

ARMIERTER BETON.

1917. September.

INHALT

Beitrag zur Berechnung des Silodruckes. Von Dipl.-Ing. S. Kasarnowsky, Zürich. S. 197.
 Noch einmal: Die teilweise Ersetzung von Zement durch Traß bei Stampf- und Gußbetonbauten. Von Geheimrat Professor M. Foerster in Dresden. S. 198.
 Offizielles Merkblatt für die Verwendung von Traß. S. 200.
 Die wirtschaftliche Dimensionierung des Plattenbalkens. Von Dipl.-Ing. B. Barck, München. S. 201.
 Die Behandlung mehrstieliger Rahmen nach dem Verfahren des Zahlenrechtecks, Betrachtung ungleicher

Öffnungen und Stützhöhen aber gleicher Steifigkeitsverhältnisse (Stockwerksrahmen). Von Dr.-Ing., Dr. sc. nat. L.ewe, Leiter der Bauprüfungsstelle in Bromberg. (Fortsetzung und Schluß von S. 194.) S. 206.
 Literaturschau. Bearbeitet von Dr.-Ing. W. Kunze (Dresden). S. 213.
 Verschiedene Mitteilungen: Die Krankenrente der Kriegsteilnehmer. S. 216.
 Bücherbesprechungen. S. 216.

BEITRAG ZUR BERECHNUNG DES SILODRUCKES.

Von Dipl.-Ing. S. Kasarnowsky, Zürich.

Die gebräuchlichsten von Janssen und Koenen entwickelten Formeln zur Berechnung des Silodruckes sind abgeleitet ohne Berücksichtigung einer Auflast über der Silofüllung. In der Praxis sowie bei Laboratoriumsversuchen kommt es vor, daß die Silozellen von einer gleichmäßig verteilten Auflast beansprucht werden.

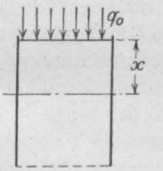


Fig. 1.

- q = den vertikalen spezifischen Druck im Abstände x von der Siloberkante,
- q_0 = die Auflast pro Flächeneinheit (q_0 ist zugleich der vertikale Druck für $x = 0$),
- p = den horizontalen spezifischen Druck,
- F = den Siloquerschnitt,
- U = den Umfang des Siloquerschnitts,
- γ = das spezifische Gewicht des Füllmaterials,
- φ = den Reibungswinkel des Füllmaterials;
- φ_1 = den Reibungswinkel zwischen Silowand und Füllmaterial.

Wie aus der Fig. 1 zu sehen ist, folgt aus der Gleichgewichtsbedingung eines herausgeschnittenen Elementarprismas

$$dq = dx \left(\gamma - p \operatorname{tg} \varphi_1 \frac{U}{F} \right).$$

Die Theorie des Erddruckes liefert uns die Beziehung zwischen q und p

$$p = q \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \dots \dots \dots (1)$$

setzt man zur Abkürzung

$$\frac{F}{U} \frac{1}{\operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \operatorname{tg} \varphi_1} = r,$$

so wird

$$dq = dx \left(\gamma - \frac{q}{r} \right) \text{ oder } \frac{dq}{dx} + \frac{q}{r} = \gamma.$$

Das allgemeine Integral dieser Differentialgleichung ist bekanntlich

$$q = A_1 e^{-\frac{x}{r}} + \gamma r \dots \dots \dots (2)$$

Die Integrationskonstante A_1 wird aus der Randbedingung gewonnen:

$$x = 0; q = q_0, \text{ also } q_0 = A_1 + \gamma r$$

oder

$$A_1 = q_0 - \gamma r.$$

In Gl. (2) eingesetzt erhält man

$$q = \gamma r + (q_0 - \gamma r) e^{-\frac{x}{r}}$$

oder

$$q = \gamma r \left\{ 1 - e^{-\frac{x}{r}} \right\} + q_0 e^{-\frac{x}{r}} \dots (3)$$

Das zweite Glied in dieser Gleichung stellt den Einfluß der Auflast dar, denn setzt man $\gamma = 0$, so wird

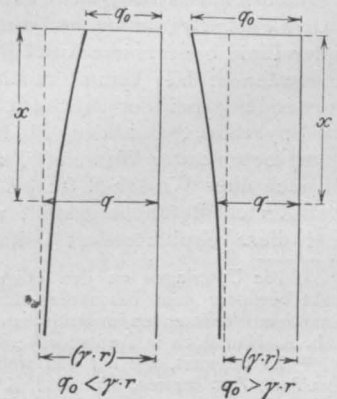


Fig. 2.

$$q = q_0 e^{-\frac{x}{r}}$$

Der zugehörige Wert von p kann aus Gl. (1) ermittelt werden.

Der Einfluß von q_0 nimmt mit der Tiefe rasch ab. Ist $q_0 > \gamma r$, so ist der größte Wert von q : $q_{\max} = q_0$; mit $q_0 = \gamma r$ wird $q = q_0 = \text{konstant}$.

Der Verlauf der q -Linie für $q_0 \gtrless \gamma r$ ist in Fig. 2 dargestellt. Mit Hilfe der Tabelle der Funktion

$e^{-\frac{x}{r}}$ wird die Rechnung vereinfacht. Für

$\frac{x}{r} > 3,0$ kann mit genügender Genauigkeit

$e^{-\frac{x}{r}} = 0$ gesetzt werden.

$\frac{x}{r}$	$e^{-\frac{x}{r}}$	$\frac{x}{r}$	$e^{-\frac{x}{r}}$	$\frac{x}{r}$	$e^{-\frac{x}{r}}$
0,0	1,000	1,0	0,368	2,0	0,135
0,1	0,905	1,1	0,333	2,1	0,122
0,2	0,819	1,2	0,301	2,2	0,111
0,3	0,741	1,3	0,273	2,3	0,100
0,4	0,670	1,4	0,247	2,4	0,091
0,5	0,607	1,5	0,223	2,5	0,082
0,6	0,549	1,6	0,202	2,6	0,074
0,7	0,497	1,7	0,183	2,7	0,067
0,8	0,449	1,8	0,165	2,8	0,061
0,9	0,407	1,9	0,150	2,9	0,055
1,0	0,368	2,0	0,135	3,0	0,050

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

Von Geheimrat Professor M. Foerster in Dresden.

Bei der teilweisen Ersetzung von Zement durch Traß, wie ihn der Aufsatz in dem August-Heft dieser Zeitschrift als ebenso notwendig wie zweckmäßig und durch vaterländische Rücksichten geboten erläutert hat, ist neuerdings die, für Fachkenner allerdings bereits beantwortete, Frage aufgeworfen worden, ob neben den bewährten Traß-Zement-Mörteln bereits Versuche und günstige Erfahrungen aus der Praxis mit Traß-Zement-Beton vorliegen.

Bei der großen Wichtigkeit dieser Frage für unseren gegenwärtigen und zukünftigen Betonbau, wird es deshalb weiteren Kreisen erwünscht sein, wenigstens das Wichtigste aus unserer Kenntnis vom **Traß-Zement-Beton** nachstehend angeführt zu sehen. Ergänzend seien ferner einige Mitteilungen über den gleichfalls bereits seit langem bestens bewährten Kalk-Traß-Beton und seine neuzeitliche Entwicklungsstufe den Kalk-Traß-Zement-Beton hinzugefügt.¹⁾

Von Anwendungen des Traß-Zement-Betons seit Beginn dieses Jahrhunderts sind in erster Linie bedeutsame Ausführungen in Holland zu erwähnen; hier kommt zunächst in Frage, die Verwendung bei der Brücke über die alte Maas in Spykenisse, bei der Pfeilerbauten sowohl Stampfbeton unter Wasser (1 T : 1 Z : 3 S : 5 K)²⁾ als auch über Wasser (1 T : 1 Z : 4 Sa : 10 K) aus Traß-Zement-Beton hergestellt wurden. Ebenso fand diese Grobmörtelart bei den Außenhafengebäuden zu Scheveningen und zwar sowohl unter Wasser (0,5 T : 1 Z : 3 S : 5 K) als auch über Wasser (0,5 T : 1 Z : 3 Sa : 7 K) sowie als Schüttbeton zur Caisson-Füllung (1 bis 0,5 T : 1 Z : 3,5 bis 3 S : 6 bis 5 K), Verwendung, und wurde ferner bei den Hafengebäuden und Anlageplätzen am Nordseekanal bei Ymuiden (0,75 T : 1 Z : 4 S : 10 K) benutzt. Zudem wurde Traß-Zement-Beton für eine Kläranlage und Eisenbahnbauten verschiedenster Art in Alost in Belgien (0,6 T : 0,6 Z : 3,0 S : 3 K bzw. 0,9 T : 0,9 Z : 4,5 S : 5 K) herangezogen, ferner beim Bau der neuen Rheinschleuse in Straßburg i. E. (1 T : 1 Z : 4 S : 7 K) und bei der Wasser-Kraftanlage der Elektrizitäts A.-G. vormals Schuckert & Co. zu Askim in Norwegen in sehr bedeutender Menge verwendet. (1 T : 1 Z : 6 S : 10 St.)³⁾

¹⁾ Die Unterlagen zu den obigen Darlegungen verdankt Verfasser dem besonderen Entgegenkommen des derzeitigen Vorsitzenden im Deutschen Traßbunde Dr.-Ing. E. h. A. Hambloch in Andernach a. Rh.

²⁾ Es bedeutet, wie bei den weiteren Ausführungen: T = Traß, Z = Zement, S = Sand, K = Kies, Ka = Kalk, H Ka = Hydraulischer Kalk, Ka P = Kalkpulver, Ka Tg = Kalkteig, St = Steinschlag.

bauten zu Scheveningen und zwar sowohl unter Wasser (0,5 T : 1 Z : 3 S : 5 K) als auch über Wasser (0,5 T : 1 Z : 3 Sa : 7 K) sowie als Schüttbeton zur Caisson-Füllung (1 bis 0,5 T : 1 Z : 3,5 bis 3 S : 6 bis 5 K), Verwendung, und wurde ferner bei den Hafengebäuden und Anlageplätzen am Nordseekanal bei Ymuiden (0,75 T : 1 Z : 4 S : 10 K) benutzt. Zudem wurde Traß-Zement-Beton für eine Kläranlage und Eisenbahnbauten verschiedenster Art in Alost in Belgien (0,6 T : 0,6 Z : 3,0 S : 3 K bzw. 0,9 T : 0,9 Z : 4,5 S : 5 K) herangezogen, ferner beim Bau der neuen Rheinschleuse in Straßburg i. E. (1 T : 1 Z : 4 S : 7 K) und bei der Wasser-Kraftanlage der Elektrizitäts A.-G. vormals Schuckert & Co. zu Askim in Norwegen in sehr bedeutender Menge verwendet. (1 T : 1 Z : 6 S : 10 St.)³⁾

³⁾ Hier wurden die Dichtungsflächen der in Traß-Zement-Beton hergestellten Mauer gegenüber dem Kanal mit einem Mörtel von 0,75 T : 1 Z : 4 S abgedichtet, der gleichzeitig mit dem dahinterliegenden mageren Beton aufgestampft wurde. Es ergab sich, — allerdings bei gehobelter Verschalung — eine ausgezeichnete, feine, schöne und wasserdichte Oberfläche, die keinen nachherigen Verputz erforderte. Die Zugfestigkeit dieser Dichtungsschicht wurde zu 23,5 kg/qcm nach 42 Tagen bestimmt. An allen Stellen hat — nach Angabe der Bauleitung — die Verwendung von Traß in bezug auf Solidität sehr gute Ergebnisse geliefert. „Wenn nur beobachtet wird“, sagt die Bauleitung, „daß das Mauerwerk der Kälte nicht eher ausgesetzt wird, bis der Mörtel gut abgeunden hat, so haben wir keine schädlichen Einwirkungen durch den Frost auf das mit Traßzusatz hergestellte Mauerwerk entdecken können und sind überzeugt, daß der Traß sich auch für norwegische Witterungsverhältnisse sehr gut eignet“. Gerade des letzteren Zeugnis dürfte deshalb von erheblicher allgemeiner Bedeutung sein, weil — wenn auch heute nur noch selten — die fälschliche Meinung angetroffen wird, daß Traß-Zement-Mörtel und -Beton bei Temperaturen um 0° herum sich erheblich ungünstiger wie vergleichsweise Zementmörtel und -Beton verhalten.

Eine weitere allbekannte Verwendung fand Traß-Zement-Beton bei den Bauten der Emscher Genossenschaft in Essen. Aus ihrem Anlasse wurden im Jahre 1906 ausgedehnte Festigkeitsprüfungen der in Aussicht genommenen Betonarten vorgenommen. Soweit hierbei Traß-Zement-Beton in Frage kommt, läßt die nachstehende Zusammenstellung die erzielten, sehr günstigen Ergebnisse erkennen:

Mischung	Druckfestigkeit in kg/qcm nach		
	14	28	100
	Tagen	Tagen	Tagen
1. 1 T : 1 Z : 10 S : 17 K	41	53	65
2. 0,7 T : 1 Z : 7 S : 14 K	48	57	81
3. 1 T : 1 Z : 6 S : 9 K	70	90	122
4. 1 T : 1 Z : 5 S : 8,5 K	95	110	164
5. 0,8 T : 1 Z : 4 S : 8 K	100	120	172
6. 0,7 T : 1 Z : 3 S : 7 K	128	157	211
7. 0,5 T : 1 Z : 3,5 S : 6 K	111	140	192

Bemerkenswert ist die im Verhältnis immerhin noch sehr erhebliche Druckfestigkeit der außerordentlich mageren Mischung 1—3 und die hohe Festigkeit der als Normalmischung — auch vom wirtschaftlichen Standpunkte aus — anzusprechenden Mischung unter Nr. 6 von 0,7 T : 1 Z : 3 S : 7 K. Im Vergleich zu ihr ergab mit denselben Baustoffen ein reiner Zementbeton in Mischung 1 Z : 3 S : 6 K nur Festigkeiten von 80 bzw. 100 bzw. 130 kg/qcm.

In hohem Grade bemerkenswert ist ferner die Heranziehung von Traß-Zement-Beton auch zu den Eisenbetonbauten der Kai und Molenbauten der Kaiserl. Werft in Wilhelmshafen⁴⁾, hier wurden Eisenbeton-Ramppfähle in einer Mischung von 0,5 T : 1 Z : 3 S : 4 K, d. h. 0,467 Teile Mörtel auf 0,784 Teile Kies verwandt, und zudem ein Beton aus 0,5 T : 1 Z : 2,5 S : 6 K (also 0,4 Mörtel auf 0,92 Kies) zur Herstellung der oberen Eisenbeton-Mauer verwendet. Mit dem Traß-Zement-Beton sind hier die allerbesten Erfahrungen gemacht worden; ebenso haben sich die in stehenden Formen gestampften Eisenbetonpfähle beim Einrammen vorzüglich bewährt. Gleich gute Erfahrungen hatte endlich die Heranziehung von Traß-Zement-Beton beim Bau der großen neuen Seeschleuse, der Eisenbahndrehbrücke usw. in Emden. Hier wurde ein Beton in Mischung von 0,5 T : 1 Z : 3 S : 5 1/4 K bzw. 0,5 T : 1 Z : 4 S : 9 K benutzt. Nach Mitteilung des Vorstandes des Kgl. Wasserbauamtes Emden hatten auch hier die Ergebnisse der Festigkeitsuntersuchungen stets allen Bedingungen entsprochen.

Überblickt man die stattliche Reihe der vorstehend erwähnten, z. T. sehr bedeutsamen und

ausgedehnten Bauten, so kann man auch dem Traß-Zement-Beton das Zeugnis nicht versagen, daß er sich ebenso wie der Traß-Zement-Mörtel in der baulichen Praxis bestens bewährt hat, und daß hier keinerlei Bedenken vorliegen, auch im Beton ein Viertel des Gewichtes an Zement durch Traß zu ersetzen. Für den Fachmann ist es zwar von vornherein klar und gegeben, daß wenn ein Mörtel als solcher in seinen Festigkeitseigenschaften und seinem sonstigen Verhalten sich bestens bewährt hat, ihm auch diese Eigenschaften verbleiben, wenn er zur Herstellung von Beton, selbstverständlich gutes druckfestes Steinmaterial vorausgesetzt, verwendet wird. So lange hier die einzelnen Steine durch den bewährten Mörtel unter sich gut umhüllt und somit später fest verkittet sind, also so lange das Verhältnis von Mörtel zu Kies oder Steinschlag ein richtiges bleibt, wird dem druck- und zugfesten Mörtel auch ein zum mindesten ebenso fester Beton entsprechen. Deshalb ist man auch ohne weiteres berechtigt, von dem gut bewährten Traß-Zement-Mörtel auf die entsprechend guten Eigenschaften eines mit ihm hergestellten, sonst einwandfreien und fehlerlos gemischten wie behandelten Betons zu schließen.

Wenn auch im Hinblick darauf, daß Kalk-Traß-Beton und Kalk-Traß-Zement-Beton in den jetzigen Zeitläuften aus zu Tage liegenden Gründen weniger Bedeutung und Verwendung erlangen werden, so möge doch im Zusammenhange mit der oben behandelten Hauptfrage der Vollständigkeit halber auch auf diese beiden Grobmörtel noch kurz eingegangen werden. Kalk-Traß-Beton hat seit seiner ersten neuzeitlichen größeren Verwendung beim Bau der alten Kölner Rheinbrücke (1856—1859) seinen Siegeszug in der Baupraxis angetreten. Als wichtigste Verwendungsstellen seien nur genannt: Die 4 Trockendocks in Kiel in den 70er Jahren des vergangenen Jahrhunderts, die Hellingbauten in Kiel (1 T : 1 Ka : 1 Sa auf 1 cbm Mörtel und 2 cbm St) die sämtlichen Schleusen des Kaiser-Wilhelm-Kanals bei Holtenau, Rendsburg und Brunsbüttelhafen (1 T : 2/3 Ka Tg : 1 St : 4 K), die Quaimauern im Bremer Freihafen (1 T : 1 H Ka : 1 Sa : 4—5 K), die Kölner Hafengebäude (1 T : 1 H Ka : 1,5 Sa : 5 K), eine größere Anzahl der Rhein- und Moselbrücken, die Talsperrenbauten — namentlich die Ausführungen Jntzes im Rheinlande, Westfalen und im Elsaß, die neue Rheinschleuse in Straßburg (Sohlenbeton 1 T : 1 H Ka P : 1 S : 4 K), die Bauten der bereits vorgeannten Emscher-Genossenschaft in Essen usw. Bei letzteren wurden auch — entsprechend den Untersuchungen von Traß-Zement-Beton — Prüfungen der Traß-Kalk-Betone mit den

⁴⁾ Vgl. „Zeitschr. d. V. d. Ing.“ 1909 S. 639, Schluß des Vortrages von Dr. Hambloch über: der Traß, seine Entstehung, Gewinnung und Bedeutung im Dienste der Technik.

nachstehend vermerkten Ergebnissen durchgeführt.

Mischung	Druckfestigkeit in kg/qcm nach		
	14	28	100
	Tagen	Tagen	Tagen
1. 1 T : 1 Ka P : 1 S : 4,5 K	87	119	173
2. 1 T : 1 Ka Tg : 1 S : 4,5 K	75	110	150
3. 1,5 T : 1 Ka P : 1 $\frac{3}{4}$ S : 6 K	62	81	148
4. 1,5 T : 1 Ka Tg : 1 $\frac{3}{4}$ S : 6 K	90	129	160

Auch hier zeigt sich deutlich der hohe Wert und die Bedeutung der Kalk-Traß-Betone.

Kalk-Traß-Zement-Beton-Mischungen entstammen erst neuerer Zeit und haben im besonderen im Seebau sich glänzend bewährt, dürften aber im Hinblick auf ihre große Beständigkeit, Festigkeit und Wirtschaftlichkeit in Zukunft eine ganz besondere, gegenüber der bisherigen Verwendung sehr gesteigerte Bedeutung erlangen und wohl den neuzeitlichen Beton für alle großen See- und Wasserbauten und Fundierungen darstellen. Glänzend bewährt haben sich u. a. Kalk-Traß-Zement-Betone bei den Eisenbetonbauten der Wilhelmshavener Quai- und Molenbauten (2 T : 1 Ka Tg : 2 Z : 6 S : 11,5 K, d. h. 0,467 Mörtel auf 0,785 Kies bei Schüttung unter Wasser, und 1,5 T : 0,75 Ka Tg : 1 Z : 4 S : 11,5 K, also 0,40 Mörtel auf 0,92 Kies im Trocknen gestampft), ferner beim Bau des zweiten Hochbehälters der Wasserversorgung Nürnbergs. Hier fand ein Sohlenbeton in Mischung von 1 T : 0,2 Z : 0,66 Ka : 3 S : 4,5 St, und

ein Wand- und Gewölbebeton von 1,5 T : 0,66 Z : 0,66 Ka : 5,5 Sa : 8 St Anwendung. Die Betone lieferten die folgenden Druckfestigkeiten:

	Nach			
	28 Tag. kg/qcm	70 Tag. kg/qcm	105 Tag. kg/qcm	140 Tag. kg/qcm
Sohlenbeton	32,6	98,3	130	152
Wandbeton.	84,0	120	156	168

Es zeigen sich also trotz der verhältnismäßig mageren Mischungen hohe Werte. Dabei war nach Mitteilung der Bauleitung die Erhärtung des Betons eine über Erwarten rasche, so daß die Schalung meist schon nach 3 Tagen entfernt werden konnte⁵⁾.

Ganz besonders wertvoll sind aber die ausgezeichneten Erfahrungen mit Kalk-Traß-Zement-Beton bei den Schleusen des Rhein-Herne-Kanals. Über sie berichtet Reg.-Bmstr. Karl Ostendorf sehr ausführlich in der Zeitschrift für Bauwesen 1913, sodaß hier auf diese Quelle verwiesen werden kann. Es sei nur noch erwähnt, daß dort u. a. neben der Frage der zweckmäßigsten Mischung, d. h. einer Mischung, bei der weder ein Überfluß an Kalk noch an Traß vorhanden sein darf (1 Z : 1,25 Ka : 2 T : 6,75 S : 13,5 K), auch die Festigkeitsverhältnisse (Druckfestigkeit nach 1 Jahr > 200 kg/qcm), die Dichtigkeit des Mörtel, die Elastizitätszahl ($134\,000 \text{ kg/qcm} = \frac{1}{15}$ vom Eisen) und die Haftfestigkeit an eingelegetem Eisen behandelt wird.

OFFIZIELLES MERKBLATT FÜR DIE VERWENDUNG VON TRASS.¹⁾

(Kriegsministerium, Kriegsamt, Technischer Stab, Bautenprüfstelle Tgb. No. A. 12 253).

Berlin, den 16. August 1917.

Eigenschaften des Traß.

Traß ist ein vulkanisches Tuffgestein, trachytischer Natur, das vorwiegend in den Tälern des Nettetals und zum Teil auch noch in den Tälern des Brohltals im Gebiet des Laacher Sees am Mittelrhein auftritt. Seine Verwendung als Mörtelbildner (Mörtelzuschlag) reicht schon bis in die Römerzeiten zurück. Seine Wirkung als hydraulisches Bindemittel beruht darauf, daß sich seine lösliche Kieselsäure mit den übrigen Bestandteilen, wie Eisen, Ton und Alkalien in Verbindung mit Löschkalk (Kalk-Teig oder Kalk-Pulver) zu Kalkhydrosilikaten bzw. Zeolithen verbindet. Die gleiche Wirkung tritt ein, wenn Traß als teilweiser Ersatz des Zementes verwendet wird, da im Zementmörtel bekanntlich ein Teil des Kalkes unverbunden bleibt, und dieser durch einen Traßzusatz aktiviert wird. Dies ist der Grund, daß

sich für die Vermischung von Zement und Traß besonders kalkreiche Zemente eignen und Hochofen- oder Schlackenzemente zu vermeiden sind.

Mischungsverhältnis und Mischungsart.

Das zweckmäßigste Verhältnis zwischen Zement und Traß ist für die unten näher bezeichneten Anwendungsfälle 0,75 Gewichtsteile Zement und 0,25 Gewichtsteile Traß. Bei Bauten jedoch, bei denen für die Enderhärtung mehr Zeit zur Verfügung steht, kann bis auf 0,60 Gewichtsteile Zement und 0,40 Gewichtsteile Traß gegangen werden. Die genaue Einhaltung der vorgeschriebenen Gewichtsverhältnisse und die genügende Mischung von Zement und Traß im trocknen Zustande bis zu gleichmäßiger Farbe der Mischung

¹⁾ Vergl. hierzu die Ausführungen über Zementersatz durch Traß im August-Heft dieser Zeitschrift.

⁵⁾ Zum äußeren Verputz des Behälters wurde ein Mörtel aus 0,5 T : 1 Z : 3 S verwendet, der sich dem Wechsel der Tagstemperaturen gegenüber als sehr widerstandsfähig erwies. Die Dichtigkeitsprüfungen der Behälter hatten besten Erfolg.

ist ein Hauptfordernis für die Güte des Mörtels. Der Sand ist ebenfalls trocken zuzusetzen, innig zu vermischen und schließlich Wasser bis zu plastischer Beschaffenheit der Mischung hinzuzufügen, sodaß der sogenannte kellegerechte Mörtel entsteht.

Zement-Traß-Beton.

Handelt es sich um die Herstellung von Beton, so ist der zur Verwendung gelangende Kies oder Steinschlag gut anzunässen, damit er nicht dem Mörtel das zur Erhärtung notwendige Wasser entzieht. Auf sorgfältige Mischung von Mörtel, Kies oder Steinschlag ist wie bei der Herstellung des Zementbetons besonders zu achten.

Kalk-Traß-Beton.

Wenn Kalk (Kalkteig oder Kalkpulver) zur Verfügung steht, kann auch der Traß mit Vorteil zu Traß-Kalk-Mörtel und Traß-Kalk-Beton verarbeitet werden. Insbesondere ist bei der Verwendung von Kalkteig auf die innige Vermischung von Kalk und Traß zu achten. Als zweckmäßiges Mischungsverhältnis ist zu bezeichnen 1 bis 1,5 Raumteile Traß, 1 bis 2 Raumteile Kalkteig oder Kalkpulver, 2 bis 3 Raumteile Sand, 4 bis 6 Raumteile Kies oder Schotter.

Anwendungsgebiet.

Erprobte Anwendungsgebiete des Zement-Traß-Betons sind vor allem Gründungskörper mit und ohne Eiseneinlagen, Fußbodenunterschichten sowie alle Massenbetonbauten. Für Traß-Kalk-Beton kommen neben den Gründungskörpern auch alle die Bauten in Betracht, bei denen eine besonders schnelle Erhärtung nicht gefordert wird. Zement-Traß-Mörtel findet in gleicher Weise wie Zement-Mörtel zur Ausführung und zum Abputzen von Mauerwerk geeignete Verwendung. Zement-Traß-Mörtel und Zement-Traß-Beton darf jedoch nur bei Temperaturen über 0° verarbeitet werden. Für Eisenbetonbauten ist

Traß mangels hinreichender Erfahrung nicht anzuwenden.

Bezugsquelle.

Die Traßindustrie wird vertreten durch den Deutschen Traßbund, Sitz in Andernach, Bahnhofstraße 34, an den Bestellungen aufzugeben sind. Der Traß kann lose und in Leihsäcken versandt werden. Da Traß ein neutraler Baustoff ist, leidet er nicht durch Feuchtigkeit. Bei Versand in Säcken ist jedoch mit Rücksicht auf Erhaltung der Säcke auf trockene Lagerung zu achten. Der Preis stellt sich, lose verladen, zur Zeit auf 300.— M. für 10 t frei Waggon Plaidt bei Andernach. Wird der Traß in Leihsäcken geliefert, so beträgt die Sackmiete für 10 t in 50-Kilosäcken 50 Mark, in 75-Kilosäcken 40 Mark bei frachtfreier Rücklieferung der leeren Säcke nach der Traßverladestation innerhalb 8 Wochen. Auf umgehende Rücksendung der leeren Säcke wird infolge Knappheit besonderer Wert gelegt.

Für eine etwaige Prüfung sind die Traßnormen maßgebend, die vom Deutschen Traßbund zu beziehen sind. Gewähr für einwandfreie und gleichförmige Lieferung übernimmt der Deutsche Traßbund. Fachmännischer Rat wird durch diesen, sowie durch die Bautenprüfstelle des Kriegsamttes erteilt.

Die Traßindustrie des Nettes und Brohltales hat sich auf Veranlassung des Kriegsamttes zusammengeschlossen und den Deutschen Traßbund mit dem Sitze in Andernach, Bahnhofstraße 34, gegründet. Vorsitzender des Traßbundes und zugleich sein Vertreter gegenüber dem Kriegsamt ist Herr Dr.-Ing. E. h. A. Hambloch, z. Z. Kaiserl. Delegierter, in Andernach. Als Beauftragter der Bautenprüfstelle ist für alle Fragen der Traßverwendung der Referent in letzterer Herr Königl. Sächs. Bauamtman Dr.-Ing. Beyer bestimmt worden.

DIE WIRTSCHAFTLICHE DIMENSIONIERUNG DES PLATTENBALKENS.

Von Dipl.-Ing. B. Barck, München.

Bei der Konstruktion von Plattenbalken drängt sich fast in allen Fällen die Frage nach der wirtschaftlichen Höhe derselben auf, es sei denn, daß durch die Gesamtanordnung des Gebäudes schon eine größte verfügbare Konstruktionshöhe des Balkens gegeben ist. Daß dieser wirtschaftliche Standpunkt gerade beim Plattenbalken in Erscheinung tritt, hat folgenden Grund: Der Plattenbalken ist nächst der Platte das häufigste Konstruktionsglied im Eisenbetonbau. Bei der Platte ist es nun im allgemeinen üblich, unter Ausnützung der zulässigen Eisen- und Betonspannungen zu konstruieren, was zwar nicht immer

das wirtschaftlichste ist, sich dagegen unter Berücksichtigung des Umstandes, daß die Mehrkosten im allgemeinen nur gering werden, schon verteidigen läßt. Dies ist nun beim Plattenbalken nicht mehr der Fall. Wollte man nämlich auch hier nach den zulässigen Spannungen dimensionieren, so käme man, wie allgemein bekannt ist, zu teureren Konstruktionen, und daher tritt hier der wirtschaftliche Standpunkt offen zutage.

Zur Berechnung der Plattenbalken steht nur die eine Gleichung

$$F_e = \frac{M}{\sigma_e \cdot h'} \dots \dots \dots (1)$$

zur Verfügung, die uns unter Beibehaltung der zulässigen Eisenzugspannungen (was immer vorteilhaft ist) bei gegebenem Moment M nur eine Beziehung zwischen Eisenquerschnitt F_e und statische Höhe h' gibt, wobei letztere gleich ist dem Abstand zwischen Schwerpunkt der Zugseisen und dem der gedrückten Betonfläche; eine gute allgemeine in Gebrauch befindliche Näherungsformel für h' ist folgende: $h' = h - a - \frac{d}{2}$. Die Bedeutung der Buchstaben ist die allgemein übliche und ergibt sich aus nebenstehender Figur 1.

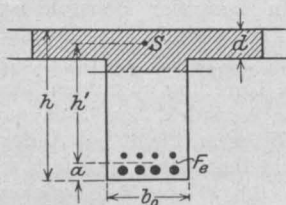


Fig. 1.

Rechnerisch läßt sich die Frage nach der Wirtschaftlichkeit so ausdrücken, daß die Wahl der Balkenhöhe so zu treffen ist, daß die Kosten summe pro lfd. m Steg ein Minimum wird. Diese Kostensumme \mathfrak{R} ergibt sich zu:

$$\begin{aligned} \mathfrak{R} &= b_0 \cdot (h - d) \cdot \mathfrak{B} + (b_0 + 2[h - d]) \cdot \mathfrak{C} + F_e \cdot r \cdot \mathfrak{E} \\ &\approx b_0 \cdot h' \mathfrak{B} + (b_0 + 2h') \cdot \mathfrak{C} + \frac{r \cdot M}{\sigma_e \cdot h'} \cdot \mathfrak{E} \dots (2) \end{aligned}$$

Dabei sind \mathfrak{B} die Kosten für $\frac{1}{100} \text{ m}^3$ Beton, \mathfrak{C} die von 1 m^2 Trägerschalung (eventuell vermehrt um die Kosten für den Putz), \mathfrak{E} die Kosten von 100 kg Eisen und r der sogenannte Massenkoeffizient, der im allgemeinen nach M. Mayer für freiaufliegende Träger zu 1,0 und für kontinuierliche Träger zu 1,4 anzunehmen ist. (Sämtliche Preise sind auf das fertige Bauwerk bezogen gedacht.) In der Kostengleichung ist bereits die Annäherung gemacht, daß $h - d = h'$ gesetzt wird, oder was dasselbe ist, daß man $a = \frac{d}{2}$ annimmt.

Man sieht nun ohne weiteres, daß die Annahme der Stegbreite b_0 von großem Einfluß auf die Gesamtkosten und somit auch auf die Bestimmung der wirtschaftlichen Höhe h' sein muß, und zwar ergibt sich, daß die Gesamtkosten um so geringer sein werden, je geringer man die Breite b_0 annimmt. Die mir bekannten wirtschaftlichen Dimensionierungsverfahren unterscheiden sich nun auch, soweit es sich nicht nur um reine Faustformeln (wie z. B. die Forderung $h = 2 f_e$) handelt, nur durch die Wahl von b_0 , und es lohnt sich vielleicht, die verschiedenen Arten auf ihre praktische Anwendbarkeit hin zu prüfen.

Vorher jedoch muß man die Grenzen festsetzen, innerhalb deren man die Dimensionierungsformeln gelten lassen will. Als untere Grenze für Plattenbalken kommt eine Höhe von etwa 25 cm in Betracht, der eine statische Höhe von ungefähr 20 cm entspricht; als zugehörige Minimal-

stegbreite kann man dann etwa 16 cm gelten lassen. Die obere Grenze ergibt sich aus der Annäherung, die allen unseren Dimensionierungsverfahren zugrunde liegt, nämlich der Annahme, daß $h' = h - a - \frac{d}{2}$ ist, was bei hohen Trägern

mit verhältnismäßig dünnen Platten oder bei solchen mit geringem Trägerabstand, bei denen die Betondruckfläche im Steg gegenüber der der Platte nicht mehr vernachlässigt werden kann, keineswegs mehr zutrifft. Trotzdem möchte ich aber den Geltungsbereich der Formel bis auf Träger mit einer Gesamthöhe von etwa 125 cm ausgedehnt wissen, und zwar hauptsächlich aus dem Grunde, weil gerade bei den hohen Trägern die rein gefühlsmäßige Schätzung nicht so ausgebildet ist als bei kleineren, und weil ein Mißgriff in der Schätzung wegen des hohen Preises pro lfd. Meter auch zu erheblichen Preisdifferenzen für das Gesamtbauwerk führt. Wir dürfen aber nicht vergessen, daß wegen dieser vereinfachten Annahmen alle Dimensionierungsarten, welche sich ihrer bedienen, einen Anspruch auf absolute Genauigkeit nicht haben können, sondern daß eine genaue Behandlung, die allgemein allerdings wohl kaum möglich ist, Unterschiede bis zu mehreren Prozenten bringen könnte.

Für die Wahl der Stegbreite b_0 sind folgende Gesichtspunkte maßgebend:

Diese Breite muß, wie wir schon zu Anfang aus der Kostengleichung gesehen haben, möglichst gering gewählt werden, eine Forderung, der nun aber zwei andere Bedingungen widersprechen, die wir an sie stellen müssen. Fürs erste soll sie ausreichend sein zur Aufnahme des notwendigen Eisenquerschnitts, sodaß derselbe im allgemeinen höchstens in 2 Lagen unterzubringen ist. Wenn dies der Fall ist, so wird, von Ausnahmefällen abgesehen, die leicht kenntlich und deshalb besonders zu untersuchen sind, die Stegbreite auch zur Aufnahme der Schubspannungen ausreichen, welche letztere nach den neuen deutschen Bestimmungen nicht mehr als 14 kg/cm^2 betragen dürfen. Die zweite Bedingung, der die Stegbreite genügen muß, ist die, daß die Armierung im Trägerkasten während der Ausführung stets zugänglich sein soll, eine Bedingung, die aus folgenden Gründen zu stellen ist. Im allgemeinen ist es, besonders bei kontinuierlichen Trägern, nicht möglich, die Armierung außerhalb des Trägerkastens vollständig zu verflechten (hauptsächlich wegen der häufig vorkommenden Durchkreuzungen) und sie dann in fertigem Zustand auf ihre richtige Stelle zu versenken; aber auch in solchen Fällen, wo dies möglich ist, wie meistens beim freiaufliegenden Träger, ist die Zugänglichkeit der Eisen von großem Vorteil, da sie ja vor dem Betonieren immer noch einmal in die richtige Lage gebracht werden müssen und

sich Ausbesserungen wohl nie ganz vermeiden lassen. Aus diesen Gründen ist zu fordern, daß bei Tiefen des Trägerkastens von mehr als 70 cm die Stegbreite mindestens 33, besser 35 cm beträgt; denn diese Breite ist das geringste Maß, bei dem eben noch ein Mann im Trägerkasten Platz hat und imstande ist, eine gute Arbeit zu verrichten, besonders da der zur Verfügung stehende Arbeitsraum durch Bügel noch mehr eingeengt ist. Andererseits sind 70 cm die äußerste Tiefe, zu der man von oben herab zur Trägerarmierung reichen kann. Zwar wäre es möglich, auch bei etwas größerer Tiefe noch mit Hilfe von Werkzeugen an dem Eisengerippe kleinere Arbeiten vorzunehmen, allein in diesem Falle ist zu bedenken, daß für derartige Fälle unbedingt mit einem bedeutend höheren Arbeitslohn für die Flechtarbeit zu rechnen wäre, ein Umstand, der gerade wegen der sprunghaften Änderung dieses Preises von der erwähnten Trägerhöhe in der Rechnung nur noch schwerer zu berücksichtigen wäre.

Von diesen Gesichtspunkten aus sind also die verschiedenen Dimensionierungsverfahren zu betrachten.

Die erste mir bekannte derartige Methode, die auf wirtschaftlichen Grundsätzen aufgebaut ist, ist die von Ed. Proksch (Beton u. Eisen 1911, S. 200 usw.). Diese nimmt die Balkenbreite bei ein und demselben Moment M , bezw. reduzierten Moment $M_{red.} = \frac{M}{\sigma_e}$ als unabhängig von der Querschnittshöhe an, wobei Herr Proksch die Wahl der Stegbreite b_0 der persönlichen Schätzung des Konstrukteurs überläßt. Mit dieser Annahme einer konstanten Breite kommt man zu folgender Gleichung für die Bestimmung der dem Kostenminimum entsprechenden Höhe h' :

$$\frac{\partial R}{\partial h'} = b_0 \mathfrak{B} + 2 \mathfrak{C} - \frac{M r \mathfrak{C}}{\sigma_e h'^2} = 0$$

woraus

$$h' = \sqrt{M_{red.}} \sqrt{\frac{r \mathfrak{C}}{b_0 \mathfrak{B} + 2 \mathfrak{C}}} \dots \dots (3)$$

Diese Methode leidet meines Erachtens hauptsächlich darunter, daß die Wahl von b_0 dem freien Ermessen überlassen ist, weshalb man durch unpassende Wahl von b_0 leicht zu einem Träger kommen kann, der nicht ganz vorteilhaft ist. Allerdings liegt in dieser freien Wahl auch ein Vorzug, indem es dem geschickten Konstrukteur möglich ist, sich allen oben erwähnten Gesichtspunkten anzupassen und sich damit dem absoluten Minimum am meisten zu nähern.

Eine neuere Dimensionierungsmethode für Plattenbalken stammt von Dr. M. Mayer (Die Wirtschaftlichkeit als Konstruktionsprinzip im Eisenbeton, Seite 56—63, Verlag J. Springer 1913). Darin gibt Herr Mayer eine Formel für die Wahl

von b_0 und geht darin von der vollkommen richtigen Annahme aus, daß bei konstantem Moment aus Festigkeitsgründen einer Vergrößerung der Höhe eine Verkleinerung der Breite entspricht. Sollen nämlich die Schubspannungen die gleichen bleiben, so darf das Produkt $b_0 h'$ seinen Wert nicht ändern. Durch derartige Überlegungen kommt Herr Mayer zu folgender Formel für b_0 :

$$b_0 = A + B F_e = 15 + 0,4 F_e, \dots \dots (4)$$

(Einheit cm),

welche obigem Verlangen nahekommt, da

$$F_e = \frac{M_{red.}}{h'}$$

Damit ergibt sich als Gleichung für die wirtschaftliche Höhe h' durch Differentiation der Kostengleichung:

$$h' = \sqrt{M_{red.}} \sqrt{\frac{0,4 \mathfrak{C} + r \mathfrak{C}}{15 \mathfrak{B} + 2 \mathfrak{C}}} \dots \dots (5)$$

Da durch Annahme dieser Beziehungen zwischen b_0 und $F_e = \frac{M_{red.}}{h'}$ einer Vergrößerung der Höhe eine Verringerung von F_e und b_0 entspricht, so ist zu erwarten, daß diese Formel für die Annahme wechselnder Momente eine sehr tiefliegende Kurve der Kostenminima geben wird, also sehr günstig sein wird. Andererseits ergeben sich infolgedessen auch ganz abnorm große Trägerhöhen im Vergleich zu ihrer Stegbreite (im allgemeinen $b_0 < \frac{1}{3} h$). Diese geringen Stegbreiten und das damit verbundene rasche Steigen der Trägerhöhe mit wachsendem Moment führen jedoch auch dazu, daß bei mittleren Preisverhältnissen schon bald die Stegbreite nicht mehr unserer Bedingung von der Zugänglichkeit des Trägerkastens entspricht, und daß wir infolgedessen die allgemeine Gültigkeit der Formel auf den verhältnismäßig geringen Bereich von Höhen h' zwischen 20 und 70 cm beschränken müssen. Man könnte nun daran denken, dies durch eine andere Wahl der Konstanten A und B zu beseitigen, allein der Versuch zeigt, daß man dadurch höchstens den Geltungsbereich etwas verschieben, nicht aber ihn vergrößern kann.

Die Nachteile dieser Dimensionierungsart waren also die zu geringen Stegbreiten und die hohen Träger bei mittleren Momentenwerten. Beide folgten aus der gleichen Annahme, daß nämlich bei konstantem Moment einer Vergrößerung der Höhe eine Verringerung der Breite entspricht. Dies ist vom statischen und wirtschaftlichen Gesichtspunkt aus ganz richtig, nicht aber vom konstruktiven, demzufolge einer größeren Höhe auch eine größere Breite entsprechen muß. Da beide Interessen einander widersprechen, so möchte ich vorschlagen, die Stegbreite als unabhängig von der Trägerhöhe anzunehmen (wie dies

schon Proksch tat) und die Breite nur als Funktion des angreifenden Momentes darzustellen; ich möchte daher folgende Formel für b_0 vorschlagen:

$$b_0 = C_1 + C_2 r M_{red.} + C_3 \sqrt{r M_{red.}} \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \dots (6)$$

$$= 6 - \frac{1}{300} r M_{red.} + 0,7 \sqrt{r M_{red.}}$$

Diese Gleichung soll die Rechnung mit der von Proksch aufgestellten Formel (3) auch dem Anfänger ermöglichen, der mit ihr vorher wegen der Wahl von b_0 , die ihm überlassen und die schon

Übrigens möchte ich noch eine zweite einfachere Formel für die Stegbreite b_0 angeben, die im allgemeinen den gestellten Anforderungen entspricht, bei besonders ungünstigen Preisverhältnissen jedoch eine nachträgliche Reduktion der Breite um 2–3 cm verlangt. Nach ihr erhält man b_0 zu:

$$b_0 = 10 \cdot \sqrt{r} + 0,45 \sqrt{M_{red.}} \dots (6a)$$

Hat man mit einer der Gl. (6) oder (6a) die notwendige Stegbreite bestimmt, so ergibt sich die dazu gehörige wirtschaftliche Höhe h' aus Gl. (3). Wollte man bei der Berechnung nach Gl. (6a) nachträglich noch etwas an der Stegbreite aus irgendwelchen Gründen ändern, so muß man sich nur darüber klar bleiben, daß diese Änderung sofort auch eine Neubestimmung der wirtschaftlichen Höhe erforderlich macht.

Im folgenden soll nun ein Vergleich der beiden Berechnungsmethoden gebracht werden; und zwar sollen in dem vergleichenden Diagramm (Fig. 2) für verschiedene reduzierte Momente $\frac{M}{\sigma_s}$ (Einheit cm und kg) die zugehörigen Stegbreiten b_0 , wirtschaftlichen Höhen h' , Eisenquerschnitte F_e , Konstruktionshöhen h und die Kosten \mathcal{R} für beide Berechnungsweisen gebracht werden. Für die Bestimmung der Konstruktionshöhen $h = h' + a +$

$\frac{1}{2} d$ sei, um das Verhältnis zwischen Trägerhöhe und Stegbreite vergleichen zu können, die Annahme gemacht, daß $a + \frac{1}{2} d$ proportional mit h' wachse, und zwar daß einem Wert von $h' = 20$ cm $a + \frac{1}{2} d = 2,5 + \frac{6,0}{2} = 5,5$ cm und einem h' von 100 cm ein solcher von $6,5 + \frac{18,0}{2} = 15,5$ cm entsprechen. Beide Kurven seien gerechnet für den Fall des kontinuierlichen Trägers, also $r = 1,4$ und für folgende Preisverhältnisse: Betonpreis 0,24 M. pro $\frac{1}{100} m^3$, Eisenpreis 18 M. pro 100 kg und Schalung 2,50 M. pro $1 m^2$, alles bezogen auf das fertige Bauwerk. Man erhält z. B. für ein Moment von 30 mt und eine Eisenspannung

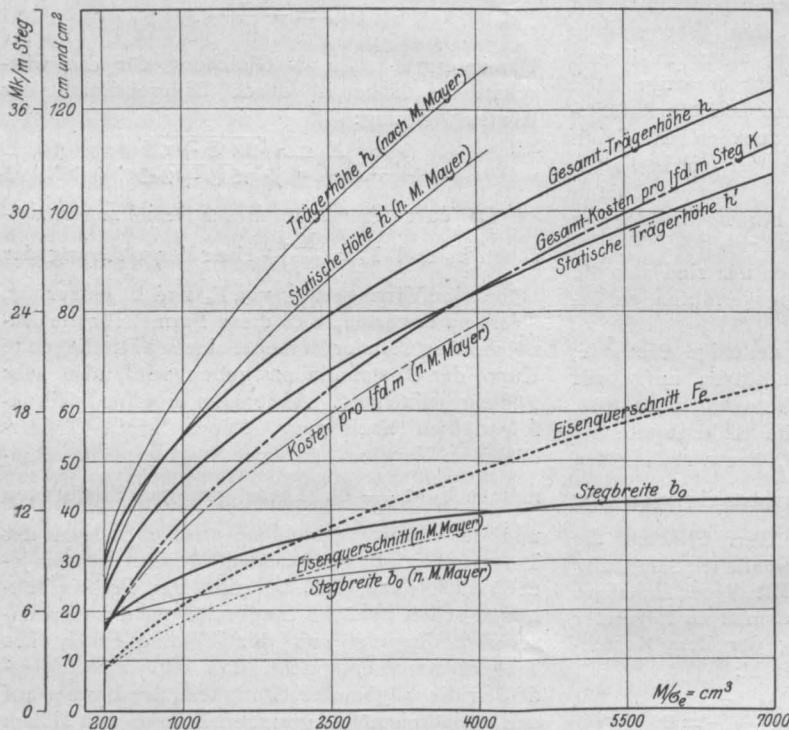


Fig. 2

bei geringen Änderungen recht erhebliche Verschiebungen in der Höhe des Trägers und solche, wenn auch geringer, im Preis mit sich brachte, nicht viel anzufangen wußte. Eigentlich sollte b_0 auch abhängig sein von den Preisen, da z. B. mit einem Steigen des Eisenpreises ein solches der Trägerhöhe verbunden ist und infolgedessen auch eine größere Breite notwendig wird, jedoch würde meines Erachtens dadurch die Formel zu beschwerlich, als daß man sie zur Verwendung benützte. Jedoch will ich den Massenkoeffizienten r in der Formel berücksichtigt wissen, da durch das Steigen desselben von 1,0 bei freiaufliegendem auf 1,4 beim kontinuierlichen Träger die Trägerhöhe um etwa 20% bei gleichbleibendem Moment steigt, also eine Vergrößerung der Breite unbedingt geboten ist.

von 1200 kg/cm^2 ein $M_{\text{red.}} = \frac{3\,000\,000}{1200} = 2500 \text{ cm}^3$.

Damit ergibt sich nach Gl. (4) u. (5) M. Mayer unter den oben gemachten Annahmen:

$$h' = \sqrt{2500} \sqrt{\frac{0,4 \cdot 2,5 + 1,4 \cdot 18,0}{0,24 \cdot 15 + 2 \cdot 2,5}}$$

$$= 1,745 \sqrt{2500} = 87,2 \text{ cm,}$$

$$f_e = \frac{2500}{87,2} = 28,70 \text{ cm}^2,$$

$$b_0 = 15 + 0,4 \cdot 28,70 = 26,45 \text{ cm,}$$

$$h = 101 \text{ cm,}$$

also $\frac{b_0}{h} = \frac{26,45}{101,0} = \frac{1}{3,8}$.

Die Kosten des Steges pro lfd m wären nach Gl. (2):

Beton: $0,872 \cdot 0,265 \cdot 24,0 = 5,55 \text{ M.}$

Eisen: $28,70 \cdot 1,4 \cdot 0,18 = 7,23 \text{ „}$

Schalung: $(1,744 + 0,265) \cdot 2,50 = \frac{5,02}{17,80} \text{ M./m.}$

Nach Gl. (6) u. (3) erhält man unter denselben Annahmen:

$$b_0 = 6 - \frac{1}{300} \cdot 1,4 \cdot 2500 + 0,7 \cdot \sqrt{1,4 \cdot 2500} = 35,7 \text{ cm,}$$

$$h' = \sqrt{2500} \cdot \sqrt{\frac{1,4 \cdot 18}{35,7 \cdot 0,24 + 2 \cdot 2,50}} = 68,3 \text{ cm,}$$

$$f_e = \frac{2500}{68,3} = 36,6 \text{ cm}^2;$$

$$h = 79,5 \text{ cm;}$$

$$\frac{b_0}{h} = \frac{1}{2,23}$$

Die Kosten ergeben sich zu:

Beton: $0,683 \cdot 0,357 \cdot 24,0 = 5,85 \text{ M.}$

Eisen: $36,6 \cdot 1,4 \cdot 0,18 = 9,22 \text{ „}$

Schalung: $(1,366 + 0,357) \cdot 2,50 = \frac{4,31}{19,38} \text{ M./m.}$

Nach Gl. (6a) hätte man erhalten:

$$b_0 = 10 \cdot \sqrt{1,4} + 0,45 \cdot \sqrt{2500} = 34,3 \text{ cm,}$$

$$h' = 69,0 \text{ cm; } h = 80,0$$

$$f_e = 36,3 \text{ cm}^2; \quad \frac{b_0}{h} = \frac{1}{2,33};$$

$$\mathfrak{R} = 19,12 \text{ M./m.}$$

Das Ergebnis ist vollkommen das erwartete. Wir sehen, daß die erste Berechnungsweise schon bei dem verhältnismäßig geringen Moment von 30 mt (d. i. $M_{\text{red.}} = 2500 \text{ cm}^3$) versagt, indem es eine Stegbreite liefert, die in keinem Verhältnis (ungefähr $\frac{1}{4}$) zur Trägerhöhe steht, während die allgemeine Ansicht dahin geht, daß dieses Verhältnis bei brauchbaren Trägern zwischen $\frac{1}{2}$ und $\frac{1}{3}$ schwanken soll, ganz abgesehen davon, daß unsere Forderung von der Zugänglichkeit der Eisen keineswegs mehr erfüllt ist. Dagegen liefert das zweite Verfahren ganz brauchbare Werte, allerdings, wie man erwarten mußte, auf

Kosten des Preises, doch kann man sich damit leichter abfinden, da es zugleich eine ganz erhebliche Verminderung der Trägerhöhe um ungefähr 20% mit sich bringt.

Die Formel (6a) liefert sogar einen noch etwas besseren Wert als Formel (6), jedoch ist sie, wie schon erwähnt, nicht für alle Verhältnisse gleich brauchbar, sondern liefert besonders bei verhältnismäßig hohen Eisenpreisen zu geringe Stegbreiten.

Der Vorzug der von mir vorgeschlagenen Berechnungsweise ist hauptsächlich der, daß ihr Geltungsbereich ein viel größerer ist. Stellt man nämlich an beide Methoden die gleichen Anforderungen (bezüglich der Zugänglichkeit der Eisen), so ergibt die Mayersche Formel bei den für die Fig. 2 maßgebenden angenommenen Verhältnissen einen Geltungsbereich bis zu reduzierten Momenten von etwa 1700 cm^3 , während die von mir vorgeschlagene Formel ihre Anwendbarkeit bei dem etwa viermal so großen Wert von 7000 cm^3 noch nicht verliert.

Im folgenden wollen wir noch am freiaufliegenden Träger ($r = 1,00$) für das gleiche angriffende Moment $M_{\text{red.}} = 2500 \text{ cm}^3$ die Verhältnisse in beiden Fällen zuerst bei gleichen Preisen wie oben und dann auch den Einfluß von Preisänderungen untersuchen. Dabei ergibt sich bei

$$\mathfrak{B} : \mathfrak{C} : \mathfrak{E} = 0,24 : 2,50 \cdot 18$$

	h'	b_0	f_e	h	b_0/h	\mathfrak{R}
nach Gl. (4):	74,3	28,5	33,7	87	$\frac{1}{3,05}$	15,58 M.

nach Gl. (6):	59,2	32,7	42,2	69	$\frac{1}{2,11}$	16,03 „
---------------	------	------	------	----	------------------	---------

Ferner sei der Einfluß von Preisänderungen untersucht, und zwar sei zunächst angenommen, daß der Eisenpreis um die Hälfte gegen die frühere Annahme steigt, so daß also:

$$\mathfrak{B} : \mathfrak{C} : \mathfrak{E} = 0,24 : 2,50 : 27$$

ist. Damit ergibt sich:

	h'	b_0	f_e	h	b_0/h	\mathfrak{R}
nach Gl. 4:	90,2	26,1	27,8	104,5	$\frac{1}{3,98}$	18,32 M.

nach Gl. 6:	72,5	32,7	34,5	84,5	$\frac{1}{2,59}$	19,34 „
-------------	------	------	------	------	------------------	---------

d. h. jedes Steigen des Eisenpreises gegenüber dem von Beton und Schalung äußert sich in einem gleichzeitigen Steigen der wirtschaftlichen Trägerhöhe.

Eine Erhöhung des Betonpreises gegen früher um die Hälfte seines Wertes, so daß also

$$\mathfrak{B} : \mathfrak{C} : \mathfrak{E} = 0,36 : 2,50 : 18$$

ist, ergibt

	h'	b_0	f_e	h	b_0/h	\mathfrak{R}
nach Gl. (4):	67,6	29,8	37,0	79	$\frac{1}{2,65}$	18,04 M.

nach Gl. (6):	51,8	32,7	48,3	61	$\frac{1}{1,87}$	18,21 „
---------------	------	------	------	----	------------------	---------

Als letztes sei noch die Wirkung eines Steigens des Schalungspreises um die Hälfte, also auf $\mathfrak{C} = 3,75$ bei $\mathfrak{B} = 0,24$ und $\mathfrak{C} = 18$ untersucht. Es ergibt sich:

	h'	b_0	f_e	h	b_0/h	\mathfrak{R}
nach Gl. (4):	66,2	30,1	37,8	77	$\frac{1}{2,56}$	17,67 M.

nach Gl. (6):	54,2	32,7	46,2	64	$\frac{1}{1,96}$	17,85 "
---------------	------	------	------	----	------------------	---------

d. h. sowohl ein Steigen des Betonpreises als auch ein solches des Schalungspreises bewirkt sofort ein Sinken der wirtschaftlichen Höhe.

Zusammenfassend kann man sich etwa dahin äußern:

Bei Trägerhöhen bis zu 70 cm, also unter mittleren Preisverhältnissen bei Angriffsmomenten $M_{red.}$ ungefähr gleich 1600 cm^2 ergibt das Mayer-sche Verfahren die geringsten Kosten; jedoch verliert es bei größeren Trägerhöhen unbedingt seine Anwendbarkeit. Dagegen bietet das von mir vorgeschlagene Verfahren innerhalb des ganzen Spielraums von Höhen zwischen 25 und 125 cm brauchbare Ergebnisse, die in dem Bereich, wo beide Formeln ihre Gültigkeit haben, allerdings immer zu etwas teuren Trägern führen müssen. Dem steht aber als Ausgleich gegenüber, daß dieser Preissteigerung in allen Fällen eine ganz erhebliche Verminderung der Trägerhöhe entspricht; so ergab sich z. B. in unserem ersten Beispiel für den Wert $M_{red.} = 1600 \text{ cm}^2$, bei dem beide Verfahren eben noch ihre Gültigkeit haben, zwar eine Preiserhöhung um $8,6\%$, gleichzeitig

aber die ganz erhebliche Verminderung der Gesamthöhe von 81,5 cm auf 68,0 cm, d. i. um 20% .

Um diesen Vorteil einer geringeren Höhe auch zahlenmäßig zum Ausdruck zu bringen, könnte man daran denken, in der Kostengleichung zu diesem Zweck ein weiteres Glied hinzuzufügen, das der Höhe h' proportional ist; doch würde dabei die allgemeine Bestimmung des zugehörigen Kostenfaktors auf derartig große Schwierigkeiten stoßen, daß man darauf verzichten muß. Es ist aber bei der Beurteilung verschiedener Methoden zu berücksichtigen, daß bei nur geringen Unterschieden in den Kosten diejenige Dimensionierungsweise, welche den niedrigeren Träger liefert, im Rahmen des Gesamtbauwerks betrachtet, die vorteilhaftere ist.

Übrigens kann kein allgemeines Verfahren das absolute Minimum geben, das unter Berücksichtigung aller Verhältnisse zu erreichen wäre, da alle rechnerischen Entwicklungen auf der Annahme stetiger Funktionen beruhen, während die maßgebenden Größen keineswegs stetig wachsen. Es wird sich daher empfehlen, in Fällen größerer Wichtigkeit, also z. B. bei der Berechnung ausgedehnter Lagerhausdecken, sich mit Hilfe einer der angegebenen Gleichungen wirtschaftliche Trägerdimensionen zu bestimmen und von diesen ausgehend dann noch versuchen, durch kleinere Änderungen mit Rücksicht auf die verfügbare Höhe, auf die bequeme Unterbringung der Armierung und auf andere Gesichtspunkte die Gesamtkosten noch etwas herabzudrücken.

DIE BEHANDLUNG MEHRSTIELIGER RAHMEN NACH DEM VERFAHREN DES ZAHLENRECHTECKS, BETRACHTUNG UNGLEICHER ÖFFNUNGEN UND STÜTZHÖHEN ABER GLEICHER STEIFIGKEITSVERHÄLTNISSE (STOCKWERKSRAHMEN).

Von Dr.-Ing., Dr. sc. nat. Lewe,
Leiter der Bauprüfungsstelle in Bromberg.

(Fortsetzung und Schluß von S. 194.)

Doch nicht nur für mehrstielige Rahmen und durchlaufende Träger, auch für Trägerarten, die teils frei auf den Stützen aufliegen, teils starr mit denselben verbunden sind, werden Clapeyronsche Gleichungen für die statisch Unbestimmten erhalten. Anstatt diese Gleichungen aufzustellen, genügt es, die Matrix oder Nennerdeterminante derselben zu kennen, um nach vorstehend gezeigtem Verfahren durch Ausrechnung der Kettenbrüche und Zwischenwerte die Werte a_{11} und a_{nn} des Zahlenrechtecks, sowie vermittels der Fixzahlen die übrigen a -Werte zu erhalten. Nachstehend seien die Matrizen für Träger mit beliebiger Stützverbindung angegeben und das Verfahren an einem Beispiel erläutert.

Für durchlaufende Träger mit beliebiger Stützverbindung, frei aufliegend, steif verbunden, an den Enden eingespannt, Stützen unten eingespannt oder gelenkig gelagert, ergibt sich folgende schematische Anwendung vorstehender Theorie.

Man bezeichne die einzelnen Stützen mit $0, 1, 2, \dots, n$; die Kopfdrehung δ_k einer steif verbundenen Stütze k ist, wenn h_k und J_k Höhe und Trägheitsmoment:

1) bei unterer Einspannung:

$$\delta_k = \frac{h_k}{4EJ_k} \dots \dots \dots (14a)$$

2) bei unterer gelenkiger Lagerung:

$$d_k = \frac{h_k}{3 E J_k} \dots \dots \dots (14b)$$

Sind die Stützweiten $l_{01}, l_{12}, \dots, l_{(n-1)n}$ und die innerhalb der einzelnen Öffnungen konstanten Trägheitsmomente $J_{01}, J_{12}, J_{23}, \dots, J_{(n-1)n}$, so sind die Drehungen der Endquerschnitte der einzelnen Träger:

$$\left. \begin{aligned} d_{01} &= \frac{1}{E J_{01}} \cdot \frac{l_{01}}{6} \\ d_{12} &= \frac{1}{E J_{12}} \cdot \frac{l_{12}}{6} \\ \dots &\dots \dots \dots \\ d_{(n-1)n} &= \frac{1}{E J_{(n-1)n}} \cdot \frac{l_{(n-1)n}}{6} \end{aligned} \right\} \dots \dots (15)$$

Eine wandernde Einzellast von der Größe 1 erzeugt an den Endquerschnitten der Öffnung $(k-1)k$ die Drehungen⁴⁾:

links $d^{(k-1)} = \frac{l^2(k-1)k}{6EJ(k-1)k} (\xi - \xi^3),$

wo $\xi = \frac{x}{l(k-1)k}$

und wo x die Entfernung der Einzellast von der rechten Stütze (Fig. 6).

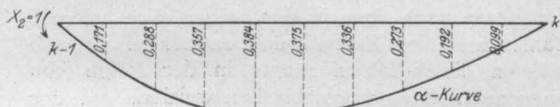


Fig. 6.

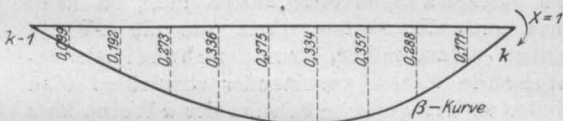


Fig. 7.

(Die in der Fig. 6 dargestellte Kurve ist die α -Kurve der Fig. 2 in der Abhandlung im Februarheft)

rechts $d^{(k)} = \frac{l^2(k-1)k}{6EJ(k-1)k} (\eta - \eta^3),$

wo $\eta = \frac{y}{l(k-1)k}$

und y die Entfernung der Einzellast von der linken Stütze. Die Kurve ist die β -Kurve der gleichen Figur. (Fig. 7.)

Um die Werte d als handliche Zahlen zu erhalten, multipliziert man sie mit dem Wert

$$6E J_c,$$

wo J_c ein beliebig angenommenes Trägheitsmoment. Man hat dann, wenn

$$n = \frac{J_c}{J}$$

$d_k = 1,5 n_k \cdot h_k$ bei unterer Einspannung,
 $d_k = 2,0 n_k \cdot h_k$ bei unterer gelenkiger Lagerung,
 $d_{01} = n_{01} \cdot l_{01}, d_{12} = n_{12} \cdot l_{12}, \dots,$

und bei Belastung der Öffnung $(k-1)k$:

$$\left. \begin{aligned} \text{links } d^{(k-1)} &= n_{(k-1)k} \cdot l^2(k-1)k (\xi - \xi^3) \\ \text{und} \\ \text{rechts } d^{(k)} &= n_{(k-1)k} \cdot l^2(k-1)k (\eta - \eta^3) \end{aligned} \right\} (16)$$

Die am Ende stehende Tabelle I enthält alle Zusammensetzungen dieser Werte:

$$\left(\alpha + \frac{1}{i} \beta \right) \text{ für } -1 < i < +1.$$

a) Besteht überall an den Stützen einfache Auflagerung, so lautet das Schema der d -Werte:

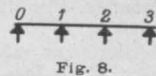


Fig. 8.

$2d_{01} + 2d_{12}$	d_{12}			
d_{12}	$2d_{12} + 2d_{23}$	d_{23}		
	d_{23}	$2d_{23} + 2d_{34}$	d_{34}	
		d_{34}	$2d_{34} + 2d_{45}$	d_{45}

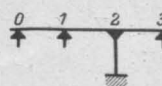


Fig. 9.

b) Ist eine Stütze, z. B. die Stütze 2, steif mit dem Träger verbunden, so werden in dem d -Schema aus der zweiten Reihe zwei neue Reihen durch Ein-

fügung des Wertes $d_2 = 1,5 \cdot n_2 \cdot h_2$ bzw. $= 2,0 n_2 \cdot h_2$:

$2d_{01} + 2d_{12}$	d_{12}			
d_{12}	$2d_{12} + d_2$	$-d_2$		
	$-d_2$	$2d_{23} + d_2$	d_{23}	
		d_{23}	$2d_{23} + 2d_{34}$	d_{34}
			d_{34}	$2d_{34} + 2d_{45}$

usw.

c) Sind alle Stützen mit dem Träger verbunden, so lautet das Schema z. B. für vier Stützen 0, 1, 2, 3:

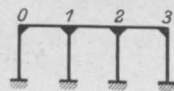


Fig. 10.

$2d_{01} + d_0$	d_{01}			
d_{01}	$2d_{01} + d_1$	$-d_1$		
	$-d_1$	$2d_{12} + d_1$	d_{12}	
		d_{12}	$2d_{12} + d_2$	$-d_2$
		$-d_2$	$2d_{23} + d_2$	d_{23}
			d_{23}	$2d_{23} + d_3$

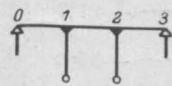


Fig. 11.

d) Liegen die beiden Enden frei auf, so gilt nur z. B. bei zwei steif verbundenen Mittelstützen das in der starken Umrandung einge-

schlossene Schema unter c). Ist nur eine, z. B. die rechte Endstütze steif verbunden, so kommt der rechte untere Teil des Schemas unter c) wieder hinzu.

⁴⁾ s. Hütte III, 22. Aufl. S. 130 Formel 89.

e) Ist eines der Enden eingespannt, so denke man sich hier eine Öffnung $l_{00} = 0$ oder $l_{nn} = 0$ hinzu oder setze in dem Schema unter c):

$$d_0 = 0 \text{ bzw. } d_n = 0,$$

eine Forderung, die mit der Annahme eines unendlich großen Trägheitsmoments der Stütze übereinstimmt.

Beispiel eines durchlaufenden Trägers, dessen eine Endstütze und eine Mittelstütze steif verbunden und unten eingespannt sind. Der Träger hat nachstehende Form (s. Fig. 12):

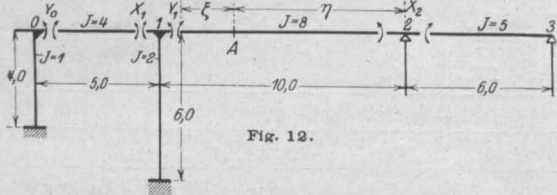


Fig. 12.

Die statisch Unbestimmten sind; Y_0, X_1, Y_1, X_2 . Das Schema der d -Werte lautet:

	0	1	1	2
Y_0	$2 d_{01} + d_0$	d_{01}		
X_1	d_{01}	$2 d_{01} + d_1$	$-d_1$	
Y_1		$-d_1$	$2 d_{12} + d_1$	d_{12}
X_2			d_{12}	$2 d_{12} + 2 d_{23}$

da

$$d_0 = 1,5 \cdot \frac{4,0}{1,0} = 6,0$$

$$d_1 = 1,5 \cdot \frac{6,0}{2,0} = 4,5$$

$$d_{01} = \frac{5,0}{4,0} = 1,25$$

$$d_{12} = \frac{10,0}{8,0} = 1,25$$

$$d_{23} = \frac{6,0}{5,0} = 1,20$$

so wird das d -Schema:

8,5	1,25		
1,25	7,0	-4,5	
	-4,5	7,0	1,25
		1,25	4,9

Man bilde die Kettenbrüche:

$$\frac{1}{8,5 - 1,25 \frac{1,25}{7,0 + 4,5 \frac{-4,5}{7,0 - 1,25 \frac{1,25}{4,9}}}} = \text{nacheinander i-Werte:}$$

-0,255, +0,675, -0,316 und schließlich +0,123

und

$$\frac{1}{4,9 - 1,25 \frac{1,25}{7,0 + 4,5 \frac{-4,5}{7,0 - 1,25 \frac{1,25}{8,5}}}} = \text{nacheinander k-Werte:}$$

-0,147, +0,660, -0,309 und schließlich +0,222.

Die Eckzahlen und die in halber Zeilenhöhe zu schreibenden i- und k-Werte kann man sofort anschreiben, und zwar die i-Zahlen und a_{00} links von unten nach oben in der Reihenfolge, wie die Zahlen aus dem Kettenbruch entstehen. Ebenso müssen die k-Zahlen rechts in der Folge von oben nach unten angeschrieben werden. Da das Schema nach der einen Diagonale ebenso wie das d -Schema Symmetrie zeigen muß, so kann man auch die i-Werte oben und die k-Werte unten anschreiben, um nebeneinanderstehende Zahlen voneinander abzuleiten. Man findet so das gesamte Schema der α -Werte, kurz mit Zahlenrechteck bezeichnet. Zur Kennzeichnung der Reihen und Spalten schreibe man noch die Indices der Y_0, X_1, Y_1 usw. an. Dadurch, daß man aus der nebenstehenden wie aus der überstehenden Zahl dieselbe Zahl ableiten kann, ergeben sich Kontrollen. Zweckmäßig bildet man die Zahlen in der Reihenfolge 0,123, -0,0389, 0,265, 0,1785, 0,271, -0,069, 0,222, indem man ab-

Zahlenrechteck der Einflußlinien.

	0	1	1	2	3
0	0,123				
1	-0,316				-0,147
1	+0,675				+0,660
2	-0,255				-0,309
				0,222	

a) Anschreiben der aus den Kettenbrüchen folgenden Zahlen.

	0	1	1	2	3
		-0,316	+0,675	-0,255	
0	0,123	-0,0389	-0,0263	0,0059	
1	-0,316	0,265	0,1785	-0,0401	-0,147
1	+0,675	-0,0263	0,1785	0,271	+0,660
2	-0,255	0,0059	-0,0401	-0,069	-0,309
		-0,147	+0,660	-0,309	

b) fertiges Zahlenrechteck.

wechselnd mit i- und k-Zahlen operiert, weil man an dem Ergebnis 0,222 sofort ersieht, ob die α_{00} , α_{nn} , i und k richtig berechnet sind. Gegen ein Anschreiben der i- und k-Zahlen in falscher Reihenfolge schützt die Kontrolle aber nicht.

Die Einflußlinien der statisch Unbestimmten, erhält man jetzt ohne weitere Ableitungen, schon in dem letzten Schema, wenn man noch die Zahlen 0, 1, 1, 2, 3, die die Stützpunkte anzeigen, und die mit Ausnahme von 3, das deshalb außerhalb geschrieben wird, Indices der statisch Unbestimmten Y_0, X_1, Y_1, X_2 sind, richtig links und oben und zur Zahlendiagonale symmetrisch anschreibt. Die Ziffern der Endstützen werden innerhalb geschrieben, wenn hier keine freie Auflagerung vorhanden, die Ziffern der Mittelstützen einmal oder zweimal, je nachdem freie oder steife Auflagerung vorhanden ist.

Die Einflußlinien sind durch die anhängende Tabelle dargestellt, indem man rechts der Zahlendiagonale den obenstehenden i-Wert, links der Diagonale den untenstehenden k-Wert und in jeder Öffnung den der Diagonale zunächst stehenden Multiplikator angibt. Bei Feldöffnungen links der Diagonale oder Verwendung der untenstehenden k-Werte muß man die Kurven der Tabelle spiegelbildlich umkehren.

So ist in dem Beispiel, wie man sofort aus dem Zahlenrechteck ablesen kann:

$$\begin{aligned}
 Y_0 \text{ in } l_{01} : Y_0 &= -0,123 \frac{I_{01}^2}{J_{01}} (\alpha - 0,316 \beta) \\
 Y_0 \text{ in } l_{12} : Y_0 &= -0,0263 \frac{I_{12}^2}{J_{12}} (\alpha - 0,255 \beta) \\
 Y_0 \text{ in } l_{23} : Y_0 &= -0,0059 \frac{I_{23}^2}{J_{23}} \cdot \alpha \\
 Y_1 \text{ in } l_{01} : Y_1 &= -0,1785 \frac{I_{01}^2}{J_{01}} (\beta - 0,147 \alpha) \\
 Y_1 \text{ in } l_{12} : Y_1 &= -0,271 \frac{I_{12}^2}{J_{12}} (\alpha - 0,255 \beta) \\
 Y_1 \text{ in } l_{23} : Y_1 &= 0,069 \frac{I_{23}^2}{J_{23}} \cdot \alpha \\
 X_2 \text{ in } l_{01} : X_2 &= 0,0401 \frac{I_{01}^2}{J_{01}} (\beta - 0,147 \alpha) \\
 X_2 \text{ in } l_{12} : X_2 &= -0,222 \frac{I_{12}^2}{J_{12}} (\beta - 0,309 \alpha) \\
 X_2 \text{ in } l_{23} : X_2 &= -0,222 \frac{I_{23}^2}{J_{23}} \cdot \alpha.
 \end{aligned}$$

Die i-Kurven der Form $(\alpha - i\beta)$ sind direkt bzw. durch Interpolation aus der Tabelle unter dem betreffenden i-Wert zu entnehmen; die k-Kurven $(\beta - k\alpha)$ sind den Kurven $(\alpha - i\beta)$ der Tabelle spiegelbildlich gleich, müssen deshalb von rechts nach links aufgetragen werden.

Die Ermittlung der Feldmomente, Querkräfte, Auflagerdrücke geschieht nach dem bekannten Verfahren⁵⁾. Z. B. die Einflußlinie des Feldmoments an der in Fig. 12 bezeichneten Stelle A

des Feldes l_{12} sei zu zeichnen. Es sei $\xi = 0,4$ und $\eta = 0,6$. Dann ist bekanntlich

$$M_A = \xi \cdot X_2 + \eta Y_1$$

in allen übrigen bzw.

$$M_A = \xi \cdot X_2 + \eta Y_1 + \eta \cdot x$$

oder $\xi \cdot y$ in der Öffnung l_{12} .

Demnach hat man in l_{01} :

$$\begin{aligned}
 M_A &= (0,4 \cdot 0,0401 - 0,6 \cdot 0,1785) \frac{I_{01}^2}{J_{01}} (\beta - 0,147 \alpha) = \\
 &= -0,0911 \frac{I_{01}^2}{J_{01}} (\beta - 0,147 \alpha) = -0,570 (\beta - 0,147 \alpha),
 \end{aligned}$$

in l_{12} :

$$\begin{aligned}
 M_A &= [(0,4 \cdot (-) 0,222 + 0,6 \cdot 0,271 \cdot 0,255) \beta + \\
 &+ (0,4 \cdot 0,222 \cdot 0,309 - 0,6 \cdot 0,271) \alpha] \cdot \frac{I_{12}^2}{J_{12}} \\
 &= - (0,0473 \beta + 0,1350 \alpha) \frac{I_{12}^2}{J_{12}} = -1,690 (\alpha + 0,350 \beta)
 \end{aligned}$$

dazu kommt $+\eta \cdot x$ bzw. $\xi \cdot y$

(d. i. Linie für Träger auf 2 Stützen);

in l_{23} :

$$M_A = (-0,4 \cdot 0,222 + 0,6 \cdot 0,069) \alpha \frac{I_{23}^2}{J_{23}} = -0,341 \alpha.$$

$(\beta - 0,147 \alpha)$ ist eine k-Kurve, deren Ordinaten aus der Tabelle unter $-0,147$, $(\alpha + 0,350 \beta)$ ist eine i-Kurve, die aus der Tabelle unter $+0,350$ zu entnehmen ist.

In ähnlicher Weise lassen sich die Einflußlinien aller übrigen Querschnittskräfte als lineare Abhängige der α und β darstellen bzw. auf Kurven $(\alpha \pm \beta i)$, wo $1 < i < +1$, zurückführen.

Anwendung für mehrstielige Rahmen mit gleichem Steifigkeitsverhältnis.

Nach dem früheren [s. Formel (1) und (2)] bezeichne K das Verhältnis:

$$K = \frac{J_1 h}{J_h l} = \frac{\nu}{\mu}$$

wo h und J_h Höhe und Trägheitsmoment einer Stütze.

Bei unterer gelenkiger Lagerung, wie man sie bei Stockwerksrahmen wohl annehmen darf (bei unterer Einspannung hat man nach Formeln (14) $\frac{3}{4}$ der Höhe als h einzusetzen) ist für einen Einheitsrahmen:

$$\delta_{01} = \delta_{12} = \delta_{23} = \dots = 1$$

$$\delta_0 = \delta_1 = \delta_2 = \dots = 2K.$$

Für die Berechnung der a, i, k ist wegen der Symmetrie nur ein Kettenbruch zugrunde zu legen. Er lautet, schematisch mit der Konstruk-

⁵⁾ s. Hütte III, 22. Aufl. S. 133 u. ff.

tion in Fig. 13 dargestellt, für einen fünfstielligen Rahmen:

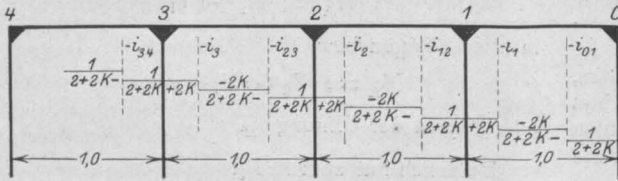


Fig. 13.

Da der Kettenbruch von rückwärts mit dem letzten Gliede beginnend auszurechnen ist, so ist in der Fig. 13 die Stützenbezeichnung in umgekehrter Richtung vorgenommen. Setzt man links eine Stütze 5 an, so hat man in der Öffnung 3—4 und 4—5 in genau derselben Art mit der Verlängerung des Kettenbruchs fortzufahren wie in Öffnungen 2—3 und 3—4. Die Richtigkeit des Kettenbruchs erkennt man durch den Vergleich mit der Matrix neben Fig. 10 unter Absatz c. Man hat hier:

$$\begin{aligned} \alpha_{11} &= 2 \rho_{01} + \rho_0 = 2 + 2K \\ \alpha_{12} &= \alpha_{21} = \rho_{01} = 1 \\ \alpha_{22} &= 2 \rho_{01} + \rho_1 = 2 + 2K \\ \alpha_{23} &= \alpha_{32} = \rho_1 = -2K \\ \alpha_{33} &= \rho_{12} + \rho_1 = 2 + 2K \\ &\dots \end{aligned}$$

so daß durch Anwendung der Formel (12) der Kettenbruch tatsächlich die in Fig. 13 gekennzeichnete Form annimmt.

In der anhängenden Tabelle II sind die bei Ausrechnung des Kettenbruchs entfallenden *i*-Werte für alle Zahlen *K* von 0,0 bis 50 in entsprechender Abstufung zusammengestellt. Die Ausrechnung dieser Fixzahlen brauchte sich nur auf 4 Öffnungen zu erstrecken, weil dieselben sich von der 5. Öffnung an auf 4 Stellen angenähert wiederholen. Die Tabelle II gibt demnach auch die Fixzahlen *i* für Rahmen mit mehr als 4 Öffnungen. Wegen der Symmetrie des Rahmens ist es unnötig, die Fixzahlen *k* zu berechnen, da diese den *i* entgegengesetzt gleich sind. Will man den oberen linken Eckwert a_{00} des Zahlenrechtecks aus der Tabelle II entnehmen, so beachte man, daß dieser wegen der Symmetrie des Rahmens dem rechten unteren Eckwert gleich ist, z. B.

$$\begin{aligned} \text{bei 2 Öffnungen} \quad a_{00} &= a_{22} = \frac{i_2}{2K} \\ \text{„ 3 „} \quad a_{00} &= a_{33} = \frac{i_3}{2K} \\ \text{„ 4 „} \quad a_{00} &= a_{44} = \frac{i_4}{2K} \\ &\text{ust.} \end{aligned}$$

Man kann auf diese Weise alle Zahlen, die zum Aufbau des Zahlenrechtecks entsprechend der Formel (14) notwendig sind, sofort aus der Tabelle II entnehmen.

Anwendung für Stockwerksrahmen.

Die einzelnen Stockwerke eines Gebäudes, dessen Eisenbeton- oder Eisengerippe aus einer Verbindung senkrechter Säulen und übereinanderliegender Balken besteht, stellen mehrstiellige Rahmen der vorerläuterten Art dar. Hierfür ist allerdings die Voraussetzung, daß wagerechte Lasten nicht vorhanden sind, und daß die Stützfüße eines Stockwerkrahmens auf den Balken des unterliegenden Stockwerks gelenkig gelagert sind. Bei Eisenbetonkonstruktionen dieser Art pflegen die Windlasten eine untergeordnete Rolle zu spielen, so daß die annähernde Berechnung des Einflusses derselben genügt. Die zweite Voraussetzung wird bei Eisenbetonkonstruktionen gestützt durch die Anordnung von Arbeitsfugen, die eine Verschwächung darstellen und daher als Gelenk angenommen werden können.

Der Gebrauch der Tabelle II zur Aufstellung des Zahlenrechtecks ist nun folgender:

1. Ermittlung der beiden Steifigkeitskonstanten μ und ν des Längsbalkens und der Stützen

$$\mu = \frac{l_{01}}{J_{01}} = \frac{l_{12}}{J_{12}} = \frac{l_{23}}{J_{23}} = \text{usf.}$$

Z. B. für einen Rahmen mit 4 Öffnungen sei:

$$\begin{aligned} J_{01} &= 4,0 \text{ m} & J_{01} &= 0,08 \text{ m}^4 \\ J_{12} &= 6,0 \text{ „} & J_{12} &= 0,12 \text{ „} \\ J_{23} &= 6,0 \text{ „} & J_{23} &= 0,14 \text{ „} \\ J_{34} &= 3,0 \text{ „} & J_{34} &= 0,06 \text{ „} \end{aligned}$$

$$\mu = 50$$

$$h_0 = h_1 = h_2 = h_3 = h_4 = 4,20 \text{ m}$$

$$J_0 = J_1 = J_2 = J_3 = J_4 = 0,021 \text{ m}^4$$

$$\nu = 200$$

$$K = \frac{\nu}{\mu} = \frac{200}{50} = 4,0.$$

2. Aus der Tabelle II für die *i*-Werte entnimmt man unter dem betreffenden *K*-Wert, hier 4,0, die Zahlen:

$$\begin{aligned} -0,100, +0,808, -0,283, +0,823, -0,293, \\ +0,824, -0,293, \end{aligned}$$

und schließlich für den Eckwert

$$a_{44} = \frac{0,824}{2 \cdot 4,0} = 0,103.$$

Diese Zahlen werden zunächst nach Ansatz (13) in das Zahlenrechteck geschrieben und durch Multiplikation und Division mit den Fixzahlen *i* erhält man sodann das ganze Zahlenrechteck. Da Symmetrie vorhanden ist, müssen sich die Zahlen der zweiten Hälfte desselben in umgekehrter Reihenfolge wiederholen, man braucht deshalb nur die Hälfte desselben anzuschreiben, wie folgt:

	0	1	1	2	2	3	3	4
	- 0,293	+ 0,824	- 0,293	+ 0,823	- 0,283	+ 0,808	- 0,100	
$Y_0 =$	0,103	- 0,030	- 0,025	0,007	0,006	- 0,002	- 0,002	0
$X_1 =$	- 0,030	0,302	0,249	- 0,073	- 0,060	0,017	0,014	- 0,002
$Y_1 =$	- 0,025	0,249	0,308	- 0,091	- 0,075	0,021	0,017	- 0,002
$X_2 =$	0,007	- 0,073	- 0,091	0,312	0,257	- 0,075	- 0,060	0,006
	- 0,100	+ 0,808	- 0,283	+ 0,823	- 0,293	+ 0,824	- 0,293	

Vermittelt des so erhaltenen Zahlenrechtecks lassen sich die Wirkungen über einzelne Öffnungen gleichmäßig verteilter Lasten genau in derselben Art sogleich angeben, wie es im Februarheft unter Formel (5) auf Seite 51 erläutert ist. Z. B. wird das statisch unbestimmte Stützmoment X_1 infolge einer gleichmäßigen Belastung $p_{12} = 3,0$ t/m im Felde 1—2:

$$X_1 = - (0,249 - 0,073) \frac{1}{4} p_{12} l_{12}^2$$

$$= - 0,176 \frac{1}{4} 3,0 \cdot 6,0^2 = - 4,75 \text{ mt.}$$

Die Errechnung der Einflüsse von Streckenlasten kann vermittelt der ersten Spalte der im Februarheft angegebenen Tabelle III erfolgen, oder man kann dieselben aus Einflußlinien errechnen. Um die Einflußlinien zu zeichnen oder zur Ermittlung des Einflusses von Nutzlasten, benützt man die anhängende Tabelle I. Die Anwendungsform ist hier genau dieselbe, wie in der früheren Abhandlung unter Formel (1), (2) und (3) auf Seite 49 und 51 angegeben. Z. B. ist die Einflußlinie für das Stützmoment X_2 :

in der Öffnung 1—2:

$$X_2 = 0,312 l_{12} (\beta - 0,283 \alpha)$$

und in der Öffnung 2—3:

$$X_2 = 0,257 l_{23} (\alpha - 0,283 \beta).$$

Die Klammerausdrücke sind durch Interpolation aus der Tabelle I direkt zu entnehmen. Diese Tabelle enthält nämlich alle Zahlen $(\alpha - i\beta)$. Die Zahlen $(\beta - i\alpha)$ sind denselben spiegelbildlich gleich, da die Kurve α spiegelbildlich gleich der Kurve β ist. Steht z. B. mitten in den vorgenannten Öffnungen eine Nutzlast von 5 t, so würde man für X_2 erhalten:

bei Stellung in 1—2:

$$X_2 = - 5,0 \cdot 0,312 \cdot 6,0 \cdot 0,268 = - 2,51 \text{ tm,}$$

bei Stellung in 2—3:

$$X_2 = - 5,0 \cdot 0,257 \cdot 7,0 \cdot 0,268 = - 2,41 \text{ tm.}$$

Die nachstehende Tabelle I ist in der vorerwähnten Schrift des Verfassers in Hunderterteilung aufgeführt; für die mehrstieligen Rahmen sind hier fertige Zahlenrechtecke für die Werte $k = 1,0$ bis $k = 10,0$ angegeben.

Tabelle I. Zahlen $(\alpha + i\beta)$ für Werte $-1 < i < +1$, wo $\alpha = \eta - \eta^3$ und $\beta = \xi - \xi^3$; $\xi = \frac{x}{l}$ und $\eta = 1 - \xi$. (ξ wird von der linken Stütze aus nach rechts hin gezählt.)

$+i$	$\xi =$ 0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,00	0	0,1710	0,2880	0,3570	0,3840	0,3750	0,3360	0,2730	0,1920	0,0990	0
0,10	0	0,1809	0,3072	0,3843	0,4176	0,4125	0,3744	0,3087	0,2208	0,1161	0
0,20	0	0,1908	0,3264	0,4116	0,4512	0,4500	0,4128	0,3444	0,2496	0,1332	0
0,30	0	0,2007	0,3456	0,4389	0,4848	0,4875	0,4512	0,3801	0,2784	0,1503	0
0,40	0	0,2106	0,3648	0,4662	0,5184	0,5250	0,4896	0,4158	0,3072	0,1674	0
0,50	0	0,2205	0,3840	0,4935	0,5520	0,5625	0,5280	0,4515	0,3360	0,1845	0
0,60	0	0,2304	0,4032	0,5208	0,5856	0,6000	0,5604	0,4872	0,3648	0,2016	0
0,70	0	0,2403	0,4224	0,5481	0,6192	0,6375	0,6048	0,5229	0,3936	0,2187	0
0,80	0	0,2502	0,4416	0,5754	0,6528	0,6750	0,6432	0,5586	0,4224	0,2358	0
0,90	0	0,2601	0,4608	0,6027	0,6864	0,7125	0,6816	0,5943	0,4512	0,2529	0
1,00	0	0,2700	0,4800	0,6300	0,7200	0,7500	0,7200	0,6300	0,4800	0,2700	0
Diff. $A = 0$		0,0099	0,0192	0,0273	0,0336	0,0375	0,0384	0,0357	0,0288	0,0171	0
- 0,00	0	0,1710	0,2880	0,3570	0,3840	0,3750	0,3360	0,2730	0,1920	0,0990	0
- 0,10	0	0,1611	0,2688	0,3297	0,3504	0,3375	0,2976	0,2373	0,1632	0,0819	0
- 0,20	0	0,1512	0,2496	0,3024	0,3168	0,3000	0,2592	0,2016	0,1344	0,0631	0
- 0,30	0	0,1413	0,2304	0,2751	0,2832	0,2625	0,2208	0,1659	0,1056	0,0477	0
- 0,40	0	0,1314	0,2112	0,2478	0,2496	0,2250	0,1824	0,1302	0,0768	0,0306	0
- 0,50	0	0,1215	0,1920	0,2205	0,2160	0,1875	0,1440	0,0945	0,0480	0,0135	0
- 0,60	0	0,1116	0,1728	0,1932	0,1824	0,1500	0,1056	0,0588	0,0192	- 0,0036	0
- 0,70	0	0,1017	0,1536	0,1659	0,1488	0,1125	0,0672	0,0231	- 0,0096	- 0,0207	0
- 0,80	0	0,0918	0,1344	0,1386	0,1152	0,0750	0,0288	- 0,0126	- 0,0384	- 0,0378	0
- 0,90	0	0,0819	0,1152	0,1113	0,0816	0,0375	- 0,0096	- 0,0483	- 0,0672	- 0,0549	0
- 1,00	0	0,0720	0,0960	0,0840	0,0480	0,0000	- 0,0480	- 0,0840	- 0,0960	- 0,0720	0

Tabelle II
der Fixzahlen mehrstieliger Rahmen mit gleichen Steifigkeitsverhältnissen.

K	$\frac{1}{2+2K}$	$\frac{2K}{2+2K+i_{01}}$	$\frac{1}{2+2K(1-i_1)}$	$\frac{2K}{2+2K+i_{12}}$	$\frac{1}{2+2K(1-i_2)}$	$\frac{2K}{2+2K+i_{23}}$	$\frac{1}{2+2K(1-i_3)}$
	$= i_{01}$	$= i_1$	$= i_{12}$	$= i_2$	$= i_{23}$	$= i_3$	$= i_{34}$
0,0	-0,5000	0,0000	-0,5000	0,0000	-0,5000	0,0000	-0,5000
0,1	-0,4545	0,1146	-0,4593	0,1149	-0,4593	0,1149	-0,4593
0,2	-0,4167	0,2017	-0,4312	0,2032	-0,4313	0,2032	-0,4313
0,3	-0,3846	0,2708	-0,4103	0,2740	-0,4106	0,2740	-0,4106
0,4	-0,3571	0,3275	-0,3944	0,3326	-0,3946	0,3326	-0,3946
0,5	-0,3333	0,3750	-0,3809	0,3818	-0,3819	0,3820	-0,3820
0,6	-0,3125	0,4156	-0,3702	0,4241	-0,3716	0,4243	-0,3716
0,7	-0,2941	0,4508	-0,3611	0,4607	-0,3630	0,4610	-0,3630
0,8	-0,2778	0,4816	-0,3534	0,4928	-0,3557	0,4932	-0,3558
0,9	-0,2632	0,5089	-0,3467	0,5122	-0,3494	0,5216	-0,3495
1,0	-0,2500	0,5333	-0,3409	0,5466	-0,3440	0,5470	-0,3441
1,1	-0,2381	0,5529	-0,3358	0,5693	-0,3393	0,5698	-0,3394
1,2	-0,2273	0,5752	-0,3312	0,5899	-0,3351	0,5904	-0,3352
1,3	-0,2174	0,5933	-0,3271	0,6085	-0,3314	0,6091	-0,3315
1,4	-0,2083	0,6098	-0,3234	0,6255	-0,3280	0,6261	-0,3282
1,5	-0,2000	0,6250	-0,3200	0,6410	-0,3250	0,6417	-0,3252
1,6	-0,1923	0,6390	-0,3169	0,6553	-0,3223	0,6560	-0,3225
1,7	-0,1852	0,6520	-0,3141	0,6685	-0,3198	0,6693	-0,3201
1,8	-0,1786	0,6640	-0,3116	0,6807	-0,3175	0,6814	-0,3178
1,9	-0,1724	0,6752	-0,3092	0,6921	-0,3154	0,6929	-0,3157
2,0	-0,1667	0,6857	-0,3070	0,7026	-0,3135	0,7034	-0,3138
2,1	-0,1613	0,6955	-0,3050	0,7125	-0,3118	0,7133	-0,3121
2,2	-0,1563	0,7047	-0,3031	0,7217	-0,3101	0,7225	-0,3105
2,3	-0,1515	0,7133	-0,3013	0,7303	-0,3085	0,7312	-0,3090
2,4	-0,1471	0,7215	-0,2997	0,7384	-0,3072	0,7393	-0,3076
2,5	-0,1429	0,7292	-0,2981	0,7461	-0,3058	0,7469	-0,3062
2,6	-0,1389	0,7362	-0,2967	0,7533	-0,3046	0,7541	-0,3051
2,7	-0,1351	0,7433	-0,2953	0,7601	-0,3034	0,7609	-0,3039
2,8	-0,1316	0,7498	-0,2940	0,7665	-0,3023	0,7674	-0,3028
2,9	-0,1282	0,7530	-0,2928	0,7726	-0,3013	0,7735	-0,3018
3,0	-0,1250	0,7619	-0,2917	0,7784	-0,3003	0,7793	-0,3008
3,2	-0,1190	0,7729	-0,2895	0,7891	-0,2985	0,7900	-0,2990
3,4	-0,1136	0,7828	-0,2876	0,7988	-0,2959	0,7997	-0,2974
3,6	-0,1087	0,7920	-0,2859	0,8077	-0,2955	0,8086	-0,2960
3,8	-0,1042	0,8004	-0,2843	0,8158	-0,2941	0,8167	-0,2947
4,0	-0,1000	0,8081	-0,2829	0,8233	-0,2929	0,8241	-0,2935
4,2	-0,0962	0,8152	-0,2815	0,8302	-0,2918	0,8310	-0,2924
4,4	-0,0926	0,8219	-0,2803	0,8365	-0,2908	0,8374	-0,2914
4,6	-0,0893	0,8280	-0,2792	0,8424	-0,2899	0,8433	-0,2905
4,8	-0,0862	0,8338	-0,2781	0,8479	-0,2890	0,8487	-0,2897
5,0	-0,0833	0,8392	-0,2771	0,8530	-0,2882	0,8538	-0,2889
5,5	-0,0769	0,8512	-0,2749	0,8644	-0,2864	0,8652	-0,2871
6,0	-0,0714	0,8615	-0,2731	0,8742	-0,2849	0,8740	-0,2857
6,5	-0,0667	0,8705	-0,2715	0,8826	-0,2836	0,8834	-0,2844
7,0	-0,0625	0,8784	-0,2701	0,8900	-0,2825	0,8907	-0,2833
7,5	-0,0588	0,8854	-0,2689	0,8965	-0,2815	0,8972	-0,2823
8,0	-0,0556	0,8916	-0,2678	0,9023	-0,2807	0,9030	-0,2815
8,5	-0,0526	0,8972	-0,2669	0,9075	-0,2799	0,9081	-0,2807
9,0	-0,0500	0,9023	-0,2660	0,9121	-0,2792	0,9127	-0,2801
10	-0,0455	0,9110	-0,2645	0,9202	-0,2780	0,9207	-0,2789

Tabelle II (Fortsetzung).

K	$\frac{1}{2+2K}$	$\frac{2K}{2+2K+i_{01}}$	$\frac{1}{2+2K(1-i_1)}$	$\frac{2K}{2+2K+i_{12}}$	$\frac{1}{2+2K(1-i_2)}$	$\frac{2K}{2+2K+i_{23}}$	$\frac{1}{2+2K(1-i_3)}$
	$=i_{01}$	$=i_1$	$=i_{12}$	$=i_2$	$=i_{23}$	$=i_3$	$=i_{34}$
11	-0,0417	0,9183	-0,2633	0,9268	-0,2770	0,9274	-0,2779
12	-0,0385	0,9244	-0,2622	0,9325	-0,2762	0,9330	-0,2771
13	-0,0357	0,9298	-0,2613	0,9373	-0,2755	0,9378	-0,2765
14	-0,0333	0,9344	-0,2606	0,9415	-0,2749	0,9420	-0,2759
15	-0,0313	0,9384	-0,2599	0,9452	-0,2744	0,9456	-0,2754
20	-0,0238	0,9529	-0,2575	0,9583	-0,2725	0,9586	-0,2735
25	-0,0192	0,9619	-0,2561	0,9663	-0,2714	0,9666	-0,2724
30	-0,0161	0,9680	-0,2551	0,9717	-0,2706	0,9720	-0,2717
35	-0,0139	0,9724	-0,2544	0,9757	-0,2700	0,9759	-0,2711
40	-0,0122	0,9758	-0,2538	0,9786	-0,2696	0,9788	-0,2707
45	-0,0109	0,9784	-0,2534	0,9810	-0,2693	0,9811	-0,2704
50	-0,0098	0,9805	-0,2531	0,9828	-0,2690	0,9830	-0,2701

LITERATURSCHAU.

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

I. Der Baustoff.

1. Herstellung und Bearbeitung.

Die teilweise Ersetzung von Zement durch Traß bei Stampf- und Gußbetonbauten. Geh. Hofrat Prof. M. Foerster, Dresden. Eingehende Abhandlung über den Traß und über die durch die Verhältnisse im Kriege zur Pflicht werdende Ersetzung eines Teiles des Zements durch Traß, wodurch der Mörtel besser und billiger wird. Arm. Beton 1917 Heft 7.

Moderne amerikanische Verteilungsanlagen von Gußbeton. Von Frank C. Perkins, Buffalo. Anwendungsgrenzen der Rinnenverteilung, Gefälle, Abstützung oder Aufhängung der Rinnenkabel-, Stützpfeilerkonstruktionen. Schwenkbare Rinnen, Schwenkbäume, Bauart und Maße der Rinnen. Wirtschaftliche Vorteile, Beispiele von Kostenersparnissen aus der Praxis. 6 Abb. 2 1/2 Seite. Beton und Eisen 1917 Nr. 12/13.

Unter welchen Voraussetzungen kann Beton durch Gaswasser, Ammoniak und Teer angegriffen und zerstört werden? Von B. Haas. Kurz werden hier die verschiedenartigsten Umstände besprochen, die einen nachteiligen Einfluß auf den Bestand des Betons ausüben oder hintanhaltend können. Mitteil. für Zem. und Beton 1917 Nr. 14.

Über die Bewirtschaftung des Bau-eisens. Wiedergabe der Bekanntmachung des preuß. Kriegsministeriums betr. Beschlagnahme und Stab-, Form- und Moniereisen. Zentralblatt 1917 Nr. 62.

Kaltglasuren auf Kunststein. Neben die bekannten Verfahren der Oberflächenbehandlung von Zement- und Betonkörpern tritt ein Verfahren, bei dem unter Verwendung gewisser bituminöser Lösungen (Ceresit usw.) Zementwasser unter Druck aufgesprüht wird. Es entsteht ein bisher als feuer- und frostbeständig befundener, in der Farbe beliebig zu haltender, glasurähnlicher Überzug. Das Verfahren ist patentiert (DRP. 298378) und trägt den Namen: Kerament-Glasurverfahren „Friedrich“. Mit Abb. Mitt. f. Zem. und Beton 1917 Nr. 14.

2. Prüfung und Untersuchung.

Der Eisenbeton im Röntgenbilde. Die ersten Mitteilungen über die Durchleuchtung von Eisenbeton hat der Schweizer Ingenieur Settler in der Schw. B.-Ztg. 1917 Nr. 9 gemacht. Seine Versuche haben die Lage der Eisen im Beton einwandfrei, ihre Verrostung jedoch erst, wenn sie einen hohen Grad erreicht hatte, erkennen lassen. Fette Betone ließen die Strahlen weniger durch als magere. Deshalb hofft Verf. die Durchleuchtung als Untersuchungsmittel auf Zementgehalt verwenden zu können. Österr. Wochenschrift f. d. Öffentl. Baudienst 1917 Nr. 31.

II. Theorie.

Berechnung der Rahmenfachwerke (Vierendeelträger) auf zeichnerischem Wege. Von Dr.-Ing. Chr. Vlachos, Karlsruhe. Ztschr. f. Arch.- u. Ing.-Wesen 1917 Heft 4.

Gewölbe-Modelle. Von Prof. Dr.-Ing. Michel, Hannover. An Hand von 8 Abbildungen

seiner Modelle gibt Verf. hier außerordentlich augenfällige Darstellungen über Gleichgewicht und Einsturzursachen bei Gewölben. Maximal- und Minimal-Drucklinie stellen sich von selbst ein. Die Gewölbe sind im Scheitel und in den Kämpfern mit Doppelscharnieren $\sqrt[3]{\frac{1}{2}}$ versehen. Die Wirkung von Pfeilerausweichungen und Abschiebungen einerseits und -Auflasten andererseits, die Wirkung von Strebepfeilern kommen besonders gut zum Ausdruck bei dem Modell einer dreischiffigen gotischen Basilika. Mitt. f. Zem. und Beton 1917 Nr. 15.

Fastformeln zur Berechnung der größten Zusatzmomente in statisch unbestimmten Bogenträgern. Von Dr.-Ing. Gilbrin, Oberkassel, Siegkreis. Für die aus der Verkürzung der Bogenachse Δl entstehenden Zusatzmomente ΔM werden hier sehr einfache Formeln gegeben, welche scharf zutreffen für Gewölbe in Kreisbogenform und mit konstantem Querschnitte, welche aber auch für andere Verhältnisse gute Annäherungswerte liefern. $\frac{1}{2}$ Seite. Mitt. f. Zem. und Beton 1917 Nr. 14.

Zur statischen Berechnung des Lohsesträgers. Von Dr.-Ing. Joh. Lührs. 4 Seiten. Eisenbau 1917 Nr. 8.

Berechnung von Lagerkörpern unter Berücksichtigung des Zapfendruckes. Von Dipl.-Ing. Vietinghoff, Essen. 4 Seiten. Eisenbau 1917 Nr. 8.

Über den Einfluß des teilweisen Einbetonierens von Betonröhren auf deren Biegungsbeanspruchung. Von Dr.-Ing. Gilbrin, Oberkassel (Siegkreis). Theoretische Betrachtungen. Auffassung des Rohres als Gewölbe. 3 Seiten. Beton und Eisen 1917 Nr. 12/13.

Querschnittsbemessung doppelt bewehrter Eisenbetonplatten und -Balken. Von Dipl.-Ing. Bundschuh, Essen-Ruhr. Die Tabellen für $\sigma_b = 40$ und $\sigma_e = 1000, 1200, \sigma_b = 35$ und $\sigma_e = 900, 1000, \sigma_b = 30, \sigma_e = 950$ werden abgeleitet und veröffentlicht, h wird gewählt, fe und fé gefunden. Große Bequemlichkeit und Zuverlässigkeit bei Benutzung der Tabellen an Beispielen vorgeführt. Arm. Beton 1917 Heft 7.

Statische Berechnung einer Straßenbrücke in Eisenbetonkonstr. mit aufgehängter Fahrbahn. Von Ing. Frz. Knapp, Karlsruhe. Vollständige Vorführung der stat. Berechnung aller Teile einer Dreigelenkbogenbrücke. 13 Seiten. Brückenbau 1917 Heft 14 und 15.

Zur Frage der Knickbeanspruchung biegeungssteifer Fachwerkstäbe. Von Prof. Dr.-Ing. A. Pröll, Hannover. Erweiterung der 1910 von Prof. Kayser im Zentralblatt gegebenen Formeln und Heranziehung der Arbeiten von Vianello und Müller-Breslau. Zentralblatt 1917 Nr. 61.

III. Eisenbetonversuchswesen. Feuerproben.

— — —

IV. Vorschriften und Leitsätze.

— — —

V. Ausführungen.

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

Grabdenkmal in eisenbewehrtem Betonwerkstein. In Wort und Bild wird ein eigenartiges, wohl gelungenes Grabdenkmal vorgeführt. Um die Entstehung des störenden weißen Ausschlages zu vermeiden und eine Wetterbeständigkeit der Verzierungen zu erzielen, ist dem Beton Luxzement zugesetzt worden. Mitt. f. Zement und Beton 1917 Nr. 14.

Zur Zerstörung eines Betondurchlasses. An 2 Abb. wird erläutert, wie im Staate Newyork durch einen ganz unbedeutenden Wasserlauf ein zu klein bemessener Durchlaß unterspült und zerstört worden ist. Beton und Eisen 1917 Nr. 12/13.

Eine eigenartige Wirkung des Frostes im Winter 1916—17. Ergänzung der in den „Mitteilungen“ Nr. 10 vorgeführten Erscheinungen. Überall da, wo die Sprießen noch sämtlich gestanden hatten, war die ganze Decke einschließlich Balken und Säulen gehoben worden, sodaß sich die Säulen von ihren Gründungskörpern abgehoben hatten. Mit 3 Abb. Näheres Mitteilungen f. Zem. und Beton 1917 Nr. 14.

Verschiebung eines Portals für einen Friedhof. Ohne Unfall und Beschädigung ist in Los Angeles, Californien, ein nicht armierter Torbogen von 12 m Stützweite mit Nebenanlagen um 6 m billig und schnell verschoben worden. Beton und Eisen 1917 Heft 12/13.

2. Ausführungen im Hochbau.

Telephonturm vom Postgebäude Gernersheim a. Rhein. Von Obering. O. Muy, Wayß und Freytag, Neustadt a. d. Haardt. Eine ansprechende architektonische Lösung dieser gewöhnlich sehr häßlich gelösten Aufgabe ist durch die Gestaltung in Eisenbeton angestrebt und soweit überhaupt möglich, erreicht worden. Bauliche Vorteile gegenüber Eisenkonstruktion. Geringere Unterhaltungskosten, größeres Eigengewicht, daher keine Verankerung gegen Windmomente. Genaue Beschreibung nebst Abbildungen. Mitteilungen für Zement und Beton 1917 Nr. 15.

Eisenbetonkonstruktionen des Stadtmuseums zu Stettin. Von C. Weidmann, Stadtbauingenieur Stettin. Veröffentlichung von Grund,

rissen, Schnitten und Ansichten dieses Museums- sowie der Berechnungsannahmen und der Ausbildung aller Decken und Träger, sowie der Treppen. Vollständig vorgeführt wird die Berechnung der Kuppel. Grundfläche derselben Quadrat von rd. 16 m Seitenlänge. Die Hauptbinder liegen über den Diagonalen des Quadrates. Sie sind als 2 Gelenkrahmen berechnet. (Forts. folgt.) Zeitschrift für Architektur- und Ingenieurwesen 1917 Heft 4.

Der Wasserturm der Gartenstadt Carlowitz. Ausführung Lolat-Eisenbeton Breslau A.-G. Wiedergabe einer Anzahl Abbildungen sowie kurze Beschreibung. (Eingehender behandelt von Marcus, Armierter Beton 1916 Nr. 11/12), Der Industriebau 1917 Nr. 7.

Dreischiffige Halle mit vollwandigen eisernen Fachwerkbindern. Von Regbmstr. H. Maier-Leibnitz, Eßlingen a. N. Die für die Maschinenfabrik Eßlingen errichtete Halle mit 3 Schiffen, je 15 m weit, ist nicht mit Säulen und Fachwerk-Balkenbindern, sondern nach dem Vorbilde von Eisenbetonkonstruktionen sehr vorteilhaft mit Vollwand-Rahmenbindern in Eisen erbaut worden. Eisenbau 1917 Nr. 8.

3. Ausführungen im Brückenbau.

Zwei neue Straßenbrücken in Eisenbeton über den Neckar. Von Ober-Ingenieur O. Mui. Auslerebrücke mit einer Öffnung. Stützweite 28,3 m, 4 Rippen, Balken auf 2 Stützen freibeweglich, mit überstehenden Enden und Gegengewichten. Konstruktive Einzelheiten. Deutsche Bauzeitung Mitteilungen 1917 Nr. 13.

4. Ausführungen im Wasserbau.

Betonbauten unter Wasser. Auslassungen allgemeiner Art über Vorkehrungen zur Unterwasser-Betonierung. Tonindustrie-Zeitung 1917 Nr. 79.

Erfahrungen in den Niederlanden an Befestigungen der Seedeiche mit bewehrtem Beton. A. v. Horn, Wasserbauinspektor a. D. Besprechung der durch die Stürme am 30. September 1911 und am 13./14. Januar 1916 in den Provinzen Zeeland und Nordholland verursachten Beschädigungen. Von den Bauarten „de Muralt“ haben sich allgemein die „genagelten“ Eisenbetonplatten, d. s. in dem Deichkörper mit Nägeln festgehaltene Platten — schlecht gehalten, gut hingegen die bewehrten Treppen-Betonböschungen. Die bewehrten Kronenmauern haben, sofern ihr Fuß gesichert war, gut gegen Überflutung gewirkt. Zentralblatt 1917 Nr. 60.

Die neuen Kaibauten Gotenburgs. Von Prof. Max Möller, Braunschweig. Unter Hinweis auf die Veröffentlichung über die Arbeiten der Kaikommission in den Mitteilungen 1916 Nr. 20

werden hier die statischen Untersuchungen der Rutschungen wiedergegeben. Mitteilungen f. Zement und Beton 1917 Nr. 14 u. 15.

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

Versuche mit Betonschwellen (Hohl-schwellen) 1913—16 auf der Rialto and Pacific R.R. bei Riverside in Kalifornien sollen gute Ergebnisse geliefert haben. Ing. News 15. März 1917. Z. d. V. d. I. 1917 Nr. 22.

Stützmauer aus Eisenbeton für eine fahrbare Kohlenverladebrücke (in Karlsruhe). Der Artikel stellt einen mit guten Abbildungen versehenen Auszug der Veröffentlichung von Franz Knapp in der Österr. Wochenschrift f. den öfftl. Baudienst vom 11. Januar 1917 dar. Schweizer B. Ztg. 1917 Nr. 23.

Gewapend Beton in den bovenbouw van den Spoorweg. (Eisenbeton im Eisenbahnoberbau.) Gewapend Beton 1915 Nr. 4.

Verfahren zur Verbesserung von Beton für Straßendecken. Nach Robert Houben, Brüssel, kann das Eintreten von Rissen in Beton-Straßendecken verhindert werden, wenn man dem trockenen Betongemenge etwa ein Zwanzigstel Gewichtsanteil faseriger, mit Teer oder Bitumen getränkte Stoffe, Sägespäne, Kork, Leder-, Baumwollabfälle zusetzt. Näheres „Rauch und Staub“ August 1916 oder Österr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst 1917 Nr. 30.

Neue Gleisbefestigung in Asphalt- und Holzpflasterstraßen. Direktor Aug. Höfner, Leipzig hat eine neue Art der Gleislagerung erdacht, die das Auswechseln der Schienen in Straßen mit Betonunterbau erleichtert. Österr. Zeitschr. f. d. öffentl. Baudienst 1917 Nr. 33, El. Kraftbetriebe und Bahnen 1917 Heft 7.

Bahnsteigbordsteine. Fritz Thomas, Bauingenieur macht an Hand von 7 Musterbildern im Anschlusse an die Ausführungen auf Seite 122 der gleichen Zeitschrift weitere Vorschläge. Zentralblatt 1917 Nr. 62 L.

Anwendungen von Zement und Beton im Bergbau. Angaben über die Anwendung des Breilschen Verfahrens zur Schachtauskleidung in Eisenbeton, entnommen aus der Berg- und Hüttenmännischen Zeitschrift „Glückauf“. Der Verbund-Tübbing hat sich hiernach als bedeutend billiger und mindestens ebenso zuverlässig wie der Gußeisen-Tübbing erwiesen. Bezug genommen wird auf die Ausführungen der Gewerkschaft Ewald der Saar- und Mosel-Bergw.-Ges. Mitteilungen 1917 Nr. 15.

VI. Sonstiges.

Der Bau von bewehrten Schiffen aus Eisenbeton. Ziv. Ing. Obering, A. A. Boon, Amsterdam. Die umfangreiche Bearbeitung dieses

ganzen Teilgebietes des Eisenbetonbaues erstreckt sich durch die Hefte 7/8 bis 12/13 der Zeitschr. Beton und Eisen 1917.

Deutscher Beton-Verein. Schluß aus Heft 7 und 8 (Beton und Eisen) Sitzungsbericht: Äußerung von Geh. Reg.-R. Prof. Gary zur Frage des Spezialzementes. (L April 1917 Seite 97). Stellungnahme von Herrn Langelott-Cossebaude zu den „Bedingungen für Beton- und Eisenbeton-Arbeiten. (L Juli 1917¹²). Herr Hüser und Herr Wortmann, Dresden, wenden sich gegen die in der Chemiker-Zeitung enthaltene Mitteilung, daß Beton für Gasbehälter unbrauchbar sei. Beton und Eisen 1917 Heft 11.

Die Anwendung des Taylorsystems auf Beton- und Eisenbetonarbeiten. Von B. A. Verheij, c. i. (Holländisch). 5 Seiten. Gewapend Beton 1915 Nr. 2.

Die Vergebung von Arbeiten im Submissionsverfahren. Die Vergebung ohne Beschränkung des Kreises der Bieter und die Vergabungen an einen bestimmten Bewerberkreis. Von E. Beechinger, Wiesbaden im Industriebau 1917 Nr. 7. L. 1917.

Der Bau von Betonschiffen. Fougner

Staal-Beton Skibsbyggings Co. in Moos bei Christiania (Norwegen) baut für die norwegische Regierung Eisenbetonprähme von 300 t und hat ein Extratransportschiff von 3000 t in Auftrag welches auf der Nordsee verkehren soll. Die Werft will Schiffe bis zu 5000 t Ladefähigkeit bauen. „Motorschiff und Motorboot“ 1916 sowie Österr. Wochenschrift f. d. öffentl. Baudienst 1917 Nr. 33. L. 1916 Nr. 11, 1917 Nr. 1, 2, 6.

Kalkstaub und Lungenkranke. Äußerungen des Kassenarztes des Kalkwerkes Marienhagen, Sanitätsrat Dr. Meyer, Duigen, über den dauernd guten Lungenbefund und das hohe Alter der Arbeiter dieser Kalkwerke. Vgl. L. 1916 und 1917.

Desgleichen. Physiologische Wirkungen des Kalkverlustes. Die Rolle des Kalkes im Haushalte des Körpers. Förderliche Wirkungen wie beim Kalkstaube sind bei Zementstaub nicht beobachtet worden. Tonindustrie-Zeitung 1917 Nr. 95 und 85.

Einheitliche und richtige Bezeichnung im Beton- und Eisenbetonbau. Von Regierungs-Baumeister Amos, Hohendölschen. Beton und Eisen 1917 Heft 12/13.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Die Krankenrente der Kriegsteilnehmer.

Obersversicherungsamt Darmstadt, L. I. II 156/16.

Ein Kunsttischler, der vor seiner Einberufung zum Heeresdienste auf Grund seiner hervorragenden Tüchtigkeit besonders gute Einnahmen aus seiner Arbeit erzielte, war im Januar 1915 durch einen Schuß in die Beckengegend schwer verletzt worden.

Nachdem er 26 Wochen hindurch im Lazarett behandelt worden war, stellte er Antrag auf Invalidenrente, und die Landesversicherungsanstalt bewilligte ihm auch für ein halbes Jahr Krankenrente bis zum Dezember 1915, lehnte aber die weitere Rentengewährung ab mit der Behauptung, daß Invalidität nicht mehr vorliege.

Der Kläger beanspruchte Weitergewährung der Rente, indem er geltend machte, daß er noch immer in Lazarettbehandlung stehe, da die Kugel noch nicht habe entfernt werden können, und alle zwei Tage eine Erneuerung des Verbandes notwendig sei.

Der Vertrauensarzt der Versicherung war zwar der Ansicht, daß die Arbeitsfähigkeit des Kriegsteilnehmers nur um 50 Proz. beschränkt sei; das Obersversicherungsamt Darmstadt hat aber dennoch dem Versicherten die Rente belassen, indem es die Anschauung vertrat, daß allgemein Kriegsteilnehmer für die Zeit ihres Lazarettaufenthaltes als invalide im Sinne des § 1255 der Reichsversicherungsordnung zu betrachten sind und daher Anspruch auf Invalidenrente oder Krankenrente haben, soweit im übrigen die Voraussetzungen hierfür gegeben sind. Der Gesetzgeber geht — so meinte das Obersversicherungsamt — von der Frage aus, ob der Versicherte sich mit Rücksicht auf seinen Gesundheitszustand etwas erwerben, verdienen kann. Dies aber ist unmöglich, solange er sich

im Lazarett befindet, da er dann keine Möglichkeit hat sich gewerblich zu betätigen. Der geringe Nebenverdienst durch kleine Handarbeiten kommt nicht in Betracht. — Es ist daher, soweit nicht besondere Umstände vorliegen — z. B. Beurlaubung tagsüber zum Zwecke der Verrichtung von Lohnarbeit — während der Lazarettbehandlung Erwerbsunfähigkeit im Sinne des § 1255 der Reichsversicherungsordnung anzunehmen. Eine solche Beurlaubung kommt bei dem Antragsteller nicht in Frage, da er nicht, wie manche andere Kriegsbeschädigte, im Lazarett nur schläft, isst und die erforderliche ärztliche Hilfe hat, im übrigen aber eine seinem seitherigen Beruf entsprechende Arbeit für mehrere Stunden des Tages versieht. Der Antragsteller bringt vielmehr nur kurze Zeit täglich außerhalb des Lazaretts zu und betätigt sich dann in der Kunstgewerbeschule mit Arbeiten, die seinem seitherigen Beruf fern liegen.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Das deutsche Einheitskreuz für Kriegergräber im Felde. Ein Beitrag zur Kriegerehrung von L. R. Spitzenpfeil. Mit 12 Zeichnungen des Verfassers. Verlag H. O. Schulze, Lichtenfels. Preis 25 Pfg.

Die Schrift enthält in Wort und Bild eine Fülle von Anregungen und zeigt, daß die Anwendung einer alle Kriegergräber umspannenden einheitlichen Kreuzform ungezählte Möglichkeiten zuläßt, die Gräber unserer tapferen Helden zu stimmungsvollen Ruhestätten auszugestalten. Die Durchsicht des Heftchens kann deshalb allen denen aufs wärmste empfohlen werden, welchen eine würdige Ausgestaltung der Kriegergräber am Herzen liegt — und das werden alle unsere deutschen Volksgenossen sein!

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.