b}$$

$$\sigma_b = 40$$

$$f_{ez} = \beta \sqrt{M b}$$

$$x = \frac{3}{8} h_1$$

α	$a = \frac{h_1}{5}$			$a = \frac{h_1}{6}$			$a = \frac{h_1}{7}$			$a = \frac{h_1}{8}$			$a = \frac{h_1}{10}$			$a = \frac{h_1}{12}$			$a = \frac{h_1}{15}$			$a = \frac{h_1}{18}$			$a = \frac{h_1}{22}$			$a = \frac{h_1}{26}$			α	$a = \frac{h_1}{d}$	
	β	γ	$\beta + \gamma$	β	γ	$\beta + \gamma$	β	γ	$\beta + \gamma$	β	γ	$\beta + \gamma$	β	γ	$\beta + \gamma$	β	γ	$\beta + \gamma$	β	γ	$\beta + \gamma$	β	γ	$\beta + \gamma$	β	γ	$\beta + \gamma$	$\beta = \gamma$	d				
0,385	298	30	328	297	27	324	296	24	320	296	22	318	296	20	316	296	18	314	296	16	312	296	14	310	295	13	308	295	12	307	0,385		
0,38	302	60	362	301	54	355	301	48	349	301	42	343	300	38	338	300	35	335	300	33	333	300	30	330	299	29	328	299	27	326	0,38		
0,37	312	128	440	310	106	416	309	94	403	309	84	393	308	73	381	307	68	375	306	64	370	306	61	367	305	58	363	305	55	360	0,37		
0,36	322	196	518	319	160	479	317	140	457	317	126	443	316	111	427	315	103	418	314	96	410	313	91	404	312	87	399	311	84	395	0,36		
0,35	333	264	597	329	214	543	327	187	514	326	168	494	325	150	475	323	139	462	322	130	452	321	123	444	320	117	437	318	115	433	0,35		
0,34	344	334	678	339	271	610	337	237	574	336	219	555	333	190	523	332	176	508	330	166	496	329	157	486	328	150	478	326	146	472	0,34		
0,33	356	406	762	351	331	682	348	288	636	347	267	614	344	234	578	342	216	558	340	204	544	338	190	528	337	184	521	335	178	513	0,33		
0,32	370	485	855	363	395	758	360	342	702	358	315	673	354	279	633	352	252	604	350	242	592	348	227	575	346	217	563	344	211	555	0,32	5,0	
0,31	384	568	952	376	463	839	372	398	770	370	367	737	365	325	680	363	298	661	360	281	641	358	265	623	356	253	609	354	245	599	0,31	5,6	
0,30	398	653	1051	390	533	923	385	457	842	382	420	802	377	373	750	374	341	715	371	320	691	369	303	672	367	290	657	365	281	646	0,30	6,5	
0,29	413	741	1154	404	602	1006	399	519	918	396	475	871	390	421	811	386	386	772	383	360	743	380	342	722	378	328	706	376	318	694	0,29	7,8	
0,28	430	835	1265	419	675	1094	414	583	997	410	533	943	404	473	877	399	434	833	395	403	798	392	384	776	390	367	757	388	357	745	0,28	9,6	
0,27	448	930	1378	436	755	1191	430	648	1078	425	594	1019	418	527	935	413	483	896	409	448	857	406	428	834	404	408	812	402	398	800	0,27	12,0	
0,26	467	1030	1497	454	842	1296	446	717	1163	440	657	1097	432	583	1015	427	535	962	423	495	918	420	474	894	418	452	870	416	441	857	0,26	16,6	
0,25	487	1138	1625	473	930	1403	465	793	1258	458	724	1182	449	642	1091	444	589	1033	439	547	986	435	522	957	433	498	931	431	487	918	0,25	24,4	
0,24	508	1253	1761	494	1017	1511	484	872	1356	477	795	1272	468	704	1172	461	645	1106	456	602	1058	452	575	1027	450	548	998	448	536	984	0,24	33,0	
0,23	532	1370	1902	516	1111	1627	506	955	1461	498	867	1365	487	772	1259	481	706	1187	476	662	1138	472	632	1104	469	602	1071	466	587	1053	0,23		
0,22	557	1495	2052	540	1210	1750	529	1045	1574	522	943	1465	511	848	1359	504	774	1278	497	727	1224	493	694	1187	489	660	1149	486	641	1127	0,22		
0,21	583	1627	2210	565	1314	1879	554	1140	1694	547	1023	1570	535	925	1460	528	847	1375	521	797	1318	515	758	1273	511	721	1232	507	699	1206	0,21		
0,20	610	1760	2370	592	1425	2017	581	1243	1824	573	1107	1680	560	1005	1565	552	925	1477	545	867	1412	539	825	1364	534	785	1319	530	763	1293	0,20		

NB.! Der Einfachheit und Raumersparnis wegen wurden die Werte für β , γ und $\beta + \gamma$ nicht 0,002 98.....0,000 30.....0,003 28 sondern 829.....30.....328 usw. geschrieben.

Tabelle II zur Bemessung doppelt bewehrter Platten und Balken.

$$\sigma_{ez} = 1200 \text{ kg/cm}^2$$

$$x = \frac{h_1}{3}; \sigma_b = 40 \text{ kg/cm}^2$$

$$h_1 = \alpha \sqrt{\frac{M}{b}}$$

$$f_{ez} = \beta \sqrt{M b}$$

$$f_{ed} = \gamma \sqrt{M b}$$

$$F_e = (\beta + \gamma) \sqrt{M b}$$

α	$a = \frac{h_1}{12}$			$a = \frac{h_1}{15}$			$a = \frac{h_1}{18}$			$a = \frac{h_1}{22}$			$a = \frac{h_1}{26}$			α
	β	γ	$\beta + \gamma$	β	γ	$\beta + \gamma$	β	γ	$\beta + \gamma$	β	γ	$\beta + \gamma$	β	γ	$\beta + \gamma$	
0,405	235	22	257	234	22	256	234	21	255	234	21	255	234	20	254	0,045
0,40	237	33	270	237	31	268	237	31	268	237	28	265	237	28	265	0,40
0,39	243	66	309	243	61	304	243	58	301	243	56	299	242	56	298	0,39
0,38	249	97	346	249	92	341	249	87	336	249	84	333	248	84	332	0,38
0,37	256	131	387	255	123	378	255	116	371	255	112	367	254	110	364	0,37
0,36	263	166	429	262	155	417	261	146	407	261	141	402	260	139	399	0,36
0,35	270	202	472	269	188	457	268	177	445	267	171	438	266	168	434	0,35
0,34	277	238	515	276	222	498	275	209	484	273	202	475	272	199	471	0,34
0,33	285	276	561	283	258	541	282	243	525	280	233	513	279	229	508	0,33
0,32	293	316	609	292	295	587	290	278	568	288	265	553	287	261	548	0,32
0,31	303	357	660	301	333	634	299	314	613	297	300	597	295	295	590	0,31
0,30	313	401	714	311	375	686	309	351	660	306	335	641	304	328	632	0,30
0,29	323	446	769	321	418	739	318	390	709	315	375	690	313	363	676	0,29
0,28	334	493	827	332	462	794	329	430	759	326	418	744	324	402	726	0,28
0,27	345	541	886	343	507	850	340	472	812	337	453	790	335	442	777	0,27
0,26	358	594	952	355	553	908	352	516	868	349	499	848	347	482	829	0,26
0,25	373	648	1021	369	604	973	366	563	929	363	549	912	360	526	886	0,25
0,24	388	706	1094	383	658	1041	380	614	994	377	592	969	374	572	946	0,24
0,23	404	768	1173	399	718	1117	396	668	1064	392	646	1038	389	622	1011	0,23
0,22	422	834	1257	416	777	1193	413	727	1140	408	702	1110	405	672	1077	0,22
0,21	442	902	1344	435	843	1278	431	790	1222	426	762	1188	422	725	1147	0,21
0,20	464	975	1439	457	912	1369	453	857	1310	447	826	1273	443	788	1231	0,20

Eine analoge Entwicklung ergab die Tabelle II für $\sigma_{ez} = 1200$; diese gewährt jedoch nur bei bedeutenderen Balkenhöhen wirtschaftliche Vorteile. Die entsprechende Grenze ist in Tabelle II und IV kenntlich gemacht.

Die gleiche Erscheinung zeigt sich bei Tabelle III und IV und läßt sich dahin deuten: Während bei einfacher Bewehrung eine Verminderung der Betonbeanspruchung unter gleichbleibender Eisenbeanspruchung innerhalb gewisser Grenzen Ersparnisse bringt, ist bei doppelter Bewehrung das Gegenteil der Fall und hat außerdem immer konstruktive Nachteile zur Folge, da die Druckeisen hierbei übermäßig reichlich werden.

Eine Fortsetzung beider Tabellen für noch geringere Werte von α wäre leicht möglich, aber zwecklos; denn bei den angegebenen Mindestwerten von α ist teilweise schon eine solche Menge von Druckeisen notwendig, daß ein gewissenhafter Konstrukteur derartige Ausführungen schon nicht mehr wagen, sondern lieber eine Überbeanspruchung des Betons zulassen wird.

Aus ähnlichen Gründen wurde auch bei vorstehender Ableitung und den nachfolgenden Spannungsnachweisen die Querschnittsverminderung des Betons durch die Druckeisen stets be-

rücksichtigt. Dies ist m. E. insbesondere bei Balken mit starker Druckbewehrung unbedingt nötig. In solchen Fällen ergeben sich beim Bau durch Aufeinanderklatschen der Druckeisen usw. schon derartige Konstruktionsmängel, daß man dieselben nicht in der Berechnung noch vergrößern darf.

Die Handhabung und Brauchbarkeit beider Tabellen möge nun noch an einigen Beispielen erwiesen werden. Die Dimensionierung erfolgt nach folgenden Formeln:

Nach Tabelle I:

$$x = \frac{3}{8} h_1,$$

Nach Tabelle II:

$$x = \frac{1}{3} h_1,$$

$$h_1 = \alpha \sqrt{\frac{M}{b}},$$

$$f_{ez} = \beta \sqrt{M b},$$

$$f_{ed} = \gamma \sqrt{M b},$$

Nach Tabelle III:

$$x = \frac{7}{19} h_1,$$

Nach Tabelle IV:

$$x = \frac{21}{61} h_1,$$

Nach Tabelle V:

$$x = \frac{3}{8} h_1,$$

Tabelle III zur Bemessung doppeltbewehrter Platten und Balken.

$$\sigma_e = 900 \text{ kg/cm}^2$$

$$h_1 = \alpha \sqrt{\frac{M}{b}}$$

$$f_{ed} = \gamma \sqrt{M b}$$

$$\sigma_b = 35$$

$$f_{ez} = \beta \sqrt{M b}$$

$$x = \frac{7}{19} h_1$$

$$f_{ez} + f_{ed} = F_e = (\beta + \gamma) \sqrt{M b}$$

X. JAHRGANG
JULI 1917.

BUNDSCHULH. QUERSCHNITTBEMESSUNG.

163

α	$a = \frac{h_1}{5}$			$a = \frac{h_1}{6}$			$a = \frac{h_1}{7}$			$a = \frac{h_1}{8}$			$a = \frac{h_1}{10}$			$a = \frac{h_1}{12}$			$a = \frac{h_1}{15}$			$a = \frac{h_1}{18}$			$a = \frac{h_1}{22}$			$a = \frac{h_1}{26}$			α	$a = \frac{h_1}{d}$	
	β	γ	$\beta + \gamma$	β	γ	$\beta + \gamma$	β	γ	$\beta + \gamma$	β	γ	$\beta + \gamma$	β	γ	$\beta + \gamma$	β	γ	$\beta + \gamma$	β	γ	$\beta + \gamma$	β	γ	$\beta + \gamma$	β	γ	$\beta + \gamma$	β	γ	$\beta + \gamma$		$\beta + \gamma$	d
0,415	307	31	338	306	28	334	305	25	330	305	23	328	305	21	326	305	20	325	304	18	322	304	17	321	304	16	320	303	15	318	0,415		
0,41	311	59	370	310	53	363	309	43	352	309	42	351	309	37	346	309	36	345	308	31	339	308	30	338	308	29	337	307	28	335	0,41		
0,40	310	112	431	318	105	423	317	91	408	317	87	404	316	76	392	315	71	386	314	63	377	314	60	374	314	57	371	313	56	369	0,40		
0,39	327	168	495	326	160	486	326	140	466	325	132	457	324	116	439	323	106	429	322	96	418	321	90	411	321	87	408	320	86	406	0,39		
0,38	338	227	565	336	215	551	335	191	526	334	177	511	332	159	491	331	142	473	330	129	459	329	122	451	328	119	447	327	114	441	0,38		
0,37	348	289	637	345	271	617	344	242	586	343	222	565	341	196	537	339	177	516	338	163	504	337	153	490	336	151	487	335	144	479	0,37	359	4,8
0,36	360	354	714	357	329	686	354	295	649	352	268	620	350	236	580	348	213	561	346	198	544	345	187	532	344	183	527	343	175	518	0,36	367	6,2
0,35	372	421	793	368	389	757	365	349	714	363	319	682	360	278	638	357	250	607	355	235	590	354	221	575	353	215	568	352	207	559	0,35	375	7,3
0,34	384	491	875	380	452	832	376	404	780	374	371	745	370	319	689	367	290	657	364	273	637	363	257	620	362	250	612	361	243	604	0,34	382	9,1
0,33	397	561	958	392	518	910	388	459	847	385	415	800	380	371	751	377	332	709	374	311	685	372	294	666	371	286	657	370	277	647	0,33	390	11,1
0,32	410	633	1043	405	587	992	400	516	916	397	470	867	392	408	800	388	377	765	385	351	736	383	333	716	382	324	706	380	312	692	0,32	398	14,6
0,31	424	708	1132	419	657	1076	413	574	987	410	528	938	404	458	862	400	423	823	396	392	788	394	374	768	393	362	755	391	349	740	0,31	405	21
0,30	442	787	1229	434	729	1163	427	635	1062	423	588	1011	417	510	927	413	471	884	409	438	847	406	417	828	405	401	806	403	387	790	0,30	413	33
0,29	458	870	1328	449	803	1252	442	702	1144	437	650	1087	431	567	998	428	521	949	423	485	908	419	461	880	418	443	861	416	428	844	0,29		
0,28	476	956	1432	466	883	1349	459	774	1243	453	714	1167	446	623	1069	441	574	1015	436	532	968	433	506	939	431	488	919	429	472	901	0,28		
0,27	495	1047	1542	484	968	1452	476	837	1313	470	779	1249	462	682	1144	457	630	1087	452	582	1034	448	556	1004	446	536	982	443	518	961	0,27		
0,26	516	1145	1661	504	1059	1563	495	936	1431	489	849	1338	480	748	1228	474	688	1162	468	636	1104	464	607	1071	462	586	1048	459	565	1024	0,26		
0,25	539	1250	1789	525	1155	1680	515	1017	1532	508	923	1431	498	812	1310	492	749	1241	486	693	1179	482	660	1142	480	638	1118	477	615	1092	0,25		
0,24	563	1360	1923	547	1255	1802	537	1106	1643	528	1001	1529	518	885	1403	512	813	1325	505	752	1257	501	726	1227	498	692	1190	495	668	1163	0,24		
0,23	589	1475	2064	572	1365	1937	560	1198	1758	551	1083	1634	540	955	1495	532	877	1409	525	815	1340	521	777	1298	518	749	1267	515	724	1239	0,23		
0,22	616	1595	2211	598	1480	2078	585	1294	1879	576	1170	1746	563	1037	1600	556	950	1506	547	880	1427	543	842	1385	540	811	1351	537	783	1320	0,22		
0,21	645	1720	2365	625	1598	2223	611	1397	2008	601	1264	1865	588	1124	1712	574	1025	1599	571	948	1519	566	911	1477	563	877	1440	560	845	1405	0,21		
0,20	676	1855	2531	655	1722	2377	640	1505	2145	630	1367	1997	615	1213	1828	606	1110	1716	598	1023	1621	593	984	1577	588	948	1536	584	910	1494	0,20		

NB. Der Einfachheit und Raumersparnis wegen wurden die Werte für β , γ und $\beta + \gamma$ nicht 0,00307..... 0,00031..... 0,00338, sondern 307..... 31.....338 usw. geschrieben.

Tabelle IV zur Bemessung doppelt bewehrter Platten und Balken.

$$\sigma_e = 1000 \text{ kg/cm}^2 \quad h_1 \alpha = \sqrt{\frac{M}{b}} \quad f_{ed} = \gamma \sqrt{M b} \quad f_{ez} + f_{ed} = F_e = (\beta + \gamma) \sqrt{M b}$$

$$\sigma_b = 35 \quad f_{ez} = \sqrt{M b} \quad x = \frac{21}{61} h_1$$

α	$\alpha = \frac{h_1}{10}$			$\alpha = \frac{h_1}{12}$			$\alpha = \frac{h_1}{15}$			$\alpha = \frac{h_1}{18}$			$\alpha = \frac{h_1}{22}$			$\alpha = \frac{h_1}{26}$			α
	β	γ	$\beta + \gamma$	β	γ	$\beta + \gamma$	β	γ	$\beta + \gamma$	β	γ	$\beta + \gamma$	β	γ	$\beta + \gamma$	β	γ	$\beta + \gamma$	
0,425	265	29	294	264	26	290	264	23	287	263	21	284	262	18	280	262	16	278	0,425
0,42	269	46	315	268	40	306	268	38	306	268	37	305	267	37	304	267	35	302	0,42
0,41	275	80	355	274	73	347	274	68	342	274	66	340	273	63	336	273	60	333	0,41
0,40	281	115	396	280	107	387	280	98	378	280	94	374	279	89	368	279	87	366	0,40
0,39	288	153	441	287	141	428	286	129	415	286	123	409	285	117	402	285	114	399	0,39
0,38	295	192	487	294	177	471	293	161	454	293	152	445	291	146	437	291	143	434	0,38
0,37	303	233	536	302	214	516	301	196	497	300	183	483	299	176	475	299	173	472	0,37
0,36	311	275	586	310	251	561	309	232	541	308	216	524	307	209	516	307	204	511	0,36
0,35	319	312	631	318	289	607	317	269	586	316	251	567	315	243	558	315	236	551	0,35
0,34	328	363	691	327	330	657	326	307	633	325	288	613	323	277	600	323	268	591	0,34
0,33	338	409	747	337	372	709	335	345	680	334	327	661	332	312	644	331	302	633	0,33
0,32	348	456	804	347	415	762	344	385	729	344	367	711	342	349	691	340	337	677	0,32
0,31	358	505	863	357	458	815	355	427	782	354	407	761	352	387	739	350	375	725	0,31
0,30	369	557	926	368	505	873	366	472	838	365	448	813	363	428	791	360	414	774	0,30
0,29	381	611	992	380	554	934	378	518	896	376	493	869	374	470	844	371	455	826	0,29
0,28	395	667	1062	394	607	1001	391	567	958	389	540	929	386	513	899	383	497	880	0,28
0,27	409	725	1134	408	662	1070	406	617	1023	403	589	992	400	560	960	397	543	940	0,27
0,26	425	786	1211	424	720	1144	421	671	1092	418	640	1058	415	609	1024	411	590	1001	0,26
0,25	442	851	1293	441	784	1225	437	728	1165	433	693	1126	430	660	1090	426	639	1065	0,25
0,24	461	922	1383	460	852	1312	454	790	1244	450	750	1200	447	714	1161	443	691	1134	0,24
0,23	481	1000	1481	479	923	1402	473	854	1327	468	810	1278	465	773	1238	461	747	1208	0,23
0,22	504	1084	1588	500	997	1497	494	923	1417	488	875	1363	485	838	1323	481	808	1289	0,22
0,21	529	1176	1705	524	1070	1594	517	990	1507	511	945	1456	507	907	1414	504	875	1379	0,21
0,20	557	1275	1832	550	1160	1710	542	1072	1614	536	1018	1554	532	980	1512	529	946	1475	0,20

oder zusammen

$$F_e = (\beta + \gamma) \sqrt{M b}$$

Schließlich enthält die Tabelle I noch in der letzten Spalte die Werte für α und $\beta = \gamma$ für den in der Praxis häufigen Fall gleich starker Bewehrung in der Druck- und Zugzone (Silowände).

Beispiel 1:

Nach Tabelle I.

Gegeben sei

$$M = 2\,600\,000 \text{ kgcm},$$

$$b = 40 \text{ cm};$$

gewählt

$$h = 0,27 \sqrt{\frac{2\,600\,000}{40}} + 6 = 75 \text{ cm},$$

$$a = 6 \text{ cm} = \frac{h_1}{11,5}$$

Durch Zwischwertung (Interpolieren) ergibt sich

$$f_{ez} = 0,004\,15 \sqrt{2\,600\,000 \cdot 40} = 42,3 \text{ cm}^2 \sim 8 \text{ } \varnothing 26,$$

$$f_{ed} = 0,004\,90 \sqrt{2\,600\,000 \cdot 40}$$

$$= 50 \text{ cm}^2 \sim 9 \text{ } \varnothing 26 + 1 \text{ } \varnothing 17.$$

Der Spannungsnachweis liefert die Werte

$$x = 25,8 \text{ cm},$$

$$\sigma_b = 40 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_z = 990 \text{ kg/cm}^2$$

$$\left(\frac{3}{8} h_1 = 25,9 \text{ cm} \right).$$

Beispiel 2:

Nach Tabelle II.

Gegeben sei

$$M = 8\,000\,000 \text{ kgcm},$$

$$b = 32 \text{ cm},$$

Tabelle V zur Bemessung doppelt bewehrter Platten und Balken.

$$\sigma_e = 750 \text{ kg/cm}^2$$

$$h_1 = \alpha \sqrt{\frac{M}{b}}$$

$$f_{ed} = \gamma \sqrt{M b}$$

$$\sigma_b = 30 \quad "$$

$$f_{ez} = \beta \sqrt{M b}$$

$$x = \frac{3}{8} h_1$$

$$f_{ez} + f_{ed} = F_e = (\beta + \gamma) \sqrt{M b}$$

α	α = $\frac{h_1}{5}$			α = $\frac{h_1}{6}$			α = $\frac{h_1}{7}$			α = $\frac{h_1}{8}$			α = $\frac{h_1}{10}$			α = $\frac{h_1}{12}$			α = $\frac{h_1}{15}$			α = $\frac{h_1}{18}$			α = $\frac{h_1}{22}$			α = $\frac{h_1}{26}$			α	γ = $\frac{h_1}{d}$	
	β	γ	β+γ	β	γ	β+γ	β	γ	β+γ	β	γ	β+γ	β	γ	β+γ	β	γ	β+γ	β	γ	β+γ	β	γ	β+γ	β	γ	β+γ	β	γ	β+γ		β+d	γ
0,445	343	33	376	342	31	373	341	24	365	341	20	361	341	20	361	341	17	358	341	14	355	341	14	355	340	14	354	340	14	354	0,445		
0,44	347	59	406	346	52	398	345	45	390	345	41	386	345	38	383	345	35	380	344	31	375	344	28	372	343	26	369	343	24	367	0,44		
0,43	356	124	480	354	103	457	353	92	445	352	82	434	352	73	425	352	68	420	351	63	414	350	56	406	349	54	403	348	52	400	0,43		
0,42	366	190	556	363	156	519	361	141	502	360	125	485	360	109	469	359	102	461	358	95	453	357	86	443	356	83	439	355	80	435	0,42		
0,41	376	256	632	373	211	584	371	190	561	370	169	539	369	147	516	367	137	504	366	128	494	365	119	484	363	113	486	362	109	471	0,41		
0,40	387	325	712	383	268	651	381	240	621	380	213	593	378	188	566	376	173	549	374	163	537	373	155	528	371	145	516	370	141	511	0,40	400	
0,39	399	398	797	395	328	723	392	290	682	390	260	650	387	231	618	385	210	595	383	200	583	382	191	573	381	169	550	379	174	553	0,39	408	
0,38	412	475	887	407	390	797	404	341	745	401	309	710	398	275	673	395	248	643	393	239	632	392	227	619	390	215	605	388	208	596	0,38	416	
0,37	425	555	980	418	457	875	416	394	810	413	360	773	409	320	729	406	287	693	403	279	682	400	263	663	399	252	651	397	243	640	0,37	428	
0,36	439	638	1077	433	526	959	429	450	879	425	412	837	420	365	785	416	329	745	413	319	732	410	300	710	409	289	698	407	279	686	0,36	433	
0,35	454	723	1177	447	596	1043	442	508	950	438	466	904	432	413	845	427	372	799	423	359	782	421	337	758	419	326	745	417	316	733	0,35	441	
0,34	469	809	1278	461	666	1127	455	568	1023	451	523	974	444	463	907	439	417	856	434	399	833	432	375	807	430	363	793	429	354	783	0,34	449	
0,33	485	899	1384	475	737	1212	468	630	1098	464	579	1043	456	515	971	451	463	914	447	439	886	444	417	861	442	402	844	441	392	833	0,33	457	
0,32	502	993	1495	491	811	1302	481	694	1175	478	636	1114	470	567	1037	464	510	974	460	481	941	456	460	916	454	442	896	453	430	883	0,32	465	
0,31	520	1093	1613	509	890	1399	498	760	1258	493	695	1188	484	620	1104	478	559	1037	473	524	997	470	504	974	468	484	952	466	468	934	0,31	473	
0,30	539	1197	1736	525	974	1499	515	830	1345	509	757	1266	499	674	1173	492	610	1102	488	569	1057	485	549	1034	482	528	1010	480	508	988	0,30		
0,29	559	1305	1864	543	1063	1606	533	902	1435	526	822	1348	515	731	1246	508	664	1172	503	618	1121	500	595	1095	497	574	1071	494	553	1047	0,29		
0,28	580	1416	1996	564	1155	1719	552	984	1536	545	890	1435	532	795	1327	525	723	1248	519	670	1189	517	644	1161	513	622	1135	510	600	1110	0,28		
0,27	603	1532	2135	586	1251	1837	573	1068	1641	565	962	1527	552	865	1417	545	785	1330	539	727	1266	535	698	1233	531	674	1205	528	650	1178	0,27		
0,26	627	1653	2280	609	1351	1960	596	1155	1751	587	1038	1625	574	939	1513	566	852	1418	560	789	1349	555	756	1311	551	729	1280	547	703	1250	0,26		
0,25	652	1780	2432	634	1454	2088	620	1246	1866	611	1116	1727	597	1016	1613	589	923	1512	582	857	1439	576	819	1395	572	787	1359	568	760	1328	0,25		
0,24	679	1915	2594	661	1560	2221	645	1344	1989	636	1196	1832	622	1088	1710	613	1000	1613	605	931	1536	599	886	1485	594	850	1444	590	820	1410	0,24		
0,23	707	2050	2757	688	1670	2358	673	1450	2123	663	1280	1943	650	1176	1826	639	1083	1722	631	1010	1641	623	960	1583	617	920	1537	614	883	1497	0,23		

gewählt

$$h = 0,26 \sqrt{\frac{8\,000\,000}{32}} + 6 = 136 \text{ cm,}$$

$$a = 6 \text{ cm} = \frac{h_1}{22},$$

$$f_{ez} = 0,003\,49 \sqrt{8\,000\,000 \cdot 32} = 56 \text{ cm}^2,$$

$$f_{ed} = 0,004\,99 \sqrt{8\,000\,000 \cdot 32} = 80 \text{ cm}^2.$$

Der Spannungsnachweis ergibt

$$x = 43,5 \text{ cm,}$$

$$\sigma_b = 39,8 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{ez} = 1170 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\left(\frac{h_1}{3} = 43,4 \text{ cm!} \right).$$

Beispiel 3:

Nach Tabelle I.

Bei einem durchlaufenden Träger sei ein Stützmoment gegeben, ferner die Balkenbreite und die Gesamteisenmenge durch die Summe der Bewehrung der beiderseitigen Trägerfelder; gesucht die Voutenhöhe.

Gegeben

$$M = 3\,200\,000 \text{ kgcm,}$$

$$b = 40,$$

$$F_e = 18 \text{ } \varnothing 25 = 88,36 \text{ cm}^2;$$

hieraus ergibt sich

$$\beta + \gamma = 0,007\,80,$$

gewünscht sei

$$\text{etwa } h = 85 \text{ cm,}$$

folglich mit $a = \text{rd. } 6 \text{ cm,}$

$$h_1 = 79 = 0,28 \sqrt{\frac{3\,200\,000}{40}},$$

$$a = \frac{h_1}{13}$$

und die Eisenverteilung durch Zwischenwertung

$$f_{ez} = \frac{0,003\,88}{0,007\,80} \cdot 88,36 = 44,00 \text{ cm}^2 \sim 9 \text{ } \varnothing 25,$$

$$f_{ed} = 88,36 - 44,00 = 44,36 \text{ cm}^2 \sim 9 \text{ } \varnothing 25.$$

Spannungsnachweis:

$$x = 30,3,$$

$$\sigma_b = 39,3 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{ez} = 994 \text{ kg/cm}^2.$$

Beispiel IV (unmittelbar der Praxis entnommen):

Bei dem Neubau eines Schreinereigebäudes für die Rheinische Metall- und Maschinenwarenfabrik in Düsseldorf (Ausführung: „Aktien-Gesellschaft für Beton- und Monierbau Abt. Essen“) er-

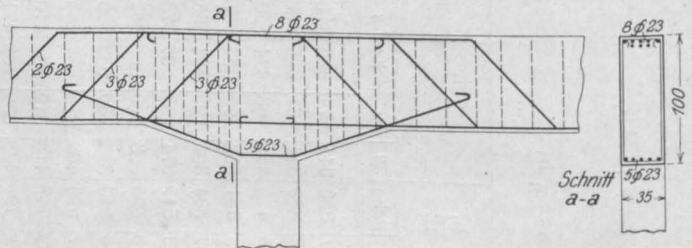


Fig. 2.

gab sich das Stützmoment eines Unterzuges zu $M = 2\,620\,000 \text{ kgcm}$; infolge Maschinenerschütterungen sind nur zulässig

$$\sigma_b = 35 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{ez} = 900 \text{ „ „},$$

$$b \text{ gegeben} = 35 \text{ cm,}$$

gewählt:

$$h = 0,35 \sqrt{\frac{2\,620\,000}{35}} + 4,5 = 100 \text{ cm,}$$

$$a = 4,5 = \frac{h_1}{21,3}$$

und durch Zwischenwertung

$$f_{ez} = 0,00353 \sqrt{2\,620\,000 \cdot 35} = 33,6 \text{ cm}^2,$$

$$\sim 8 \text{ } \varnothing 23 = 33,2 \text{ cm}^2,$$

$$f_{ed} = 0,00217 \sqrt{2\,620\,000 \cdot 35} = 20,7 \text{ cm}^2,$$

$$\sim 5 \text{ } \varnothing 23 = 20,77 \text{ cm}^2.$$

DAS PRAKTISCHE ENTWERFEN VON BRÜCKENGEWÖLBEN,

insbesondere die Näherungsberechnung der Scheitel- und Kämpferstärke. Mit Untersuchungen über die Spannungen, die größte erreichbare Spannweite und das kleinstmögliche Pfeilverhältnis.

Für die Praxis bearbeitet von Ingenieur A. Straßner, Frankfurt a. Main.

(Fortsetzung von S. 144.)

Die Bestimmung der kleinstmöglichen Spannung entsprechenden Scheitelstärke.

Bei einer Erhöhung der Scheitelstärke werden die Grundpressungen und die Biegungsspannungen im allgemeinen kleiner, die Temperaturspannungen aber und die Zusatzspannungen infolge Eigenlast, größer ausfallen. Man wird nun bei Gewölben zu beachten haben, daß sich die letzteren Spannungen nicht über die ersteren erheben, d. h., man wird die Gewölbe nicht so stark ausbilden, daß bei einer Verringerung der Scheitelstärke die endgültigen Spannungen noch sinken.

In der Tat hat man namentlich bei Brücken mit kleinem Pfeilverhältnis, die gegenüber Temperaturunterschieden und Verformungen durch die Normalkräfte besonders empfindlich sind, diesem Umstand Rechnung zu tragen und Vorkehrungen zu treffen, daß diese nicht durch allzu starke Bemessung veranlaßte unnütz hohe Beanspruchungen erleiden.

Anschließend zielen wir nun darauf hin, die den kleinstmöglichen Spannungen entsprechende Scheitelstärke zu bestimmen, und knüpfen zu diesem Zwecke an Gl. (28) an

$$\sigma = \frac{c_0 l^2}{d_s} + c_1' l^2 + c_2 \frac{l^2}{d_s^2} + c_3' d_s + c_4 l^2 + c_5 l^2 d_s,$$

die wir einfach nach d_s differenzieren:

$$\frac{d\sigma}{d d_s} = -\frac{c_0 l^2}{d_s^2} - \frac{2 c_2 l^2}{d_s^3} + c_3' + c_5 l^2. \quad (34 a)$$

Bei einem Minimum von d_s muß bekanntlich der Differentialquotient gleich Null sein. Man erhält sonach nach Erweiterung mit d_s^3 :

$$0 = (c_3' + c_5 l^2) d_s^3 - c_0 l^2 d_s - 2 c_2 l^2.$$

Die gültige Wurzel bestimmt man am besten nach

$$d_s = \sqrt[3]{\frac{2 c_2 + c_0 d_s}{c_3' + c_5 l^2}} l^2 \dots \dots \dots (35)$$

zunächst auf Grund von einem geschätzten, dann auf Grund von dem ermittelten, veränderten Wert von d_s^5).

⁵⁾ Da dieser Ausdruck die Form der reduzierten kubischen Gleichung

$$o = d_s^3 + p d_s + q$$

hat, ist nach Cardani

Die Werte von c_0, c_2, c_3' und c_5 folgen nach den Gl. (29). Zur Berechnung der Spannungen ist die Gl. (28) maßgebend.

Bevor wir uns weiter mit dieser Frage befassen, soll die Ermittlung der erreichbaren Spannweite bei gegebenem Pfeil und gegebener Scheitelstärke, besonders aber die

Ermittlung der größtmöglichen Spannweite

und der zugehörigen Scheitelstärke vorgeführt werden.

Durch Auflösen der Gl. (28) nach l^2 erhält man

$$l^2 = \frac{\sigma d_s^2 - c_3' d_s^3}{c_0 d_s + c_1' d_s^2 + c_4 d_s^2 + c_5 d_s^3 + c_2} \dots (36)$$

und gelangt durch Differenzieren nach d_s zu

$$\frac{d l^2}{d d_s} = -2 \sigma c_2 - (\sigma c_0 - 3 c_2 c_3') d_s + 2 c_0 c_3' d_s^2 + (\sigma c_5 + c_3' c_1' + c_3' c_4).$$

Setzt man diesen Ausdruck gleich Null, so ergibt sich mit den Abkürzungen

$$\left. \begin{aligned} q_1 &= \sigma c_0 - 3 c_2 c_3' + \frac{2 \sigma c_2}{d_s} \\ q_2 &= c_0 c_3' \\ q_3 &= \sigma c_5 + c_3' c_1' + c_3' c_4 \end{aligned} \right\} \dots \dots (37)$$

die Gleichung

$$d_s = \frac{q_2}{q_3} \left[-1 \pm \sqrt{1 + \frac{q_1 q_3}{q_2^2}} \right] \dots (38)$$

wonach die zur Erzielung der größtmöglichen Spannweite erforderliche Scheitelstärke berechnet werden kann. Da in der ersten der Gl. (37) noch d_s enthalten ist, ist die Genauigkeit der Rechnung durch Wiederholen zu steigern. Sobald dann die genaue Scheitelstärke bekannt ist, ergibt sich die größtmögliche Spannweite nach (Gl. 36)

$$l = d_s \sqrt{\frac{\sigma - c_3' d_s}{c_0 d_s + (c_1' + c_4) d_s^2 + c_5 d_s^3 + c_2}} (39)$$

$$d_s = \sqrt[3]{-\frac{1}{2} q + \sqrt{\left(\frac{q}{2}\right)^2 + \left(\frac{p}{3}\right)^3}} + \sqrt[3]{-\frac{1}{2} q - \sqrt{\left(\frac{q}{2}\right)^2 + \left(\frac{p}{3}\right)^3}}$$

Hiernach kann die Lösung unmittelbar erfolgen; doch scheint der oben angegebene Weg einfacher.

In anderen Fällen ist diese Gleichung auch zur Ermittlung der erreichbaren Spannweite bei gegebener Scheitelstärke sehr zweckmäßig.

Es bleibt uns schließlich nunmehr noch übrig, Untersuchungen anzustellen, die auf die

Bestimmung vom kleinstmöglichen Pfeilverhältnis

hinauslaufen.

Wir drücken zu diesem Zwecke in Gl. (28) die Zusatzspannung für Eigengewicht, welche durch die letzten zwei Glieder berücksichtigt wird, wie in Gl. (21) aus und erhalten nach einiger Umformung

$$\frac{f}{l} = \frac{\bar{c}_0 l^2 d_s + \bar{c}_1 l^2 d_s^2 + \bar{c}_2 d_s^3}{\sigma l d_s^2 - c_2 l^3} \dots (40)$$

wo

$$\left. \begin{aligned} \bar{c}_0 &= g_0 k + p_e k_1 \\ \bar{c}_1 &= \gamma k \\ \bar{c}_2 &= p_e k_2 \\ \bar{c}_3 &= 70 t^2 + 2,5 \sigma_g \end{aligned} \right\} \dots (41)$$

Setzt man

$$\frac{f}{l} = \psi \dots (42)$$

so wird

Temperaturunterschied 10° C.

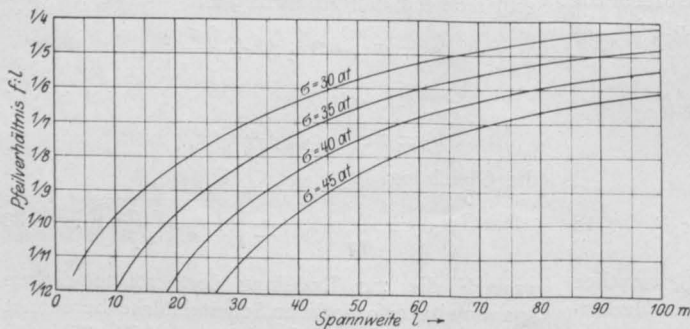


Fig. 4.

Temperaturunterschied 20° C.

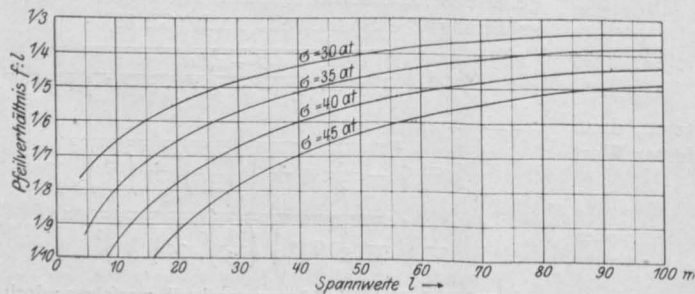


Fig. 5.

$$\frac{d\psi}{d d_s} = \bar{c}_0 c_2 l^4 + 2 \bar{c}_1 c_2 l^4 d_s + (\sigma \bar{c}_0 + 3 c_2 \bar{c}_3) l^2 d_s - \sigma \bar{c}_3 d_s^3,$$

woraus mit den Abkürzungen

$$\left. \begin{aligned} \bar{q}_1 &= \frac{1}{2} (\sigma \bar{c}_0 + 3 c_2 \bar{c}_3) \\ \bar{q}_2 &= \bar{c}_0 c_2 + 2 \bar{c}_1 c_2 d_s \\ \bar{q}_3 &= \sigma \bar{c}_3 \end{aligned} \right\} \dots (43)$$

da bei einem Minimum von ψ der Differentialquotient gleich Null sein muß,

$$d_s = l \cdot \sqrt{\frac{\bar{q}_1}{\bar{q}_3} \left[1 \pm \sqrt{1 + \frac{\bar{q}_2 \bar{q}_3}{\bar{q}_1^2}} \right]} \dots (44)$$

Es ist hier genau so wie bei Gl. (38) zu verfahren, und die Genauigkeit der Rechnung durch Wiederholen zu steigern. Einmalige Wiederholung dürfte immer genügen.

Wie bei der größten Spannweite sind auch hier für k_1 und k_2 die Gleichungen (4) und (5) maßgebend; σ ist die zulässige Materialbeanspruchung.

Ist einmal d_s bekannt, so ergibt sich das zugehörige Pfeilverhältnis nach Gl. (40).

Die Figuren 4 und 5 geben eine graphische Darstellung des kleinstmöglichen Pfeilverhältnisses bei Temperaturunterschieden von 10 und 20° C. Die Kurven wurden nach den vorstehenden Gleichungen unter Zugrundlegung gebräuchlicher Verhältnisse ermittelt, und dabei für die zulässige Beanspruchung 30, 35, 40 und 45 kg/cm² angenommen.

Wie zu erwarten war, ergibt sich, daß sich das kleinste Pfeilverhältnis mit wachsender Spannweite verkleinert.

Durch Vergleichen der Figuren zeigt sich außerdem noch, wie außerordentlich beträchtlich sich Temperaturunterschiede Eingang verschaffen. Beispielsweise kann man bei $\sigma = 40$ kg/cm² und $t^\circ = 20^\circ$, bei einer Spannweite von rd. 35 m nicht unter das Pfeilverhältnis 1 : 6,3 heruntergehen, während bei derselben Spannweite und Spannung, bei $t^\circ = 10^\circ$, das Pfeilverhältnis 1 : 9 noch zulässig wäre.

Flachere Gewölbe werden durch Anordnung von Gelenken oder zweckmäßig konstruierten Rippenplatten ausführbar⁶⁾. Eine weitere

⁶⁾ Moselbrücke bei Novéant (vgl. Arm. Beton 1910, Nr. 1.)

Möglichkeit zur Erzielung flacher eingespannter Gewölbe mit rechteckigem Querschnitt besteht noch darin, daß man die „verbesserte Gewölbeform“⁷⁾ anwendet, wodurch das kleinste Pfeilverhältnis ebenfalls noch wesentlich herabgedrückt werden kann.

Fig. 6 bietet die Möglichkeit, rasch festzustellen, welche Scheitelstärke den kleinstmöglichen

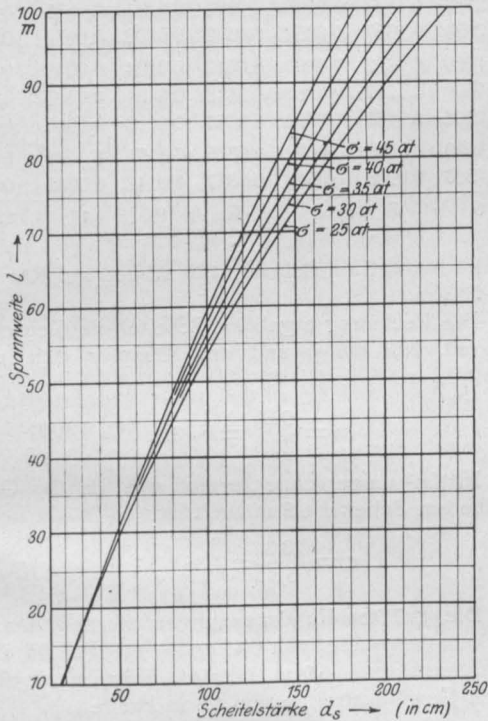


Fig. 6.

Spannungen entspricht, und um nachzuprüfen, ob nicht etwa durch zu starke Abmessungen veranlaßte unnütz hohe Beanspruchungen vorliegen und das Gewölbe unzweckmäßig konstruiert ist.

Die Kurven ersetzen die Gl. (38) und haben zur Voraussetzung, daß man die kleinstmöglichen Spannungen, die von dem vorliegenden Pfeilverhältnis abhängig sind, kennt. Dieser Umstand ist jedoch nicht von allzu großer Bedeutung, da die Kurven bei den gebräuchlichen Spannweiten nahezu zu einer einzigen zusammenfallen und die Größe von σ ziemlich belanglos ist.

Handelt es sich beispielsweise um eine 50 m weit gespannte Brücke, so ergibt sich, falls man die kleinstmögliche Spannung zu 30 kg/cm² annimmt, $d_s \approx 88$ cm. Dieses Maß schwankt bei andern Werten von σ äußerst wenig. Es hat

somit keinen Zweck, dem Gewölbe eine Scheitelstärke von über 88 cm zu geben, da dann unnütz hohe Spannungen veranlaßt werden.

Näherungsweise kann auf Grund der Fig. 6 bestimmt werden, daß im allgemeinen als Höchstmaß der Scheitelstärke bei zweckmäßiger Konstruktion das Maß von

$$d_s \approx \frac{l}{56} \dots \dots \dots (45)$$

in Betracht kommen dürfte. Stärkere Gewölbe scheinen keineswegs einwandfrei zu sein, und dies um so mehr, da als weitere Ursachen der Spannungen noch Schwinderscheinungen und Lagerbewegungen (Nachgeben der Widerlager) in Frage kommen können, die mitunter beträchtlich Einflüsse mit sich bringen, und dabei starke Gewölbe empfindlicher sind wie schwache.

Mit diesen Ausführungen werden auch ohne weiteres die laienhaften Begriffe erledigt, welche den Sicherheitsgrad der Brückengewölbe von den Abmessungen abhängig machen und voraussetzen, daß besonders starke Ausbildung das Kennzeichen außerordentlicher Tragfähigkeit wäre.

Durch die teilweise eng aneinanderliegenden Kurven der Fig. 6 ergibt sich, daß das Maß der den kleinstmöglichen Spannungen entsprechenden Scheitelstärke bei kleineren Brücken von σ nahezu unabhängig ist und bei Brücken von großer Spannweite um so eher erreicht wird, je größer σ oder je kleiner die Pfeilhöhe vorliegt. Da sich bei abnehmendem Pfeilverhältnis die Scheitelstärke von selbst dem den kleinsten Spannungen entsprechenden Maß nähert, so erkennt man, daß es bei flacheren Gewölben besonders angebracht ist, sich auf Grund der vorstehenden Ausführungen zu vergewissern, daß keine zu starken Abmessungen vorliegen.

Schließlich sei noch vermerkt, daß man die Gewölbe, deren Scheitelstärke nach Gl. (23) oder (31) festgelegt wurde, nach dieser Richtung hin keineswegs einer Prüfung zu unterziehen braucht, da diese Gleichungen von selbst schon die richtigen Abmessungen liefern. Wenn sich dabei die in Betracht kommenden Gewölbe als unausführbar erweisen sollten, so wird dies durch einen imaginären Wert von d_s gekennzeichnet.

Zur raschen

Bestimmung der Gewölbeachse

fügen wir nachstehende Tabelle an, die nach dem aus der Differentialgleichung der Stützlinie

$$H \cdot \frac{d^2 y'}{dz^2} = g_z \dots \dots \dots (46)$$

hervorgehenden, vom Verfasser in dem Werk „Neuere Methoden . . .“ ermittelten Ausdruck⁸⁾

7) Vom Verfasser „Neuere Methoden . . .“, Seite 184. Es wird dort die Möglichkeit einer gewissen Formgebung vorgeführt, welche außergewöhnliche wirtschaftliche Vorteile bietet.

8) Vgl. auch Dr.-Ing. R. Färber, „Neues Verfahren zur raschen Ermittlung der Formen und der Normalkräfte in Gewölben“. Deutsche Bauzeitung 1915, Nr. 3.

Tabelle der Gewölbeordinaten (Werte von $y':f$).

Werte von m	Punkt												
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1,000	1,0000	0,8403	0,6944	0,5625	0,4444	0,3403	0,2500	0,1736	0,1111	0,0625	0,0278	0,0070	0
1,350	1,0000	0,8330	0,6830	0,5493	0,4312	0,3282	0,2400	0,1659	0,1058	0,0594	0,0264	0,0066	0
1,755	1,0000	0,8256	0,6714	0,5359	0,4179	0,3163	0,2300	0,1584	0,1007	0,0563	0,0250	0,0062	0
2,241	1,0000	0,8179	0,6593	0,5223	0,4043	0,3041	0,2200	0,1508	0,0954	0,0532	0,0235	0,0059	0
2,815	1,0000	0,8100	0,6473	0,5084	0,3908	0,2920	0,2100	0,1432	0,0903	0,0502	0,0221	0,0055	0
3,500	1,0000	0,8019	0,6348	0,4944	0,3771	0,2798	0,2000	0,1357	0,0852	0,0472	0,0208	0,0052	0
4,325	1,0000	0,7935	0,6220	0,4801	0,3632	0,2675	0,1900	0,1282	0,0801	0,0442	0,0194	0,0048	0
5,322	1,0000	0,7848	0,6089	0,4656	0,3491	0,2552	0,1800	0,1207	0,0751	0,0413	0,0181	0,0045	0
6,532	1,0000	0,7758	0,5955	0,4508	0,3350	0,2428	0,1700	0,1133	0,0701	0,0384	0,0168	0,0041	0
8,027	1,0000	0,7665	0,5816	0,4356	0,3205	0,2303	0,1600	0,1060	0,0652	0,0356	0,0155	0,0038	0
9,889	1,0000	0,7567	0,5672	0,4200	0,3059	0,2177	0,1500	0,0986	0,0603	0,0327	0,0142	0,0035	0
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12

$$y' = \frac{f}{m-1} (\zeta \text{ or } \xi k - 1), \text{ wo } \zeta \text{ or } \xi k = m = \frac{g_k}{g} \quad (47)$$

berechnet wurde.

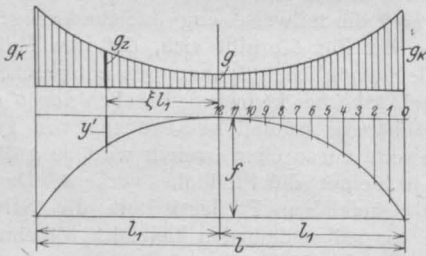


Fig. 7.

Wie ersichtlich, haben die einzelnen Kurven im Gewölbeviertel gleichen Abstand. Bei Zwischenwerten von m hat man zu interpolieren.

Beispiel I, Gmündertobelbrücke⁹⁾.

Die in Fig. 8 dargestellte Brücke hat eine theoretische Spannweite von 79,64 m und den theoretischen Pfeil $f = 25,50$ m. Die Gewölbe-

⁹⁾ Die Unterlagen wurden aus der Veröffentlichung von Prof. E. Mörsch in der Schweizerischen Bauzeitung 1909, Nr. 7, 8, 9 und 10, entnommen.

¹⁰⁾ Es ist darunter ein Wert zu verstehen, der sich aus dem Fahrbahngewicht und dem Gewicht des 1,2 m starken Gewölbes am Scheitel zusammensetzt. Die Ermittlung geschah auf Grund der vermerkten Veröffentlichung.

stärke beträgt am Scheitel 1,20 m und am Kämpfer 2,13 m.

Die Rechnung ergab am Scheitel ein Gewicht von rd. 28,3 t/m¹⁰⁾ und am Kämpfer von rd. 90,0 t/m, weshalb Gl. (3)

$$m = \frac{90,0}{28,3} = \sim 3,2.$$

In t/m² umgerechnet, ergibt sich, da das Gewölbe am Scheitel 6,5 m breit ist,

$$g = \frac{28,3}{6,5} = 4,36 \text{ t/m}^2.$$

Die größten Randspannungen werden durch Verkehrsbelastung von 0,45 t/m² erzeugt. Da die Belastungsbreite 6,9 m beträgt, folgt somit für einen Gewölbestreifen von 1,0 m Breite

$$p_e = 0,45 \cdot \frac{6,9}{6,5} = \sim 0,48 \text{ t/m}^2.$$

Bei dem Schub $H_{g0} = 1229$ t ergibt sich am Scheitel die Grundpressung

$$\sigma_g = \frac{1229}{1,2 \cdot 6,5} = 158 \text{ t/m}^2.$$

Aus der genauen Berechnung geht hervor, daß die größte Beanspruchung am Scheitel

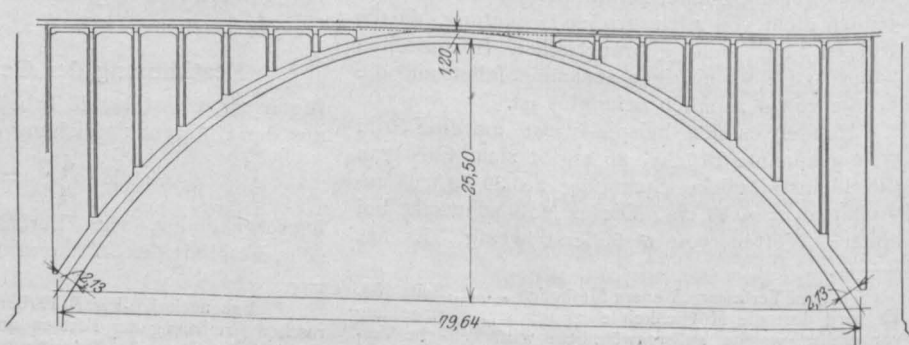


Fig. 8.

313 t/m² beträgt. Indem wir diese Spannung als zulässige Materialbeanspruchung annehmen, prüfen wir das Gewölbe insoferne, als wir das dabei erforderliche Maß der Scheitelstärke feststellen.

Ermittlung der Scheitelstärke.

Wir erhalten nach den Gl. (4) u. (5):

$$k = 0,1090 + 0,0185 \cdot 3,2 - 0,0005 \cdot 3,2^2 = 0,1631,$$

$$k_1 = 0,0600 + 0,0035 \cdot 3,2 = 0,0712,$$

$$k_2 = 0,0252 + 0,0024 \cdot 3,2 = 0,0329.$$

Nach den Gl. (22) folgt, indem wir bei Berechnung von c_3 den Temperaturunterschied zu $t^0 = 20^0$ annehmen,

$$c_1 = \frac{4,36 \cdot 0,1631 + 0,48 \cdot 0,0712}{25,5} = 0,0292 \text{ t/m}^3,$$

$$c_2 = 0,48 \cdot 0,0329 = 0,0158 \text{ t/m}^2,$$

$$c_3 = \frac{70 \cdot 20 + 2,5 \cdot 158}{25,5} = 70,3 \text{ t/m}^3.$$

Setzt man in Gl. (22) $d_s = 1,20 \text{ m}$, so folgt mit $\sigma = \infty 310 \text{ t/m}^2$

$$\sigma_0 = 310 - 70,3 \cdot 1,2 = 225 \text{ t/m}^2,$$

und Gl. (23) liefert

$$\begin{aligned} d_s &= \frac{c_1 l^2}{2 \sigma_0} \left[1 + \sqrt{1 + \frac{4 \sigma_0 c_2}{(c_1 l)^2}} \right] \\ &= \frac{0,0292 \cdot 79,64^2}{2 \cdot 225} \left[1 + \sqrt{1 + \frac{4 \cdot 225 \cdot 0,0158}{(0,0292 \cdot 79,64)^2}} \right] \\ &= 1,20 \text{ m.} \end{aligned}$$

Die Gleichung liefert prompt den richtigen Wert. Es ergibt sich hieraus ohne weiteres ihre außerordentliche Zuverlässigkeit.

Wir nehmen nun entgegen dieser Nachprüfung an, daß das Gewölbe zu entwerfen wäre und die Scheitelstärke noch nicht bekannt sei. Es ist dann wie folgt vorzugehen.

Indem wir das Fahrbahngewicht zu 9,6 t/m feststellen, erhalten wir

$$g_0 = \frac{9,6}{6,5} = 1,48 \text{ t/m}^2.$$

Das Verhältnis m ist in diesem Falle zu schätzen. Mit den für k , k_1 und k_2 bereits ermittelten Werten (entspr. $m = 3,2$) ergibt sich nach den Gl. (29)

$$c_0 = \frac{1,48 \cdot 0,1631 + 0,48 \cdot 0,0712}{25,5} = 0,0108 \text{ t/m}^3,$$

$$c_1' = \frac{2,4 \cdot 0,1631}{25,5} = 0,0154 \text{ t/m}^4$$

($\gamma = 2,4 \text{ t/m}^3 = \text{spez. Gew. v. Eisenbeton}$)

$$c_2 = 0,48 \cdot 0,0329 = 0,0158 \text{ t/m}^2 \text{ (wie vor),}$$

$$c_3' = \frac{70 \cdot 20}{25,5} = 54,9 \text{ t/m}^3,$$

$$c_4 = \frac{2,5 \cdot 1,48 \cdot 0,1631}{25,5^2} = 0,0009 \text{ t/m}^4,$$

$$c_5 = \frac{2,5 \cdot 2,4 \cdot 0,1631}{25,5^2} = 0,0015 \text{ t/m}^5.$$

Mit $d_s = 1,20 \text{ m}$ wird nach Gl. (30) (zulässige Beanspruchung $\sigma = 310 \text{ t/m}^2$)

$$\begin{aligned} \sigma_0' &= 310 - (0,0154 + 0,0009) \cdot 79,64^2 \\ &\quad - (54,9 + 0,0015 \cdot 79,64^2) \cdot 1,20 \\ &= 128 \text{ t/m}^2, \end{aligned}$$

und hiermit gibt Gl. (31)

$$\begin{aligned} d_s &= \frac{c_0 l^2}{2 \sigma_0'} \left[1 + \sqrt{1 + \frac{4 \sigma_0' c_2}{(c_0 l)^2}} \right] \\ &= \frac{0,0108 \cdot 78,64^2}{2 \cdot 128} \left[1 + \sqrt{1 + \frac{4 \cdot 128 \cdot 0,0158}{(0,0108 \cdot 79,64)^2}} \right] \\ &= 1,19 \text{ m.} \end{aligned}$$

Auch dieses Resultat ist außerordentlich genau¹¹⁾. (Fortsetzung folgt.)

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet von Dr.-Ing. W. Kunze, Dresden.

L. bedeutet Hinweis auf eine in der Zeitschrift „Armierter Beton“ früher erschienene Literaturschau.

I. Der Baustoff.

1. Herstellung und Bearbeitung.

Prüfet die Zuschlagstoffe und den fertigen Beton auf der Baustelle! Von Baumeister C. Busemann. Gegenüber der Veröffentlichung über die Dichtigkeit von Beton von Regierungs-Baumeister Amos (Der Brückenbau

1917 Nr. 3. Vgl. L Januar 1917) stellt sich Verf. auf den Standpunkt, den Reg.-Baumeister Hildebrand im Zentralblatt d. B. 1917 Nr. 1 und 2 vgl. L. Februar 1917 einnimmt. Im Betongemisch sei

¹¹⁾ Als weitere Wurzel kann nach der vorstehenden Gleichung $d_s = \infty 2,45 \text{ m}$ ermittelt werden. Es ist jedoch hier immer der kleinere positive Wert reell. (Vgl. auch Fig. 10.)

nicht ein großer Mörtelgehalt an sich vorteilhaft, sondern es müsse jederzeit eine der Menge des feinen Sandes angemessene Zementmenge vorhanden sein. Daher erfordern viel feine Bestandteile viel Zement. Ein Beispiel aus der Praxis zeigt, daß ein umsonst zur Verfügung stehender Feinkies oft noch zu teuer sein kann. Wichtig sei auch große Mahlfeinheit des Zementes. Wegen dieser bewähre sich auch Eisenportlandzement besser als Portlandzement. Prüfung mit Kontrollbalken wird empfohlen. Mitteilung zahlreicher Versuchsergebnisse. Der Brückenbau 1917. Heft 11.

Steingrus als Betonzuschlag an Stelle von Sand. Von Regierungs-Baumeister Draesel, Mitteilung von Versuchsergebnissen, die bei der Untersuchung von Würfeln aus Zement-Quarzsand und Zement-Steingrus (Steinbrecherrückstand) gefunden worden sind. Auch hier wie bei den Schaperschen Versuchen — vgl. Literaturschau Mai 1917 — für die Verwendung von Steingrus günstige Ergebnisse. (Die Anzahl der untersuchten Würfel ist allerdings ziemlich klein gewesen.) Daher kann diese für Gegenden mit Sandmangel (hier hat es sich um den Oberharz gehandelt) wohl empfohlen werden. Zentralblatt d. B. 1917. Nr. 49.

Druckfestigkeiten von Betonmischungen aus verschiedenen Zuschlagstoffen. Von G. Mahir. Da die in Norddeutschland vorhandenen Kiessande zu wenig gröbere Bestandteile enthalten, ist zur Erzielung der erforderlichen Festigkeit bei der Betonherstellung entweder reichlicher Zement zuzusetzen oder ein grobkörniger Zuschlag zuzufügen. Verfasser tritt für die Verwendung von Steinschlag aus Kunststeinen ein. Dazu kann Klinker-, Kalksandstein- oder Beton-Abbruchmasse verwendet werden. Weiche Ziegelsteine kommen nicht in Frage. In einer Tabelle werden die Festigkeiten mitgeteilt, die verschiedene Betone, teils mit natürlichem, teils mit Kunststein-Zuschlag bereitet, bei Versuchen in Großlichterfelde sowie in den Laboratorien der Hamburger und Berliner Untergrundbahn aufgewiesen haben. Vor allem erstrecken sich die Versuche auf die Verwendung von Klinkerkleinschlag, die sich als durchaus zweckmäßig für Gegenden mit Mangel an Naturgestein erwiesen hat. Zentralblatt der Bauverwaltung 1917. Nr. 41.

Zement als Nebenerzeugnis anderer Betriebsstätten. Von A. Balster. Neben den Zementfabriken treten heute als Erzeuger ähnlicher Bindemittel die Eisenhüttenwerke in erheblichem Maße auf, die Hochofenzement, Eisenportlandzement, und Schlackenzement — als Nebenerzeugnis gewonnen — auf den Markt bringen. Nach dem gesetzlich geschützten Verfahren des schwedischen Ingenieurs Jungner läßt sich Düngkali künstlich aus kalireichen Silikaten (Feldspaten)

gewinnen. Dabei bildet sich als Nebenstoff Portlandzementklinker. Ist dies für das Ausland mehr von Belang, so ist es für Deutschland die Erzeugung von Schwefelsäure aus Gips; unter Zumischung von Silikaten erhält man auch bei dieser Fabrikation als Nebenerzeugnis Portlandzementklinker. Tonindustrie-Zeitung 1917. Nr. 71.

Traß als Zementersatz. In einem kurzen Hinweis wird Traßkalk- oder Traßzementmörtel als Ersatz für reinen Portlandzementmörtel empfohlen, da Zement zur Zeit außerordentlich teuer ist. Auf die Frage wird demnächst ausführlicher zurückgekommen werden. Bauwelt 1917. Nr. 25.

2. Prüfung und Untersuchung.

Zerstörung von Beton durch Gaswasser. In der Chem.-Zeitung von Dr. Ott veröffentlichte Beobachtungen. Der Kalk im Beton geht mit Rhodan-Wasserstoff und Thioschwefelsäure Verbindungen ein unter Abspalten von Ammoniak, an welches diese Säuren anfänglich gebunden sind. Dieser durch die Umsetzung erzeugten Zerstörung des Betons ist durch Anstriche nur unvollkommen zu begegnen. Beton und Eisen 1917. Nr. 9/10.

Beschädigungen von Bauwerken durch Grundwasser und Sickerwasser. Zu dem Seite 107 des Zentralblatts veröffentlichten Artikel von Stadtbaurat Bretschneider äußert sich Regierungs- und Baurat Teichmüller, auf einem in der Chem.-Zeitung 1916 Nr. 13/14 abgedruckten Gutachten von Prof. Dr. Heyer fußend, daß der in den Abwässerkanälen enthaltene Schwefelwasserstoff die Ursache der beobachteten Zerstörungen des Betons sein könne. Zentralblatt der Bauverwaltung 1917. Nr. 45. L. 1917. Heft 4.

Untersuchung von Hochofenschlacken auf ihre Eignung zur Betonbereitung. Von Fritz Eiselen. Nach Würdigung der großen Bedeutung der Frage gibt Verfasser einen zusammenfassenden Bericht über die in Heft 4 und 5 der Mitteilungen des Material-Prüfungsamtes Großlichterfelde Jahrgang 1916 gemachten Angaben. Die ausgedehnten Versuche haben ein im allgemeinen gutes Ergebnis für die Verwendung der Schlacken erbracht. Diese liefern häufig einen dem gewöhnlichen Kiesbeton überlegenen Baustoff. Es befinden sich unter den Schlacken aber bisweilen ungeeignete, welche nicht ohne weiteres und höchstens von den Hüttenwerken selbst als solche zu erkennen sind. Daher müßte die Aussonderung der ungeeigneten Schlacken von dieser Stelle aus erfolgen. Deutsche Bauzeitung 1917. Mitteilungen Nr. 10.

II. Theorie.

Berechnung des kontinuierlichen Trägers mit veränderlichem Trägheitsmo-

ment über vielen gleichen Öffnungen. Von Dr.-Ing. A. Ritter, i. Fa. Wayß & Freytag A.-G., Düsseldorf. Armierter Beton 1917. Heft 5 und 6.

Über exzentrische Fundamente, sogenannte Stiefelfundamente. Von Obering. Dr.-Ing. A. Fruchtländer, Bremen. Die Einwirkung des Bodengegendruckes auf die (ausladende) Grundplatte und deren Anschluß an die Säule, oder den Rahmenstiel wird untersucht. Beton und Eisen 1917. Nr. 9/10.

Durchlaufende Träger auf unendlich vielen Stützen. Von Ing. Franz Brichca. Verfasser geht den in Müller-Br., Graphische Statik Band II 2. Abt. § 13 gegebenen Ableitungen nach und ändert die dortigen Ergebnisse ab. Betonbau 1917. Heft 6.

Die Differenz-Formänderungsarbeit. Von Prof. A. Ostefeld, Kopenhagen. Hierbei wird die Mohrsche Arbeits-Gl. auf die Belastung mit den wirklichen Kräften P und S_m und auf einen Verschiebungszustand angewendet, der entsteht, wenn man nicht die wirklichen Verschiebungen δ und ΔS_m , sondern deren Zuwächse $\frac{\partial \delta}{\partial S_m} \cdot d S_m$ und $\frac{\partial \Delta S_m}{\partial S_m} \cdot d S_m$ als Knotenwege einführt. Zeitschrift für Betonbau 1917. Heft 6.

Berechnung der Säulen aus umschmürtem Gußeisen. Von Dr. Max R. v. Thullie, Lemberg. Verfasser nimmt Bezug auf seine Veröffentlichung in der Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst 1914 Heft 30 und die von Oberingenieur Schreiber, ebenda 1915 Seite 160. Schreiber gibt dort, auf Grund von Versuchen, einen Wert k , der zur Berechnung der Säulen in einer allgemeinen Formel Verwendung finden soll. Verfasser weist an den Versuchen nach, daß sein Rechenverfahren, da es sich nur auf einwandfrei feststehenden Baustoff-Beiwerten (k für Gußeisen usw.) aufbaue, größere Zuverlässigkeit besitze. Es liere ungünstigere Ergebnisse, schließe also eine größere Sicherheit in sich. Beton und Eisen 1917. Heft 9/10.

Beitrag zur Berechnung der Bogendächer. Von Ing. A. Strassner, Frankfurt a. M. Verfasser untersucht den Unterschied der Angriffsmomente bei Bogendächern, wie sie sich ergeben, wenn man einmal die Winddruck-Wirkungslinien absolut wagerecht, das andere Mal entsprechend reduziert, rechtwinklig zur Dachfläche gerichtet annimmt. Deutsche Bauzeitung 1917. Zement-Mitteilungen Nr. 11/12.

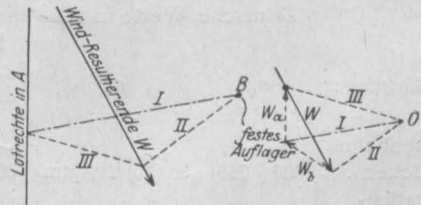
Der zweistielige, symmetrische Dreifeldträger mit freier Endauflagerung. Von Ingenieur Leopold Herzka, Staatsbahnrat, Wien. Nochmalige Veröffentlichung der in der Zeitschrift für Eisenbetonbau 1915 Heft 12 erschienenen Arbeit. Der Eisenbau 1917. Nr. 6.

Zahlentafeln für Biegung mit Achsenzug. Mitgeteilt von Dr.-Ing. Paul Müller, z. Zt.

Dortmund, berechnet von Dipl.-Ing. Lippacher, Dortmund. In 3 Tafeln für $f_e = f_e'$, $f_e' = \frac{f_e}{2}$ und $f_e' = 0$ werden hier für alle Werte von σ_b zwischen 8 und 40 kg/qcm die sich aus der kubischen Gleichung von Mörsch ergebenden Beiwerte gefunden, sodaß für jedes angenommene σ_b sich eine quadratische Gleichung von der Form $A \cdot b \cdot d^2 + B \cdot N \cdot d - M = 0$ bilden läßt. Eine Rechnung für verschiedene Werte σ_b gibt verschiedene Größen d (und f_e), zwischen denen zu wählen ist. Die Arbeit hat mit der des Referenten, vgl. Armierter Beton 1916, Heft 8, Ähnlichkeit. Diese behandelt zwar exzentrische Druckkräfte, würde aber, auf Zugkräfte angewandt, ein einfacheres Verfahren liefern, da sich aus dem Verhältnis von Exzentrizität zur Normalkraft die Größe der Säulenstärke sofort als Proportionale der Längskraft N ergibt. Zeitschrift für Betonbau 1917. Heft 3.

Beitrag zur graphischen Untersuchung von kontinuierlichen Trägern mit veränderlichem Trägheitsmoment. Von J. Polivka, Zürich. Einleitung. — Elastizitätsebenen des kontinuierlichen Balkens a) des Einzelfeldes, b) des kontinuierlichen Balkens. 3. Bestimmung der Festpunkte als Antipole der Elastizitätsebenen. — Belastung eines Feldes. — Anwendung auf den kontinuierlichen Balken mit konstantem Trägheitsmoment. Zeitschrift für Betonbau 1917. Heft 4 und 5.

Über die Auffindung der Widerlagergegendrucke für Winddruck bei Bindern. Von Prof. Ing. Joseph Röttinger. Die Resultierende der Windkraft und die Lotrechte im beweglichen Auflager A schneiden sich oft weit außerhalb des Zeichenbrettes. Hier wird ein schönes, sehr einfaches und naheliegendes Verfahren gegeben, mittels



Seileckes die Richtung der anderen (durch B verlaufenden) Stützkraft zu finden. Man lege durch B die Seilstrahlen I und II und zeichne die Schlußlinie 3. Hierzu wird mit W ein Kräfteck gezeichnet, in welchem Strahl I die in ihrer Richtung bereits bekannte Stützkraft W_a der Größe nach liefert. Damit ist auch W_b gefunden. Zeitschrift des Österr. Ing. u. Arch.-Vereins 1917. Heft 16.

Neue Lösung des Erddruckproblems. II. Erddruck aus Nutzlasten. Von Dr.-Ing. R. Färber, Oberingenieur der Fa. Buchheim & Heister, Frankfurt a. M. Fortsetzung des in Nr. 2 der Mittei-

lungen 1917 veröffentlichten Verfahrens. Vgl. L. Deutsche Bauzeitung 1917 Mitteilungen Nr. 10.

Beitrag zur Berechnung der schiefen Zugkräfte am Auflager des Eisenbetonbalkens bei wandernden Einzellasten. Von Dipl.-Ing. Franz Meyer, Königsberg. Die für den Fall mit ruhenden Lasten allbekannte Bestimmung der schiefen Hauptzugspannungen wird für bewegliche Lasten gelöst. Untersucht werden 5 Belastungsfälle, Berechnung der Maxima durch Differentiation. Die von dem Eisen aufzunehmenden Zugkräfte sind so berechnet worden, daß 4 kg/qcm der Schubspannungen dem Beton und nur der Rest den Eisen zugewiesen wird. Das steht im Widerspruche mit den neuen deutschen Bestimmungen § 17 Ziffer 3. (Vgl. Dipl.-Ing. O. Henkel, Beton und Eisen 1917 Seite 134.) Beton und Eisen 1917. Heft 9/10. Deutsche Bau-Zeitung 1917. Mitteilungen Nr. 10 und 11.

III. Eisenbetonversuchswesen. Feuerproben.

IV. Vorschriften und Leitsätze.

Entwurf für Eisenbeton-Vorschriften (für Holland). Die Abteilung für Bau- und Wasserbau-Wissenschaft des Koninklijk Instituut van Ingenieurs hat einen verbesserten Entwurf für Eisenbetonvorschriften ausgearbeitet und bekanntgegeben. Dieser stellt eine gründliche Erfassung aller Fragen dar, wenn er auch an Ausführlichkeit einzelner Bestimmungen hinter den in Deutschland geltenden neuen Bestimmungen zurückbleibt. Abweichungen gegen die deutschen Bestimmungen sind zahlreich vorhanden, doch können hier nur einige genannt werden. Die zulässigen Spannungen sind größer, siehe folgende Zusammenstellung:

Bei Biegung:	Deutsche Werte in Klammern		
	σ_e	σ_b	Achsisdruck σ_b
1. Eisenbahnbrücken . .	800 (750)	35 (30) kg/qcm	30 (30)
2. Straßenbrücken u. wo sonst starke Erschütterungen	1000 (900)	40 (35) „	35 (30)
3. Im übrigen	1200 (1200)	50 (40) „ (40 bis evtl. 50)	40 (35)

Für Säulen bestehen in besonderen Fällen Einschränkungen bis auf 25 kg/qcm. Die deutsche Gleichung $P = \sigma_b (F_k + 15 F_e + 45 F_g)$ ist genau übernommen. Während die deutschen Bestimmungen zur Ermittlung der Formänderungen die Zahl $n = E_e/E_b = 10$ in Rechnung stellen, verlan-

gen die vorliegenden Vorschriften, daß mit dem vollen Betonquerschnitt unter Vernachlässigung der Eiseneinlagen gerechnet werde. De Ingenieur 1917. Nr. 21.

Concept Gewapend Beton-Voorschriften. Entwurf für Eisenbeton-Vorschriften. Zu dem in Nr. 21 von De Ingenieur 1917 veröffentlichten Entwürfe für Eisenbeton-Vorschriften — siehe oben — erscheinen kritische Bemerkungen 1. von B. Schelling, Rijswijk und 2. von Jr. J. A. Bakker. De Ingenieur 1917. Nr. 24.

Bedingungen für Beton- und Eisenbeton-Arbeiten. Besprechung eines Entwurfes für solche Bedingungen, welcher Richtlinien für die Aufstellung von Verträgen zwischen Bauherrn und Unternehmern geben soll. Der Entwurf stammt von dem Betonbau-Arbeitgeber-Verband für Deutschland und dem Beton-Verein; diese haben in Gemeinschaft mit dem Verb. Deutsch. Arch- und Ing.-Vereine beim preußischen Ministerium den Erlaß solcher Bedingungen beantragt. Deutsche Bauzeitung 1917. Mitteil. Nr. 11.

Richtlinien für die Lieferung von Hochofenschlacke zur Verwendung für die Betonbereitung. Von Dr. A. Guttman. Wiedergabe des Ministerialerlasses vom 23. April 1917, mit welchem die Richtlinien, die die vom Minister der öffentlichen Arbeiten eingesetzte Kommission für die Verwendung von Hochofenschlacken zu Betonzwecken aufgestellt hat, den Behörden zur Beachtung aufgegeben werden. Es folgt der Wortlaut der Richtlinien selbst. Hieran schließen sich gemeinverständliche Erläuterungen und Begründungen der verschiedenen in den Richtlinien gestellten Forderungen. Stahl und Eisen 1917. Nr. 23.

V. Ausführungen.

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

Terrazzoarbeiten. Von E. Häufler. Schwierigkeiten beim Polieren von Terrazzo seien die Folge von scharfen Körnchen im Zement. Sowie man feingemahlten Zement verwende, verschwinden die Schwierigkeiten. Tonind.-Zeitung 1917. Nr. 65.

Säulen-Schalung mit Verwendung von Winkeleisen. Von F. C. Perkins. Eine in Amerika angewandte Schalungsweise. Beton und Eisen 1917. Nr. 9/10.

Eine eigenartige Wirkung des Frostes im Winter 1916/17. Von Dipl.-Ing. A. Jackson in Stuttgart. An Hand von zwei verblüffenden Photographien wird ein sehr beachtlicher Vorgang auf der Baustelle mitgeteilt. Eine schon abgebundene Eisenbetondecke war noch mit einer Anzahl Sprießen abgestützt, welche auf einem sehr wasserhaltigen Lehmboden aufsaßen. Die

mit dem starken Frost eintretende Durchfrierung des Bodens bis auf 0,40 bis 0,50 m Tiefe erzeugte eine Hebung des Bodens um bis 4 cm. Die Decke wich nicht nach oben aus, sodaß die Sprießen knickten. Wären aber noch sämtliche Sprießen vorhanden gewesen, würde wohl die Decke zerstört worden sein. Deutsche Bauzeitung 1917. Mitteil. Nr. 10.

Gartentorsäulen aus Eisenbeton. Von Dr. W. Kunze, Dresden. Eisenbeton wird empfohlen, da massenhafte Beobachtungen gezeigt haben, wie zerstörend Sprengwirkungen, Schub- und Biegunsspannungen an den Stellen, wo die Tore mit Eisen an den Säulen befestigt sind, auf weiche Steinarten (Sandstein usw.) wirken. Tonindustrie-Zeitung 1917. Nr. 68.

Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. 16. Einsturz einer Brüstungsmauer (einschl. der Verankerungsplatte). Deutsche Bauzeitung 1917. Mitteil. Nr. 11. Zentralblatt der Bauverwaltung. Nr. 40. Beton und Eisen 1917. Heft 7/8.

Fugen und Gelenke im Eisenbetonbau mit einigen Beispielen aus der Praxis. Von Prof. Dr.-Ing. R. Saliger. Allgemeiner Teil I. Längenänderungen und Eigenspannungen des Eisenbetons. II. Schwinden des Betons, Wärmeänderungen und Auflagerbewegungen im Tragwerk. [Hier wird der folgende, durchaus berechtigte Satz ausgesprochen: Die Unsicherheiten in den Rechnungsannahmen (Temperaturschwankungen, SchwindgröÙe, Widerlagerbewegungen) lassen eine richtige Erfassung des ganzen Spannungszustandes (bei monolithischen Konstruktionen) nicht erwarten. Damit ist ein höchst unerwünschter Unsicherheitsgrad verbunden, der alle feineren Berechnungen trügerisch macht.] III. Dehnfugen und Gelenke zur Verminderung der Eigenspannungen und der RiÙgefahre. Übersicht über die verschiedenen Möglichkeiten zur Verringerung zu großer statischer Unbestimmtheit. Die Wahl geeigneter Systeme, gute Gesamtanordnung, baustoffgerechter Entwurf und ebensolche Ausführung sind mehr geeignet, die Sicherheit eines Eisenbetonbaus zu erhöhen, als langwierige Berechnungen, welche sich stets nur auf die rechnerisch erfaßbaren Einflüsse erstrecken können. Zweiter Teil: Beispiele für die Anwendung von Dehnfugen und Gelenken. Hier werden mit vielen Abbildungen zahlreiche Fälle aus der Praxis, zum Teil mit statischen Entwicklungen ausgestattet, vorgeführt. Zeitschr. f. Betonbau 1917. Heft 2—6.

2. Ausführungen im Hochbau.

Turnhalle der Mädchen-Mittelschule in Löwenberg in Schl. Von Ing. Wilhelm Iwand, z. Zt. Sprottau. Besprechung, Photographien und Zeichnungen des geschmackvollen Baues. Beton u. Eisen 1917. Heft 9/10.

Neuere amerikanische Versuche mit trägerlosen Decken. Von Dr.-Ing. Polivka. Angaben der in Beton und Eisen bisher erschienenen Abhandlungen über Pilzdecken: 1916 Nr. 11, 1915 Nr. 7/8, 1914 Nr. 6 (1914 Nr. 12/13 von Dr. Lewe). Mit Abbildungen werden amerikanische Versuche wiedergegeben und Erläuterungen angeknüpft. Beton u. Eisen 1917. Heft 9/10 u. 11/12.

3. Ausführungen im Brückenbau.

Die Eisenbetonbrücke bei Bad Mscheno (Böhmen). Mitgeteilt von K. K. Oberbaurat Gustav Hermann. 2 Tafeln mit Zeichnungen und einigen Abbildungen im Texte, sowie eine eingehende Beschreibung des Bauwerkes, die sich mit der Vorgeschichte, der Baugeschichte, der Anordnung, den Belastungsannahmen, der Art der statischen Berechnung, den Probelastungen und deren Ergebnissen befaßt. Die Brücke hat 20 m Spannweite, 8 m Pfeil und $1 + 5 + 1$ m Breite. Der Bogen besteht aus 4 Rippen. Die photographische Darstellung läßt die Brücke auch als schönheitlich befriedigend erscheinen. Österr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst 1917. Heft 25.

Zwei neue Straßenbrücken in Eisenbeton über den Neckar. Von Ober-Ing. O. Muij (Wayß & Freytag A.-G.). Eine Balkenbrücke mit 3 Öffnungen von je 17,26 m Stützweite. Bemerkenswert sind die Verankerung am beweglichen Auflager, wo ein Abheben zu erwarten stand, sowie die Mitteilungen über die Ausführung der Brücke in 2 Teilen (je die halbe Breite). Zahlreiche Abbildungen. Deutsche Bauzeitung 1917. Zement-Mitt. 1917. Nr. 11.

Die Wiederherstellung einer gesprengten Eisenbetonbrücke. Von beh.-aut. Ziviling. Ignaz Olexinzer, K. K. Landsturm-Ing.-Lt. Zeitschrift f. Betonbau 1917. Nr. 2.

4. Ausführungen im Wasserbau.

— — —

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

Die Entwicklung des Eisenbetons im Bau von Untergrundbahnen. Von Ingenieur G. Mahir (Berlin - Wilmersdorf). Umfassender Artikel mit zahlreichen Abbildungen. Armierter Beton 1917. Heft 5 und 6.

VI. Sonstiges.

Deutscher Ausschuß für Eisenbeton. Die deutschen und österr.-ungarischen Fachgenossen werden aufgefordert, bis 1. Januar 1918 Bearbeitungen über das ganze Gebiet oder einzelne Teile des Eisenbetonbaues einzusenden, welche die Frage behandeln, was an Versuchen zur Erkenntnis des Verhaltens des Eisenbetons bereits geleistet ist und was noch zu gesche-

hen habe. Deutsche Bauzeitung 1917. Mitteil. Nr. 10.

Zwei wichtige Kundgebungen des D. A. f. E. und des österr. Eisenbeton-Ausschusses. Dr. F. v. Emperger bespricht die obigen Kundgebungen, ihre Bedeutung und die zu erhoffenden Folgen in „Beton und Eisen“ 1917. Heft 9/10.

Die Lage des Betonbaugewerbes. Von Viktor Brausewetter, Wien. Nachwort von Saliger. Die Ausführungen geben ein Bild von den Schwierigkeiten, mit denen der Beton- und der Eisenbetonbau in Österreich — ganz wie in Deutschland — infolge des Krieges zu kämpfen hat. Zeitschr. für Betonbau 1917. Heft 6.

Die Unzulänglichkeit veröffentlichter Baubeschreibungen. Von Dr.-Ing. Karl v. Terzaghi. Verfasser tadelt an den nach der herkömmlichen Weise abgefaßten Veröffentlichungen in ausführlichen, sehr lesenswerten Darlegungen, daß sie sich meist mit einer Beschreibung des Projektes, des Arbeitsvorganges und einer Zusammenstellung der Kosten begnügen. Sehr selten würden Erfahrungen veröffentlicht, Vorteile bekanntgegeben, die sich durch diese oder jene organisatorische Maßnahme ergeben haben, Fehlkalkulationen begründet und bemerkenswerte Erscheinungen im Verhalten der Baustoffe und insbesondere des Erdreiches mitgeteilt. Das Vorherrschen von Veröffentlichungen aus der Statik wird mit folgenden Worten gegeißelt: „Es scheint dem Ingenieur die Freude an dem Exakten und ziffernmäßig Darstellbaren seiner eigenen Arbeit so tief im Blut zu sitzen, daß er geneigt ist, seine Arbeit ausschließlich im Überwinden der angelegten Schwierigkeiten und im Bewältigen der sich ergebenden Probleme zu sehen. Mit dieser alten Anschauung muß radikal gebrochen werden, denn das Mißverhältnis zwischen der Schärfe

unserer Rechenmethoden und der finanziellen Tragweite der Überraschungen wächst mit der Größe der Aufgaben, an die wir uns heranwagen“. (In der für die Allgemeinheit so wünschenswerten Veröffentlichung praktischer Erfahrungen erblicken die Firmen in vielen Fällen wohl nicht mit Unrecht die Preisgabe eines oft teuer erworbenen Schatzes.) Zeitschrift des österr. Ingenieur- und Architekten-Vereins 1917. Heft 21.

Ingenieure in der Stadtverwaltung betr. die Stimmberechtigung höherer technischer Gemeindebeamten. Deutsche Bauzeitung 11. April 1917, übernommen in Technik und Wirtschaft Juni 1917.

Die Ertragnisse der Zementindustrie. Die Zeitschrift Cement 1917, Nr. 9 wird eine Zusammenstellung der Dividenden von 75 Zementwerken entnommen. Danach sind ganz allgemein seit 1913 die Gewinne auffallend zurückgegangen. Das in der Zementverordnung vom 29. Juni 1916 erlassene Verbot der Errichtung neuer Zementwerke sei deshalb durchaus begründet. Die wirtschaftliche Lage der Zementindustrie wird auch in einem Artikel: Ziegelindustrie und Zementverordnungen behandelt. Tonind.-Ztg. 1917. Nr. 67.

Zur Behandlung der Tuberkulose in Kalköfenanlagen. Prof. Dr. Th. Sommerfeld-Berlin nimmt zu den bisherigen Veröffentlichungen in der Tonind.-Zeitung Stellung. Ein günstiger Einfluß des Kalkes auf Lungenerkrankungen wird nicht in Abrede gestellt. Tonind.-Zeitung 1917. Nr. 65.

Betonrohre. Vorschlag von M. Fabian, eine Innung der Zementwarenhersteller zu bilden. Tonind.-Ztg. 1917. Nr. 45. Zustimmung Äußerung zu diesem Vorschlage. Tonind.-Ztg. 1917. Nr. 63.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Personal-Mitteilung.

Der Mitarbeiter des „Arm. Beton“, Herr Oberingenieur Viktor Mautner, k. u. k. Leutnant i. d. Res. hat an der Kgl. Technischen Hochschule zu Hannover seine Prüfung als Doktor Ingenieur abgelegt.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Sven Hedin, „Nach Osten!“ 182 Seiten, 27 Abbildungen (25 Photographien, 2 Zeichnungen). Feldpostausgabe 1 M. Leipzig, F. A. Brockhaus.

Derselbe tapere Schwede, der schon durch sein Buch über die Westfront so erfolgreich für Deutschlands Ehre gefochten und unsern verblendeten Gegnern das „Volk in Waffen“ als ein leuchtendes Vorbild hingestellt hat,

tritt noch einmal für die Kulturmission der gesamten germanischen Welt in die Schranken! Er hat im vorigen Jahre mehrere Monate lang die Ostfront bereist, die deutschen, österreichischen und ungarischen Armeen von Memel bis Czernowitz kennen gelernt, ihr Leben und ihr Kämpfen studiert, mit ihren Heerführern als Freund und ihr Kämpfen die Schauplätze aller großen Kriegereignisse besucht, den Zerörungsweg der moskowitzischen Soldateska mit Entsetzen verfolgt und zuletzt den Siegeszug der verbündeten Armeen bis in das Herz Rußlands hinein mitgemacht.

Dankenswert ist besonders Hedins schlagend durchgeführter Vergleich zwischen Belgien und Ostpreußen. Mit Worten flammenden Zornes kennzeichnet er die Heuchelei, die von Mitleid mit den belgischen Franktireurs überfließt, aber kein Wort verliert über die unschuldig hingemordeten Männer, geschändeten Frauen und sinnlos verwüsteten Gegenden Ostpreußens. Hedins Schilderungen dessen, was er dort gesehen hat, werden in der ganzen Welt Aufsehen machen.

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