

# ARMIERTER BETON.

1911. JUNI.

## INHALT:

Die Bestimmung der Wärmeausdehnung von Zementbeton und anderen Baustoffen. Von Professor M. Rudeloff (Groß-Lichterfelde-W.). (Schluß von S. 183.) S. 207.  
Entwurf einer Weserbrücke für Bremen. Von Dipl.-Ing. Hans Leitner (Bremen). S. 214.  
Bemerkenswerte Bauwerke in Eisenbeton. Von Oberingenieur Hart (Berlin). (Schluß von S. 52.) S. 221.  
Ableitung von Formeln zur direkten Dimensionierung der Eiseneinlagen in exzentrisch belasteten Eisenbetonquerschnitten. Von Dipl.-Ing. Richard Rossin (Dresden). S. 227.

Diskussion über „Würfelprobe oder Kontrollbalken?“ (Fortsetzung von S. 172.) S. 231.

Zur Frage der Haftung zwischen Eisen und Beton. Zeitschriften von Dr.-Ing. E. Preuß (Darmstadt) und Professor R. Baumann. S. 236.

Literaturschau. Von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. F. Kögler (Dresden). S. 240.

Bücherbesprechungen. S. 245. — Mitteilungen über Patente. S. 246.

## DIE BESTIMMUNG DER WÄRMEAUSDEHNUNG VON ZEMENTBETON UND ANDEREN BAUSTOFFEN.

Von Professor M. Rudeloff (Groß-Lichterfelde).  
(Mitteilungen aus dem Königlichen Materialprüfungsamt.)

(Fortsetzung u. Schluß von Seite 183.)

Die Probe, ein Prisma von 6 bis 8 mm Dicke 12 bis 20 mm Breite und 70 mm Länge, wird aufrechtstehend mit dem unteren Ende in den Boden eines zylindrischen Luftbades eingelassen und mit Gips festgelegt (Fig. 12). Das Luftbad wird elektrisch geheizt und die Längenänderung der Probe mit Martensschen Spiegelapparaten gemessen. Das Gefäß des Luftbades besteht aus einem in etwa  $\frac{1}{3}$  seiner Höhe geteilten Messingrohr, darüber ist die Heizspirale gewickelt und das Ganze dann mit einer Wärmeschutzmasse (Asbest) gut umkleidet. Die wagerecht liegenden Spiegelträger ragen seitwärts aus dem so gebildeten Ofen heraus. Die Meßfedern bestehen aus Material mit bekannter Ausdehnungszahl, ihre Ausdehnung  $b$  bei der angewendeten Versuchswärme wird berechnet. Die Längenänderung  $\lambda$  der Probe ergibt sich dann aus der Summe der Beobachtungen  $a$  am Spiegelapparat und der berechneten Längenänderung der Meßfedern zu  $\lambda = \pm a + b$ , wobei zu beachten ist, daß  $a$  positiv oder negativ ist, je nachdem die Meßfedern sich weniger oder mehr ausdehnen als die Probe. Die Versuchswärme wird an zwei durch den Deckel des Ofens eingelassenen Thermometern abgelesen, die verschieden tief in den Ofen hineinragen. Durch zweckentsprechende Wicklung der Heizspirale ist für die Erzielung gleicher Wärmegrade im unteren und oberen Teile des Ofens Sorge getragen.

Die erzielten Ergebnisse enthält Tabelle 6. Nach ihnen war die Ausdehnungszahl der Tonproben mit  $\beta = 0,000\ 0047$  und  $0,000\ 0052$  im Mittel  $= 0,000\ 0050$  annähernd nur halb so groß als die des Betons mit  $\beta = 0,000\ 0108$ . Die Einzelwerte stimmen bei den Betonproben weniger gut untereinander überein als bei den Tonproben. Es dürfte dies nicht befremden, wenn man bedenkt, daß die Tonproben ohne Zweifel von gleichmäßigerer Beschaffenheit gewesen sind als die Proben aus Beton.

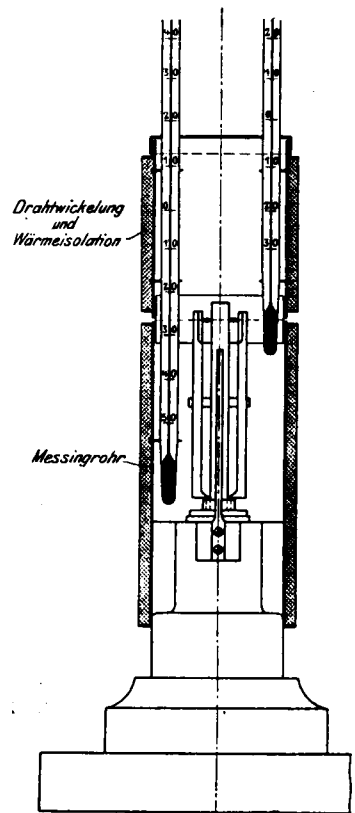


Fig. 12.

Elektrisch geheiztes Luftbad.

Schließlich mögen hier auch noch die Ergebnisse aus einer der schon erwähnten Untersuchungen von Fußbodenbelag mitgeteilt sein. Wenn es sich hierbei auch nicht um Beton handelt, so dürften die Ergebnisse doch insofern besonderes Interesse beanspruchen, weil an ihnen der Einfluß des beim Versuch sich ändernden Feuchtigkeitsgehaltes der Probe und die Brauch-

barkeit des Meßverfahrens so recht deutlich zutage tritt.

Die Versuche wurden mit dem bereits beschriebenen kleinen, elektrisch geheizten Luftbade (Fig. 12) ausgeführt; die Proben hatten  $8 \times 14$  mm Querschnitt und 70 mm Länge, die Meßlänge betrug 60 mm.

Die Beobachtungen erstreckten sich über

Tabelle 6.  
Wärmeausdehnung von Tonproben und Beton.

Probe Nr.	Material	Längenänderungen gemessen			Meßlänge l mm	Beobachtete Dehnung der Proben $\lambda$ mm	Ausdehnungs- zahl für die Längeneinheit u. $1^\circ$ C Wärme- zunahme $\beta = \frac{\lambda}{t l}$
		zwischen den Wärmegraden		für die Wärme- zunahme t um $^\circ$ C			
		von $^\circ$ C	bis $^\circ$ C				
1	Tonproben hellgelb	16,3	52,8	36,5	60	0,009 746	0,000 0045
2		19,1	52,3	33,2		0,009 746	0,000 0049
3		17,6	52,9	35,3		0,009 806	0,000 0046
Mittel		17,7	52,7	35,0		—	0,000 0047
4	Tonproben braungelb	19,9	54,4	34,5	60	0,010 969	0,000 0053
5		18,8	52,0	33,2		0,010 478	0,000 0053
6		19,9	36,3	16,4		0,004 871	0,000 0050
Mittel		19,5	47,6	28,0		—	0,000 0052
7	Beton	15,5	52,5	37,0	60	0,026 470	0,000 0119
8		15,2	48,1	32,9	50	0,017 683	0,000 0107
		18,3	53,2	34,9		0,018 083	0,000 0104
9		20,7	52,1	31,4	50	0,012 845	0,000 0082
		21,8	49,5	27,7		0,017 273	0,000 0125
		15,0	49,7	34,7		0,019 098	0,000 0110
Mittel	17,8	50,9	33,2	—	0,000 0108		

mehrere Stunden, wobei die Längenänderungen bei steigender und schließlich annähernd gleichbleibender Temperatur des Luftbades ermittelt sind.

Die Ergebnisse der beiden ersten Versuchsreihen sind in Fig. 13 zu Schaulinien aufgetragen.

Aus dem Verlauf der Linien ergibt sich in guter Übereinstimmung beider Reihen, daß der Probekörper sich zu Anfang des Versuches in gleichem Maße ausdehnte, wie die Erwärmung zunahm, und zwar betrug die Ausdehnung bei der innerhalb 20 Minuten erreichten Erwärmung von 20°C auf 30°C, d. h. um 10°C für jeden Grad  $0,1753 \cdot 10^{-4}$  Längeneinheiten.

Bei weiterer, langsamer verlaufender Wärmesteigerung

um 4°C ging das Verhältnis zwischen Ausdehnung und Erwärmung zunächst immer mehr zurück und bei andauernder Erwärmung auf 35 bis 38°C, entsprechend einer Wärmesteigerung um 15 bis 18°C, nahm die Probenlänge dann allmählich wieder ab.

Beim Versuch 2 erfolgte diese Längenabnahme bei gleichbleibender Erwärmung annähernd proportional der Erhitzungsdauer, wie die Schaulinie (Fig. 14) zeigt. Sie gilt für die Beobachtungszeit zwischen Punkt a und b Linie 2 (Fig. 13).

Zwischen den Punkten b und c (Linie 2 Fig. 13) ging die Wärme des Luftbades dann nach Abstellung der Heizvorrichtung (Ausschaltung des Stromes) innerhalb 20 Minuten von 37,9 auf 28,2°C, d. h. um 9,7°C zurück. Die Länge der Probe nahm hierbei um  $109 \cdot 10^{-4}$  mm ab.

Der Umstand, daß Punkt d für eine Zwischenbeobachtung auf der Geraden zwischen b und c liegt, deutet darauf hin, daß die Verkürzung der Probe beim Abkühlen in der Zeiteinheit gleich groß war; sie betrug für 9,7°C Wärmeabnahme

$109 \cdot 10^{-4}$  mm auf 60 mm Länge, demnach für 1°C  $0,187 \cdot 10^{-4}$  Längeneinheiten.

Später wurden weitere vier Versuchsreihen mit 5–8 Stunden Dauer ausgeführt. Die Proben wurden hierbei auf 34–36°C erwärmt, erkalteten nach Abstellung des Heizstromes im Apparat und wurden dann am nächsten Tage von neuem erhitzt. Die einzelnen Reihen schließen unmittelbar aneinander an und lassen daher das Verhalten der Probe bei wechselndem Erhitzen und Abkühlen erkennen.

Die Ergebnisse sind in Fig. 15 als zusammenhängende Schaulinien aufgetragen. Hierbei sind die den verschiedenen Reihen angehörigen Linien verschiedenartig ausgeführt und außerdem sind ihre Endpunkte durch die nebengeschriebene Nummer der Versuchsreihe gekennzeichnet.

Die geradlinige Verbindung zwischen zwei aufeinander folgenden Nummern ist willkürlich gewählt. Sie kann nicht als Darstellung für den Verlauf der Längenänderung der Probe beim Abkühlen während des Stehens von einem bis zum anderen Tage angesehen werden. Dieser Verlauf wird vielmehr ein wesentlich anderer gewesen sein. Für die Strecke 3–4 erhellt dies aus dem anfänglichen Verlauf der Linie 4. Die Strecke 4–4a entspricht einer Beobachtungsdauer von 30 Minuten bei Zimmerwärme (14,6°C). Der Körper dehnte sich während dieser Zeit aus, ohne daß er erhitzt wurde. Es ist daher nicht ausgeschlossen, daß er sich während des Abkühlens nach Beendigung der Reihe 3 noch unter den Punkt 4 verkürzt hatte. Um über das Verhalten des Materials beim Abkühlen näheren Aufschluß zu erhalten, ist eine besondere Reihe angestellt, deren Ergebnisse aus dem Schaubild Fig. 16 zu ersehen sind. Sie zeigen, daß die Probe sich beim Erkalten von 29,2°C auf 18,6°C (Strecke a–b der Schaulinie) proportional mit der Wärmeabnahme verkürzte. Dann schwankte die Temperatur des Körpers während 2 Stunden Beobachtungsdauer zwischen 18,6 und 19,3°C, wobei die Länge wieder beständig zunahm (Strecke b–c). 14 Stunden später war die Luftwärme auf 15,7°C zurückgegangen (Punkt d), nach weiteren 6 Stunden wieder auf 19,5°C gestiegen (Punkt e) und dann nach 18 Stunden abermals auf 14,0°C gesunken (Punkt f). Hierbei war mit der Wärmeabnahme jedesmal eine Verkürzung und mit der Wärmesteigerung Längenzunahme der Probe verbunden. Die Längenzunahme zwischen den Punkten b–c und e bei etwa 19°C läßt vermuten, daß die Probe bei hinreichend langer gleichmäßiger Erwärmung auf 19°C die ursprüngliche Länge wieder erreicht haben würde.

Aus dem Verlauf der Schaulinie Fig. 15 ergibt sich folgendes:

1. Beim Erhitzen von etwa 16°C auf 30°C innerhalb 30 Minuten dehnte die Probe sich bei

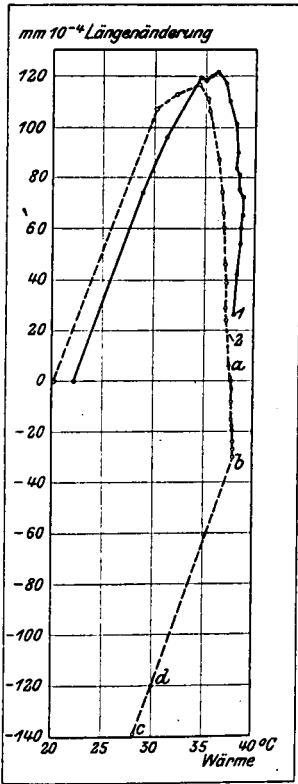


Fig. 13.

Verlauf der Längenänderungen beim Erhitzen im Luftbade.

allen 4 Reihen proportional der Wärmezunahme aus. Hierbei betrug:

bei Reihe . . . . .	1	2	3	4
für Erwärmung: von bis ° C . . . . .	18,2—29,6	15,5—29,0	18,3—32,6	14,6—27,1
„ : um ° C . . . . .	11,4	13,5	14,3	12,5
die Dehnung in mm · 10 <sup>-4</sup> . . . . .	149	132	136	137
für die Längeneinheit mm · 10 <sup>-6</sup> . . . . .	248	220	227	228
und für 1° C in Einheiten · 10 <sup>-8</sup> . . . . .	2176	1630	1587	1824

tigkeitsgehalt anfänglich etwa 65% betrug und bis zum nächsten Morgen auf 35—45% zurückging.

Die Ausdehnung war hiernach bei Reihe 1 am größten, bei den drei folgenden Reihen dagegen annähernd gleich groß.

2. Bei viermaligem Erhitzen auf etwa 34° C hatte die Länge der wieder auf Zimmerwärme abgekühlten Probe jedesmal abgenommen (s. Lage der Anfangspunkte 1—4 zueinander).

3. Durch erneutes Erwärmen auf etwa 34° C wurde die voraufgegangene Verkürzung bei geringer Erhitzungsdauer zum Teil wieder beseitigt;

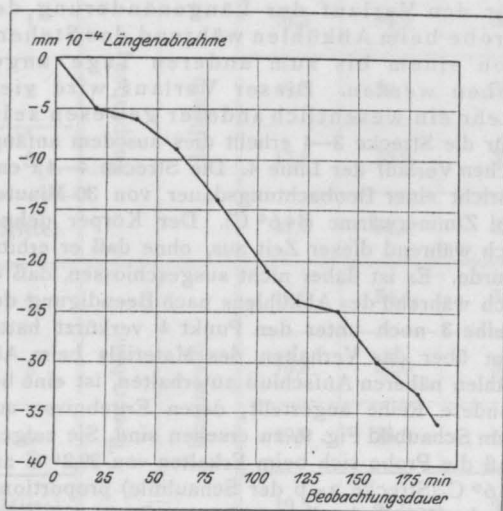


Fig. 14.

aber bei hinreichend langer Dauer des Erhitzens (s. Reihe 2) ging die Länge des Körpers wieder unter diejenige bei Zimmerwärme zurück.

Gewichtsveränderungen beim Erhitzen.

Die Beobachtung, daß die Probe bei andauerndem Erhitzen sich verkürzte, gab Veranlassung, die Gewichtsveränderungen beim Erhitzen festzustellen. Zu diesem Zweck wurde eine und dieselbe Probe, und zwar ein Abschnitt, der vorher noch zu keinem Versuch benutzt war, an vier aufeinander folgenden Tagen im Trockenofen 5 bis 7 Stunden lang auf rund 35° C erhitzt und hierbei das Gewicht nach jeder Stunde ermittelt. Zwischen den aufeinander folgenden Reihen erkaltete die Probe an der Luft, deren relativer Feuch-

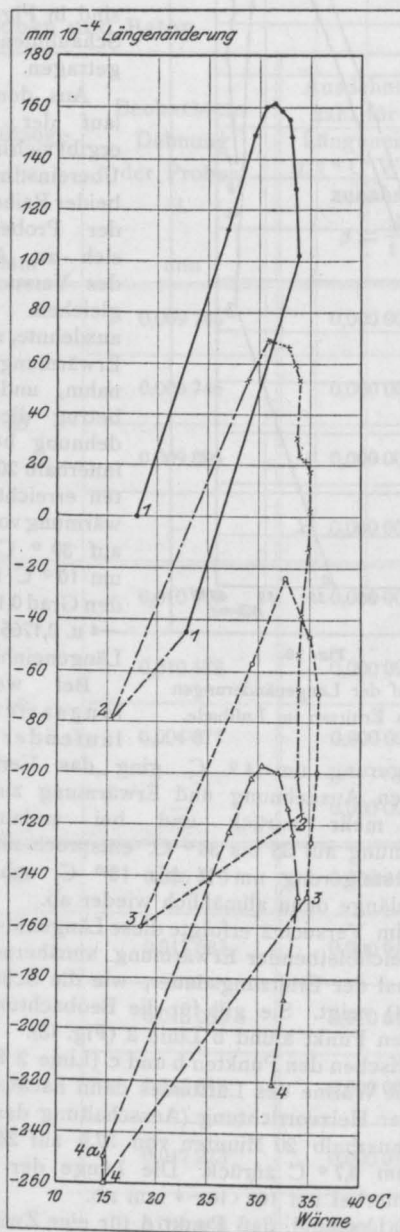


Fig. 15.

Verlauf der Längenänderungen beim Erhitzen in 4 unmittelbar aufeinander folgenden Reihen.

Aus den Ergebnissen Tabelle 7 und Figur-17 beim Erhitzen Feuchtigkeit abgab und beim Erkalten aus der Luft wieder aufnahm.

Tabelle 7.

Dauer des Erhitzens auf 35° C in Stunden	Gewicht der Probe bei Versuchsreihe				Gewichtsabnahme bei Versuchsreihe			
	1	2	3	4	1	2	3	4
Vor dem Erhitzen	9,737	9,783	9,761	9,746	—	—	—	—
1	9,704	9,742	9,717	9,706	33	41	44	40
2	9,691	9,719	9,692	9,680	46	64	69	66
3	9,674	9,703	9,674	9,666	63	80	87	80
4	9,660	9,684	9,659	9,648	77	99	102	98
5	9,649	9,669	9,650	9,637	88	114	111	109
6	—	—	9,641	9,629	—	—	120	117
7	—	—	9,634	9,624	—	—	127	122

1. Der Gewichtsverlust war bei Reihe 1 am geringsten, bei den Reihen 3—4 annähernd gleich groß, bezogen auf die Zeiteinheit. Bei allen Reihen war er zu Beginn des Erhitzens

Der Verlauf des Durchwärmens.

Um festzustellen, wie der Wärmeausgleich zwischen der Probe und dem umgebenden Luftbade stattfindet, wurden zwei Versuchsreihen nach folgendem Verfahren ausgeführt.

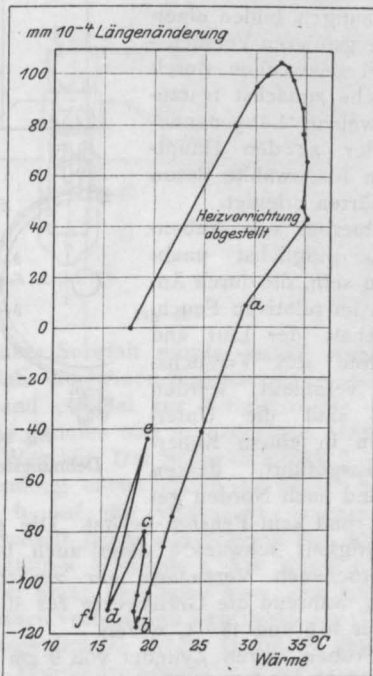


Fig. 16.

Verlauf der Längenänderungen beim Erhitzen und nachfolgendem längeren Abkühlen.

am größten und nahm dann allmählich ab (s. Fig. 17).

2. Beim Erkalten an der Luft stieg das Gewicht der Probe wieder auf die ursprüngliche Größe.

Aus diesem Ergebnis folgt, daß die Probe

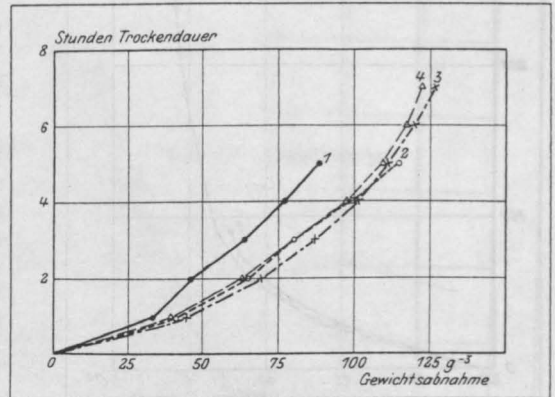


Fig. 17.

Verlauf der Gewichtsabnahme beim Erhitzen auf 35° C.

Ein für diesen Zweck vom Antragsteller besonders geliefert Prisma aus dem Probematerial von etwa 100 mm Länge und 50 mm Querschnittskante wurde in der Achse 70 mm tief mit einer Bohrung von 7,5 mm Durchmesser versehen. In dieses Loch wurde ein Thermometer mit gepulvertem Probematerial fest eingestampft und das Ende mit Asbest und Gips abgeschlossen. Die Probe wurde dann so in ein Luftbad gebracht, daß das Thermometer aus der oberen Wand des Gefäßes hervorragte und die Probe diese Wand nahezu berührte. Neben der Probe wurde ein zweites, durch die Gefäßwand eingeführtes Thermometer so angebracht, daß beide Thermometerkugeln in gleicher Höhenlage sich befanden. Der

Raum zwischen Gefäßwand und Thermometer wurde durch Korkstopfen abgeschlossen. In bestimmten Zeiträumen wurden beide Thermometer gleichzeitig abgelesen. Die Ergebnisse (s. Fig. 18) zeigen, daß selbst nach achtstündiger Versuchsdauer noch kein völliger Ausgleich zwischen der Wärme des Körpers und derjenigen des Luftbades eingetreten war.

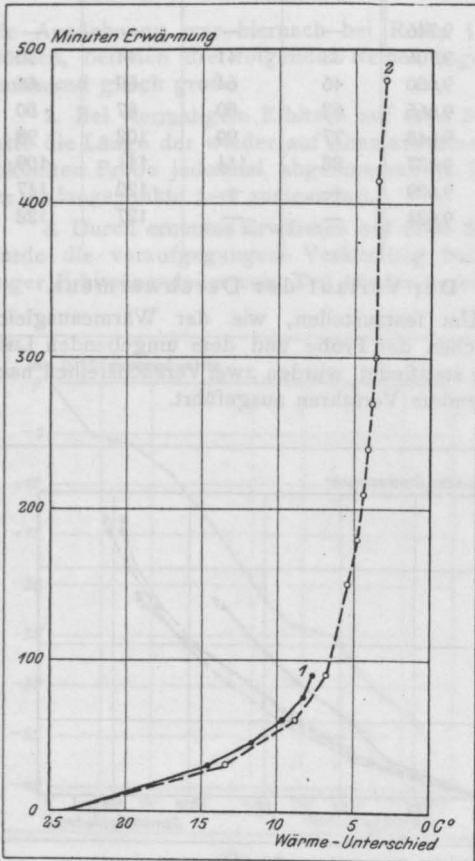


Fig. 18.

Unterschied zwischen der Erwärmung der Probe und des Luftbades bei anhaltendem Erhitzen.

#### Schlußfolgerungen.

Die Ergebnisse lassen sich, wie folgt, zusammenfassen:

Beim Erhitzen des untersuchten Materials äußerte sich die Wärmeerhöhung in Ausdehnung des Materials und gleichzeitig der Einfluß der Feuchtigkeitsabgabe in Schrumpfercheinungen.

Ob und inwieweit die Wärmeausdehnung der Probe während der schnellen Wärmesteigerung zu Anfang der Versuche durch diese Schrumpfercheinungen beeinflusst wurde, darüber geben die vorliegenden Versuche keinen sicheren Aufschluß. Nach dem Verlauf der Feuchtigkeitsabgabe (s. Schaulinien Fig. 17) ist zu erwarten,

daß dieser Einfluß des Schrumpfens vom Beginn des Erwärmens an bestand. Jedenfalls können die auf S. 208 angegebenen Werte für die Längenzunahme für je einen Grad Wärmesteigerung nicht ohne weiteres als Wärmeausdehnungszahlen angesehen werden.

Bei längerem Erhitzen auf etwa 35° C überwog die Schrumpfung schließlich die Wärmeausdehnung, so daß der Körper gegen den Zustand bei Zimmerwärme sich verkürzte.

Bei hinreichendem langem Stehen an der Luft, scheint es, würde der Körper infolge Aufnahme von Feuchtigkeit seine ursprüngliche Länge wieder erlangt haben.

Weder bei mehrstündigem Erhitzen noch beim mehrtägigen Stehen an der Luft wurden Beharrungszustände erreicht.

#### Längenänderung von Zementmörtel beim Erhitzen.

Die nachbesprochenen Untersuchungen bilden einen Teil einer größeren Versuchsreihe und bezwecken durch Vorversuche zunächst festzustellen, welche Längenänderungen der zu den Hauptversuchen ausgewählte Beton beim Erhitzen erleidet.

Um hierbei von Nebeneinflüssen möglichst unabhängig zu sein, die durch Änderungen im relativen Feuchtigkeitsgehalt der Luft und der Wärme des Versuchsraumes veranlaßt werden konnten, sind die Untersuchungen in einem Kellerraum ausgeführt, dessen Außenwand nach Norden gelegen ist und kein Fenster besitzt. Die relative Luftfeuchtigkeit schwankte denn auch bei den nachbesprochenen Versuchen nur zwischen 79 und 83%, während die Grenzwerte für die Lufttemperatur 16,6 und 18° C waren.

Die Proben waren Zylinder von 9 cm Durchmesser und 35 cm Länge mit einem durchgehenden Hohlraum von 1,4 cm Durchmesser im Kern. Das Material bestand aus einem Gemisch von 1 Gewichtsteil kalkreichen Zement und 5 Gewichtsteilen Normsand mit 8% Wasser. Die Proben wurden stehend in drei Schichten in eisernen Formen eingestampft, erhärteten einen Tag in der Form. Nach dem Entformen wurde das untere Ende in ein gußeisernes Kopfstück eingegossen und die Probe an diesem, senkrecht stehend,

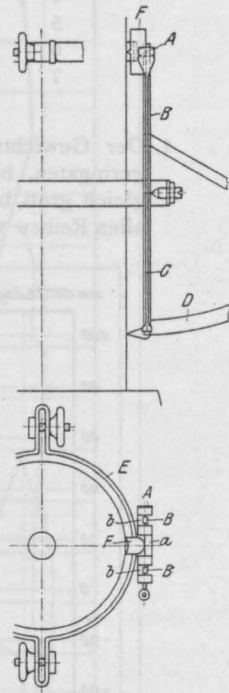


Fig. 19.

Dehnungsmesser.

mit einem schweren Sandsteinblock verbunden und dann etwa 3 Stunden nach dem Entformen die Dehnungsmessung begonnen. Hierzu dienten Zeigerapparate, die ich gemeinsam mit dem Assistenten, Ingenieur Panzerbieter, ausgebildet habe (Fig. 19). Den messenden Teil bilden ähnlich wie beim Martensschen Spiegelapparat die Stücke A mit Schneiden, die zwischen der Probe und den Federn B eingesetzt werden, so daß die Stücke A der Dehnung der Probe entsprechend kippen. Die Größe des Kippens wird durch die mit A verbundenen Zeiger C auf den von den Federn B getragenen Kreisteilungen D angezeigt. Die Schneide a legt sich nicht unmittelbar gegen die Probe, sondern gegen den Ring E, der mit den beiden Schneiden F an der Probe festgelegt ist. Die zweite Schneide, an die die gegabelte Meßfeder B sich anlegt, ist in zwei seitlich herausgezogene Schneiden b aufgeteilt. Durch diese Anordnung der Schneiden ist erreicht, daß bei nur 15 cm Zeigerlänge das Übersetzungsverhältnis von 1 : 500 erhalten werden konnte.

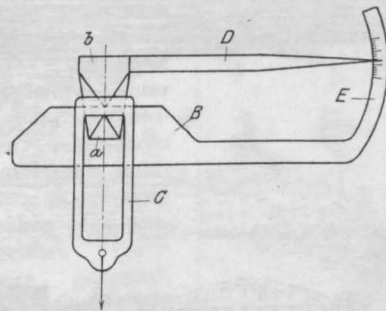


Fig. 20.

Besondere Sorgfalt mußte darauf verwendet werden, daß die beiden Seitenschneiden in einer Geraden und parallel zur Mittelschneide lagen. Um dies zu erzielen und nachzuprüfen, schlug ich folgenden Weg ein: Das Schneidenstück A wurde der Verwendung entsprechend mit beiden Seitenschneiden b auf die wagerecht eingespannte Feder B gestellt (siehe das Schema Fig. 20) und an der mittleren Schneide a der Bügel C aufgehängt, der unten beschwert war. Der mit dem Schneidenstück verbundene und durch ein Gegengewicht ausgeglichene Zeiger D spielte über der Teilung E. Wurde der Bügel C auf der Schneide a oder die Schneiden b auf der Feder B verschoben, so durfte die Zeigerstellung sich nicht ändern, sofern alle Schneiden in einer Ebene um die Schneiden b in einer Geraden lagen.

Die Übersetzungsverhältnisse der Apparate sind ermittelt, indem mit ihnen bei Druckversuchen die elastischen Längenänderungen eines Stahlzylinders gemessen wurden, die zuvor mit Martensschen Spiegelapparaten bereits ermittelt waren. Von der Wiedergabe der einzelnen

Beobachtungsreihen an dieser Stelle ist Abstand genommen. Die Versuche lassen erkennen, daß das Übersetzungsverhältnis der Apparate innerhalb der Dehnungsanzeige zwischen den benutzten Skalenwerten als hinreichend konstant angesehen werden kann, ebenso, wie es bei den Martensschen Spiegelapparaten geschieht.

Die Apparate blieben bei den Versuchen dauernd an der zu messenden Betonprobe. Damit sie hierbei nicht rosteten, wodurch das Übersetzungsverhältnis sich hätte ändern können, waren die Apparate aus Nickelstahl gefertigt.

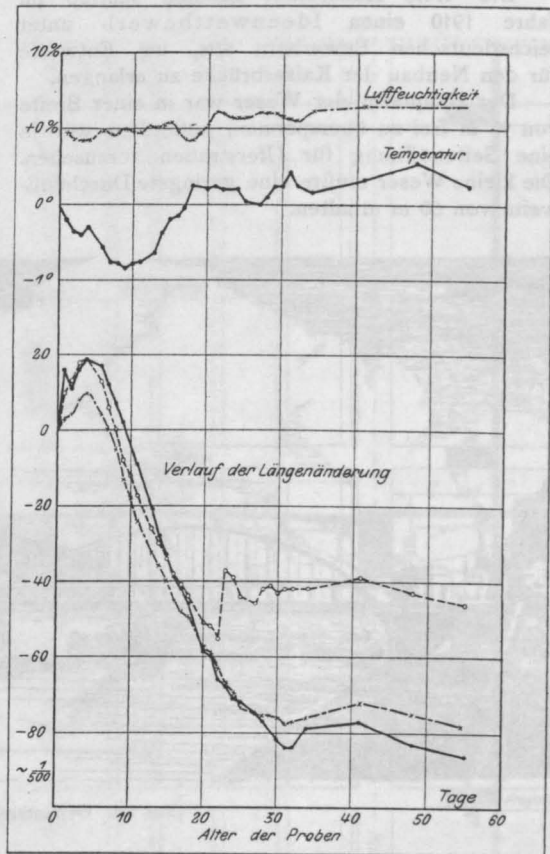


Fig. 21.

Messung der Längenänderungen von drei Betonproben beim Erhärten an der Luft.

Während der ersten Wochen wurden die Apparate täglich beobachtet, später in längeren Zeitabschnitten, meist wöchentlich einmal. Gleichzeitig mit den Ablesungen an den Dehnungsmessern wurde die relative Luftfeuchtigkeit mit einem Koppe-Saussureschen Apparat sowie die Luftwärme beobachtet.

Die Versuchsergebnisse für die ersten 55 Beobachtungstage zeigt Fig. 21. Die unteren drei Linien lassen eine gute Übereinstimmung des Dehnungsverlaufes für die drei Proben gleichen

Materials erkennen. Die Unregelmäßigkeit im Verlauf der Linie 91 bei 22 Tagen ist ohne Zweifel auf eine unaufgeklärte zufällige Verstellung des Dehnungsmessers zurückzuführen.

Nach dem Verlauf dieser Linien nahm die

Länge der Proben während der ersten vier Tage des Erhärtens zu und dann dauernd ab. Bis zu 25 Tagen Alter war die Längenabnahme der Zeitdauer annähernd proportional und bei weiterer Dauer nur noch außerordentlich gering.

## ENTWURF EINER WESERBRÜCKE FÜR BREMEN.

Von Dipl.-Ing. Hans Leitner,

Ingenieur der Firma Paul Kossel & Co. (Bremen).

Die freie Hansestadt Bremen schrieb im Jahre 1910 einen Ideenwettbewerb unter reichsdeutschen Bewerbern aus, um Entwürfe für den Neubau der Kaiserbrücke zu erlangen.

Der Hauptarm der Weser war in einer Breite von 95 m frei zu überspannen, außerdem war je eine Seitenöffnung für Uferstraßen vorzusehen. Die kleine Weser mußte eine geringste Durchflußweite von 60 m erhalten.

Die Brücke wurde im Vereine mit Herrn Oberingenieur Dr.-Ing. A. Fruchthändler entworfen und vom Verfasser ausgearbeitet.

Es stand vor allem fest, daß die 100 m breite Weser, Eisenbeton als Material vorausgesetzt, nur mit einem Bogen bezwungen werden konnte. Doch hätte ein biegungsfester Bogen zu starke Abmessungen erfordert, er hätte als plumpe dicke Linie das schöne Stadtbild zerschnitten.

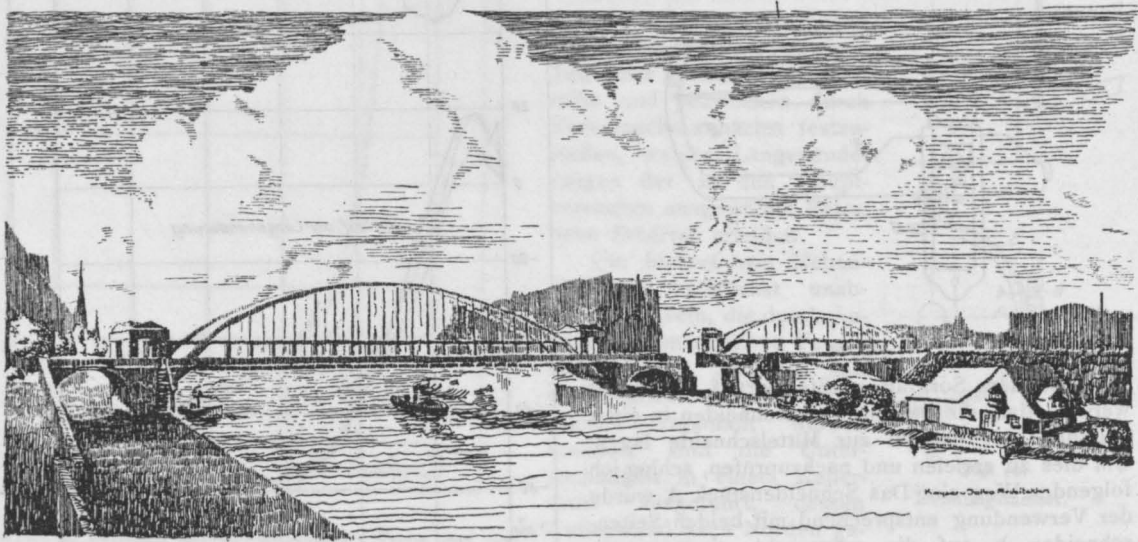


Fig. 1 a. Gesamtansicht des Entwurfs.

Es liefen 42 Projekte ein, Bogen- und Hängebrücken, darunter 7, die Eisenbeton als Material gewählt hatten.

Die Preise des Ideenwettbewerbes trugen eiserne Fachwerkbogen davon, gute, wenn auch nicht mehr ganz neue Ideen.

Die Eisenbetonprojekte wurden mit staunender Anerkennung übergangen. Wir hätten sachgemäße Beurteilung vorgezogen.

Die Firma Paul Kossel & Co., in Verbindung mit den Architekten Kayser und Jatho, Bremen, beteiligte sich an der Ausschreibung mit einer Arbeit, die Gegenstand dieser Abhandlung sein soll.

Deshalb wurde ein parabolischer Stabbogen gewählt (Fig. 1a u. 1b). Das ist ein Bogen, der in den Punkten a Gelenke voraussetzt, so daß er nur reinen Druck, aber keine Biegung aufzunehmen hat und in graziösen Abmessungen ausgeführt werden kann.

Versteift wurde dieser Bogen durch ein Pfostenfachwerk, das im Abstand von 4 m immer durch Hängestangen am Bogen befestigt wurde und sowie der Bogen selbst, zwischen Bürgersteig und Fahrbahn, oberhalb dieser, zu liegen kam. Eine Anordnung des Balkens unterhalb der Fahrbahn war nicht möglich, da zu wenig Konstruktionshöhe zur Verfügung stand.



Dieser Versteifungsbalken besitzt Öffnungen, die so hoch sind, daß sie fortlaufend Durchgänge bilden, die einen leichten Querverkehr über die Brücke ermöglichen und nicht, wie es bei Eisenbrücken der Fall ist, ein Durchschlüpfen zwischen Diagonalen und Vertikalen nötig machen. In architektonischer Hinsicht bilden diese aufeinanderfolgenden Portale ein gut zu verwertendes Motiv.

Das Moment im Versteifungsbalken ist wie dort bei unbelasteter oder vollkommen gleichmäßig belasteter Brücke gleich Null, der Bogen trägt dann

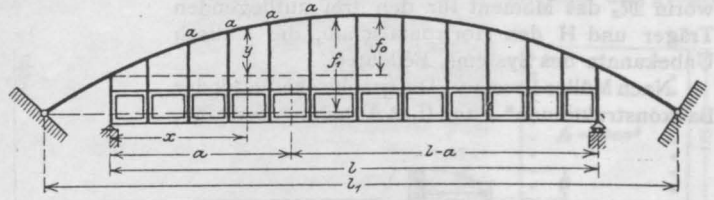


Fig. 1 b. \*)

Der Nachweis, daß die Annahme von Gelenken in den Bogenpunkten gerechtfertigt war, wird später erbracht. Das System ist dem eisernen Langerträger ähnlich.

Die Konstruktion der Fahrbahn ist aus Fig. 2 und 3 zu ersehen. Eine 15 cm starke, mit Rundeisen bewehrte Platte wurde unter der Fahrbahn zwischen sekundären Längsträgern, unter dem Bürgersteig zwischen den ausragenden Querträgern gespannt. Der Querträger selbst wurde als

Pfostenfachwerk ausgebildet, um die nötigen Kabel, Wasserleitungs- und Gasrohre verlegen zu können. Auf die Untersuchung der Fahrbahnkonstruktion soll hier nicht näher eingegangen werden.

Die statischen Verhältnisse des Hauptsystems sind dieselben wie bei einer Hängebrücke. Die Funktion der Kette übernimmt der Bogen.

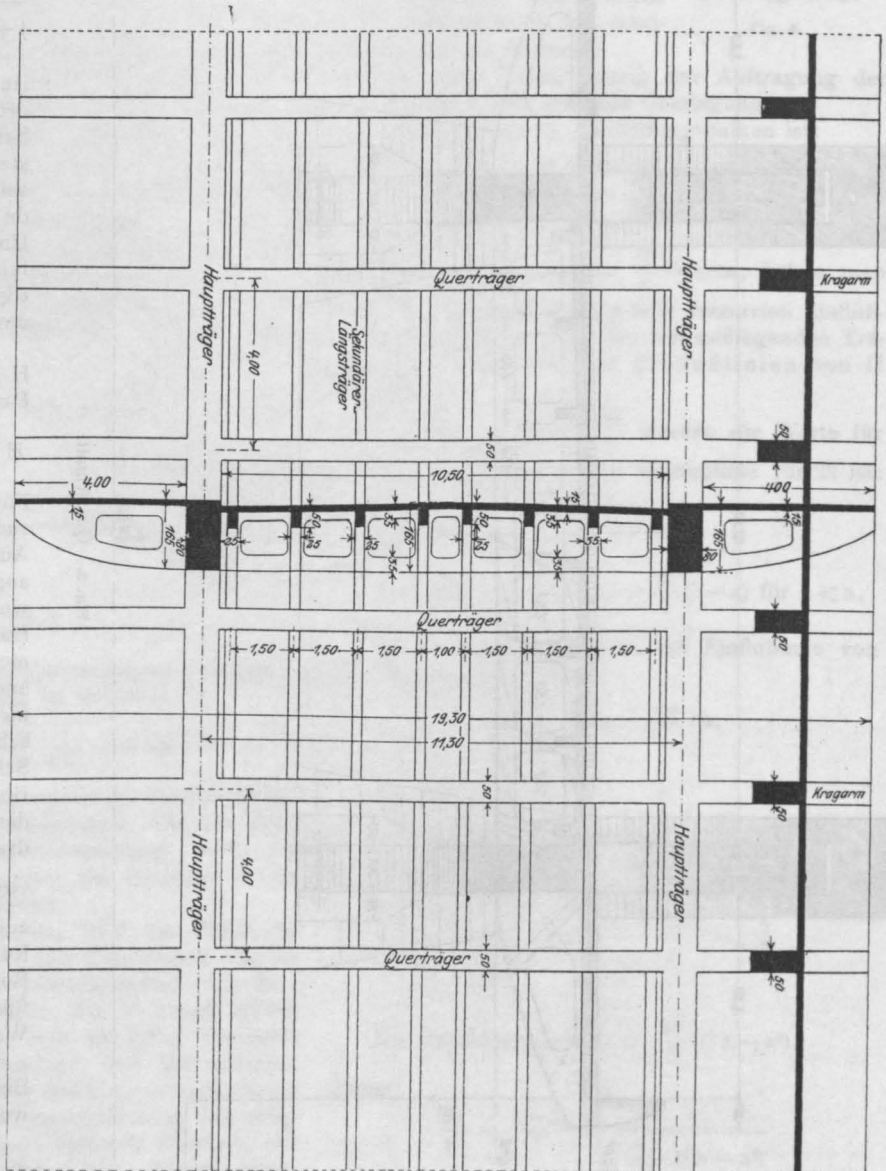


Fig. 2.

Untersicht der Fahrbahn.

\*) Das rechte Lager des Versteifungsbalken ist ein Rollenlager.

allein. Durch ungleichmäßige Belastung jedoch entsteht das Moment

$$M_x = \mathfrak{M}_x - H \cdot y,$$

worin  $\mathfrak{M}_x$  das Moment für den frei aufliegenden Träger und H den Horizontalschub, die statisch Unbekannte des Systems, bedeutet.

Nach Müller-Breslau: „Die graphische Statik der Baukonstruktionen“ Band II, 2. Abteilung, Seite 395,

erzeugt die Last P im Abstände a einen Horizontalschub:

$$H = \frac{w p^n \frac{f l^2}{3} \cdot \frac{1}{E J}}{\frac{S_0}{l_1} \cdot \frac{l_1}{E F_k} + \frac{8}{15} f^2 l \frac{1}{E J}}$$

oder

$$H = \frac{5}{8} w p^n \frac{1}{f} \gamma,$$

wenn

$$\gamma = \frac{1}{1 + \frac{15}{8} \cdot \frac{J}{F_k f^2} \cdot \frac{S_0}{l} \cdot \frac{E}{E}}$$

ist. In diesen Ausdrücken ist J das Trägheitsmoment des Versteifungsbalkens. Bei seiner Bestimmung wurde nur der Ober- und Untergurt des Pfostenfachwerkes berücksichtigt; die Vertikalen wurden vernachlässigt.

Die Einflußlinie von H kann stets durch eine Parabel ersetzt werden:

$$H = \frac{3}{4} \cdot \frac{a(1-a)}{f l} \gamma.$$

Für die weitere Untersuchung wurde dieser Ausdruck benützt. Die angegebenen Werte wurden der Theorie der Hängebrücken entnommen. Für unseren Fall ändert sich nur  $F_k$ , das nicht den Kettenquerschnitt, sondern den Scheitelquerschnitt des Bogens bedeutet und die im Nenner des Ausdrucks für  $\gamma$  stehende Größe  $\frac{S_0}{l}$ . Sie enthält auch den Einfluß der Rückhaltketten, der beim Bogen wegfällt. Die Einführung der speziellen Werte ergab  $\gamma = 0,94$ .

Damit konnte der Bogen dimensioniert werden.

Er hat im Scheitel die Normalkraft  $H_{max}$  aufzunehmen.

Diese entsteht bei

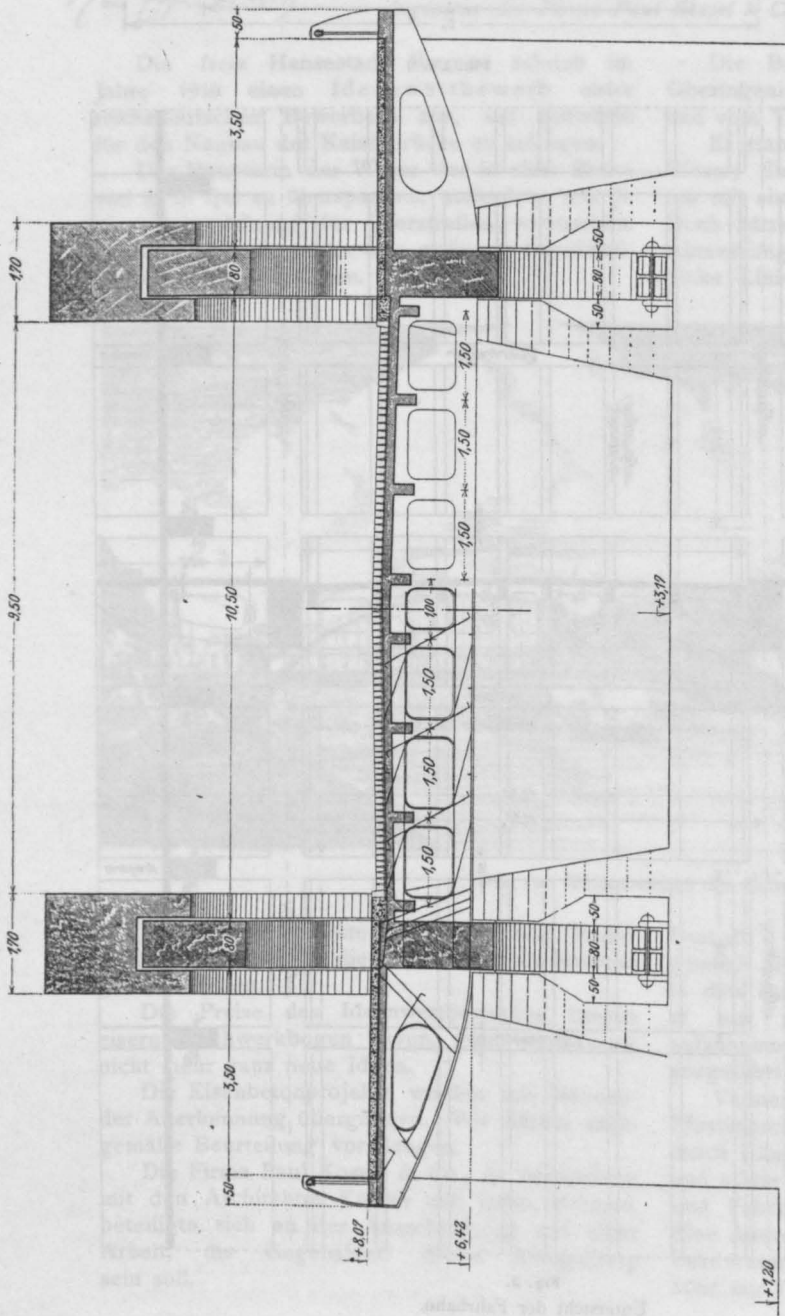


Fig. 3. Querschnitt.

vollbelasteter Brücke und dem Temperaturmaximum.

Er setzt sich zusammen aus:

1.  $H_g$  vom Eigengewicht ( $g = 20,6 \text{ tm}$ ):

$$H = \frac{3}{4} g \int_0^l \frac{a(1-a)}{fl} y da = \frac{g l^2}{8f} \gamma$$

$$= \frac{20,6 \cdot 97^2}{8 \cdot 12,6} \cdot 0,94 = 1740 \text{ t,}$$

2.  $H_p$  von der Stützlast  $p = 0,5 \text{ t/m}^2$ , Belastungsbreite  $8,5 \text{ m}$ :

$$H = \frac{0,5 \cdot 8,5 \cdot 97^2}{8 \cdot 12,6} \cdot 0,94 = 370 \text{ t,}$$

3.  $H_t$  von der Temperatur entsprechend Müller - Breslau Seite 396:

$$H_t = + K E F_k t (1 - \gamma) = 57 \text{ t,}$$

$K =$  Ausdehnungskoeffizient des Eisenbetons  $= 0,000 013$ ,

$E =$  Elastizitätskoeffizient des Eisenbetons  $= 1 400 000 \text{ t/m}^2$ ,

$t =$  Temperaturdifferenz:

$$= \pm 15,$$

$$1 - \gamma = 0,06,$$

$F_k = 3,5 \text{ m}^2$  (im Durchschnitt angenommen)

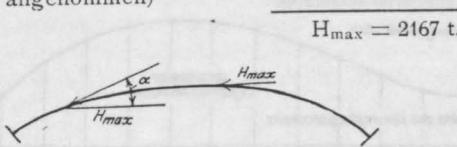


Fig. 4.

Bei nebenstehender Querschnittsausbildung ist die Betonbeanspruchung im Scheitel.

$$\sigma_b = \frac{2 167 000}{175 \cdot 170 + 15 \cdot 900} = 41 \text{ kg/cm}^2.$$

Gegen den Kämpfer zu wächst die Druckkraft mit der Sekante des Neigungswinkels. Um den Querschnitt gleichmäßig zu beanspruchen, wurde der Bogen vom Scheitel gegen das Auflager zu allmählich stärker ausgebildet.

Der Versteifungsbalken wird nur durch die Verkehrslast beeinflusst. Der Berechnung war als Verkehrslast eine Dampfstraßenwalze von 23 t Gesamtgewicht, Lastwagen von 24 t und außerdem Menschengedränge von  $500 \text{ kg/m}^2$  zugrunde zu legen. Diese Fahrzeuge und Menschenlast wurden zur Untersuchung des Versteifungsbalkens so angeordnet, daß sie einen Lastenzug von möglichst großen Querträgerreaktionen ergaben, mit dem dann weitergearbeitet wurde. Um die maximalen positiven und negativen Momente, die im Versteifungsbalken auftreten können, zu ermitteln,

wurden für die Querträgerpunkte Einflußlinien konstruiert. Der Lastenzug der Querträgerreaktionen wurde auf der positiven Seite bis zur Lastenscheide eingestellt und zwar so, daß die größte Last über der größten Ordinate der Einflußlinie zu stehen kam. Dann ergab die Summe der Produkte aus Last und Ordinate das maximale positive Moment für den untersuchten Querschnitt. Bei Einstellung des Lastenzuges auf der negativen Seite erhält man entsprechend das maximale negative Moment.

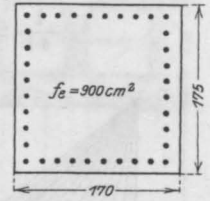


Fig. 5.

Zu einer Vereinfachung der Auftragung der Einflußlinien half folgende Überlegung:

Das Moment im Versteifungsbalken ist:

$$M = \mathfrak{M} - H y,$$

$$\frac{M}{y} = \frac{\mathfrak{M}}{y} - H.$$

Demnach erhält man die  $\frac{M}{y}$ -Werte, indem man von den Ordinaten der y-fach verzerrten Einflußlinie des Momentes für den frei aufliegenden Träger die Ordinaten der Einflußlinien von H abzieht.

In dem Ausdruck  $\frac{\mathfrak{M}}{y}$  werden die Werte für  $\mathfrak{M}$  und  $y$  eingesetzt. Die Einflußlinie für  $\mathfrak{M}$  ist:

$$\mathfrak{M} = \frac{l-a}{l} \cdot x \text{ für } x > a,$$

$$\mathfrak{M} = \frac{l-a}{l} \cdot x - (x-a) = \frac{a}{l} (l-x) \text{ für } x < a.$$

Der Abstand der Spitze der Einflußlinie von der Balkenachse ist:

$$a = x, \mathfrak{M} = \frac{l-a}{l} \cdot a.$$

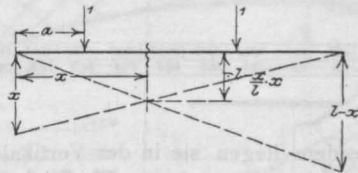


Fig. 6.

$$\text{Die Parabelordinate } y = \frac{4f}{l^2} (la - a^2).$$

Daher:

$$\frac{\mathfrak{M}}{y} = \frac{l-a}{l} \cdot a \cdot \frac{1}{\frac{4f}{l^2} (la - a^2)}$$

$$= \frac{1}{4f} = \text{konstant.}$$

Der Ausdruck ist unabhängig von x, von der Lage des untersuchten Querschnittes. D. h. die Spitzen der y-fach verzerrten Einflußlinien von M liegen für alle Querschnitte auf einer Geraden, deren Abstand von der Balkenachse gleich ist

$$\frac{1}{4f} = \frac{97}{4 \cdot 12,6} = 1,92.$$

$\max \pm \frac{M}{y}$  (nicht M) tabellarisch ausgewertet und durch Multiplikation mit y die Größen  $\max \pm M$  gefunden. In Fig. 8 wurden in jedem Querträgerpunkt die zugehörigen max M-Werte aufgetragen. Zu diesen Momenten kommen noch die Zusätze von der Temperatur  $\pm H_t \cdot y$ . Die Summen aus

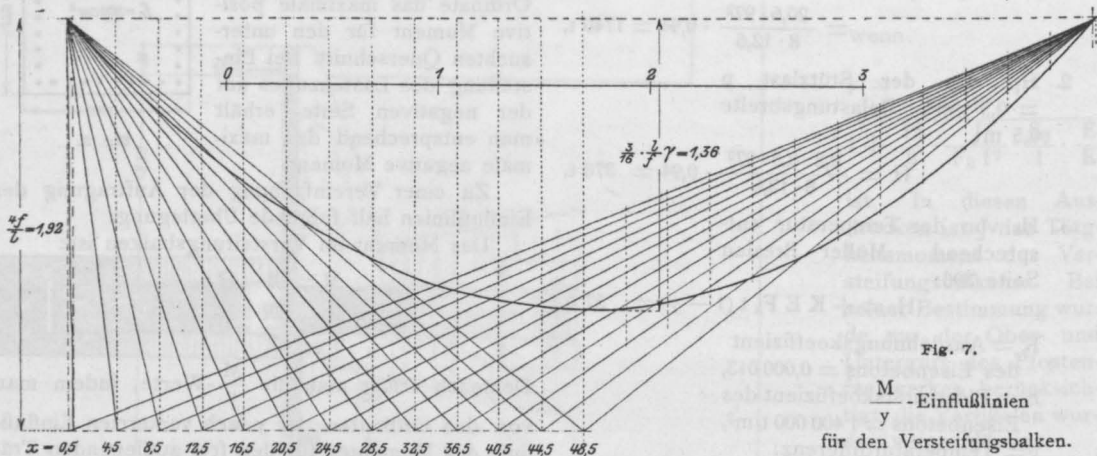


Fig. 7.

$\frac{M}{y}$  -Einflußlinien für den Versteifungsbalken.

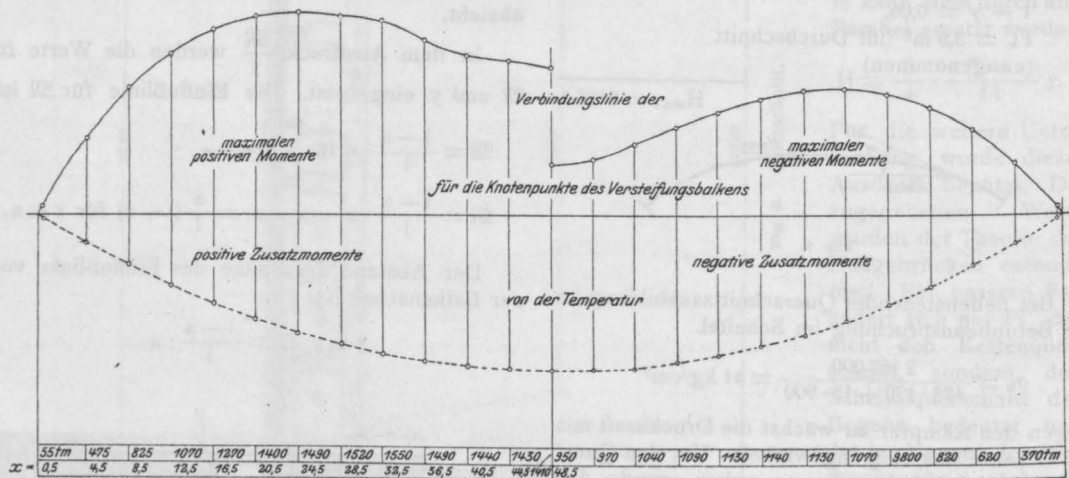


Fig. 8.

Außerdem liegen sie in der Vertikalen durch den zugehörigen Querschnitt. Die Einflußlinie von H ist für alle Querschnitte  $= \frac{3}{4} \cdot \frac{a(1-a)}{fl} \cdot \gamma$ ; es ist dies eine Parabel mit dem Pfeil  $\frac{3}{16} \cdot \frac{1}{f} \cdot \gamma$   $= \frac{3}{16} \cdot \frac{97}{126} \cdot 0,94 = 1,36$  m. Mit diesen Angaben lassen sich die Einflußlinien einfach zeichnen (siehe Fig. 7).

Nun wurde in der schon oben angegebenen Weise für jeden Querschnitt der Ausdruck

beiden geben die Gesamtmomente, die für die Berechnung des Pfostenfachwerks maßgebend waren. Zur genauen Untersuchung des Versteifungsbalkens als Pfostenfachwerk hätte der folgende langwierige Weg eingeschlagen werden müssen.

Um z. B. ein Feld zu dimensionieren, hätte dafür der Lastenzug eingestellt, die Momentenlinie gezeichnet und für diese das Fachwerk berechnet werden müssen. Für die angenommene Belastung wäre aber nur die Beanspruchung des einen Feldes zu einem Maximum geworden, und

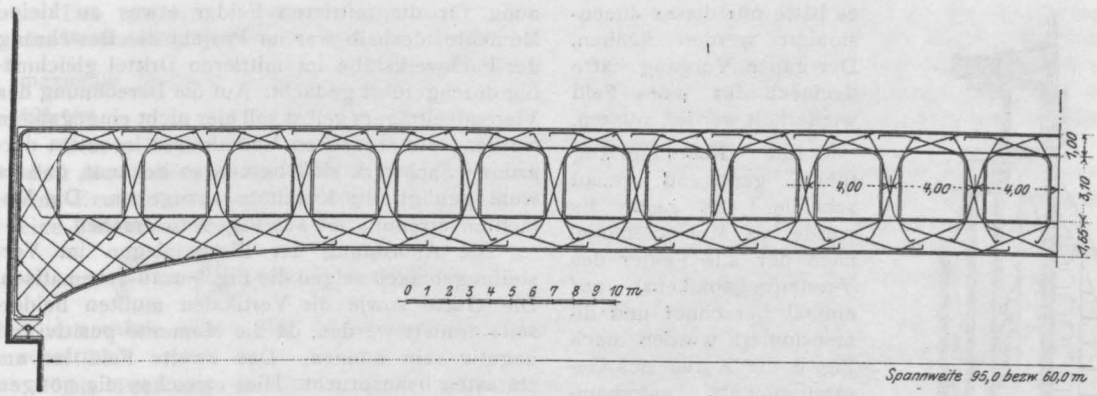


Fig. 9 a.

Schematische Bewehrung.

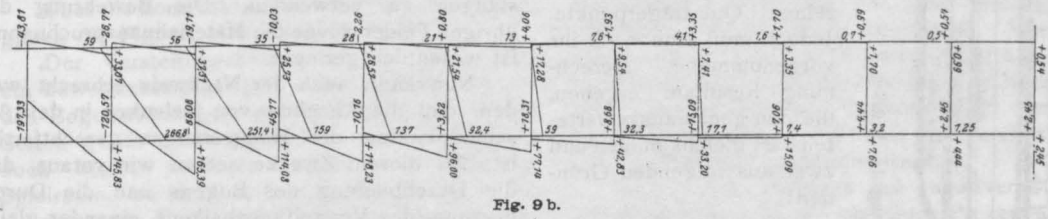


Fig. 9 b.

Momentenverteilung im Versteifungsträger.

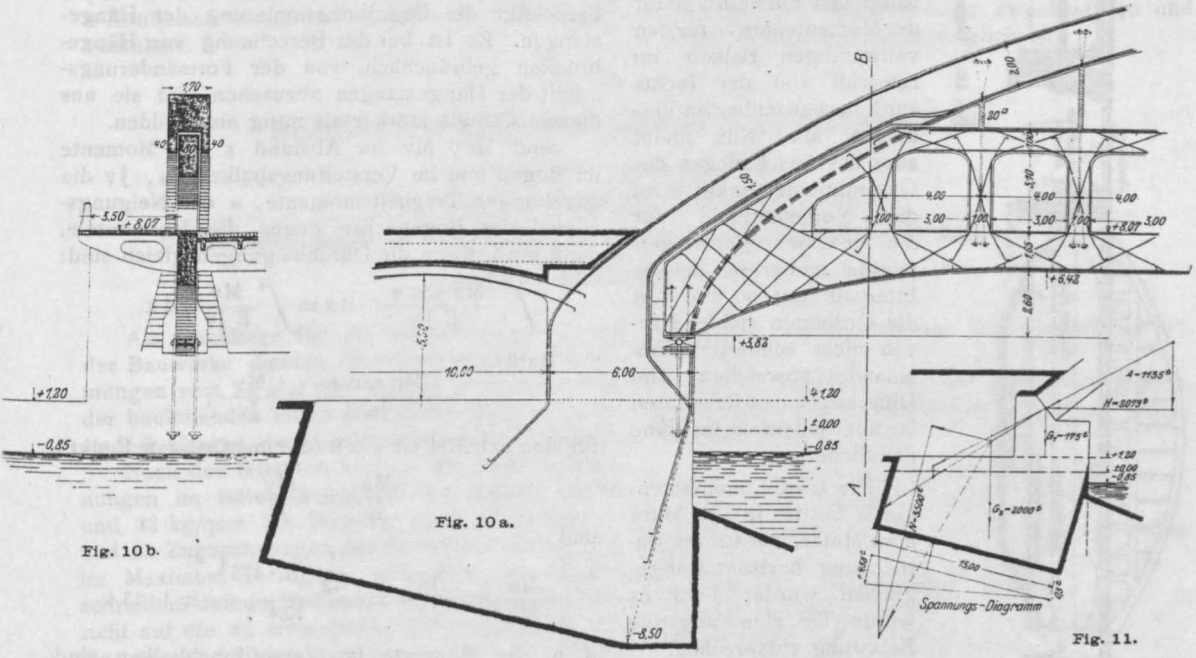


Fig. 10 b.

Fig. 10 a.

Fig. 11.

Einzelheit des Widerlagers.

es hätte nur dieses dimensioniert werden können. Der ganze Vorgang hätte demnach für jedes Feld wiederholt werden müssen.

Ein Näherungsweg führte genügend genau schneller ans Ziel. Es wurde als Momentenlinie, nach der alle Felder des Versteifungsbalkens auf einmal berechnet und dimensioniert wurden, nach Fig. 8 die Kurve des Gesamtmoments angenommen. Diese Linie ist tatsächlich keine Momentenlinie, sondern die Einhüllende der Maximalmomentenlinien für die einzelnen Querträgerpunkte. Jedoch muß eine nach ihr vorgenommene Berechnung Resultate ergeben, die den genau ausgewerteten zwar aus folgenden Gründen:

Der Momentenverlauf in den Stäben eines Feldes des Pfostenfachwerkes hängt fast nur vom Verlauf der Momentenkurve für den vollwandigen Balken im Intervall von der rechts zur links benachbarten Vertikalen ab. Nun findet aber das Anschmiegen der Gesamtmomentenkurve an die Momentenlinie für die einzelnen Querträgerpunkte immer in diesem Intervall statt, so daß dort die Ordinaten beider Kurven nicht sonderlich voneinander abweichen. Die Differenz in den Resultaten lag aber jedenfalls im Sinne der Sicherheit.

Die Gesamtmomentenkurve besitzt in der Mitte eine Mulde, die für die Berechnung horizontal abgeglichen wurde; denn es würde ihr eine negative Belastung entsprechen.

Dadurch allerdings ergab die Näherungsrech-

nung für die mittleren Felder etwas zu kleine Momente, deshalb war im Projekt die Bewehrung der Fachwerkstäbe im mittleren Drittel gleichmäßig durchgeführt gedacht. Auf die Berechnung des Vierendeelträgers selbst soll hier nicht eingegangen werden; die statischen Verhältnisse in einem derartigen Fachwerk sind bereits so bekannt, daß es wohl genügt, die Resultate anzugeben. Die Momentenverteilung ist aus Fig. 9 zu ersehen.

Die Anordnung der Eiseneinlagen im Versteifungsbalken zeigen die Fig. 9 u. 10 schematisch. Die Gurte sowie die Vertikalen mußten beiderseits armiert werden, da die Momente positiv und negativ sein können. Das zweite Feld ist am stärksten beansprucht. Hier erreichen die nötigen Eiseneinlagen 3% des Betonquerschnittes. Die größte Betonbeanspruchung liegt zwischen 40 und 50 kg/cm<sup>2</sup>, die größte Eisenspannung unter 1200 kg/cm<sup>2</sup>. Es wäre aus praktischen Gründen vorteilhaft, statt der Rundeisen Stahlstangen zu verwenden. Die Bewehrung der übrigen Felder sowie die Materialanspruchnahme ist wesentlich geringer.

Nun kann auch der Nachweis erbracht werden, daß die Annahme von Gelenken in den Anschlußpunkten der Hängestangen gerechtfertigt ist. Zu diesem Zwecke setzen wir voraus, daß die Durchbiegung des Bogens und die Durchbiegung des Versteifungsbalkens einander gleich sind. Diese Annahme trifft genau zu, wenn wir die Wirkung der Längenänderung der Hängestangen nicht berücksichtigen. Zu dieser Vernachlässigung berechtigt die Überdimensionierung der Hängestangen. Es ist bei der Berechnung von Hängbrücken gebräuchlich, von der Formänderungsarbeit der Hängestangen abzusehen und sie aus diesem Grunde stärker als nötig auszubilden.

Sind  $M_B$ ,  $M_V$  im Abstand  $x$  die Momente im Bogen und im Versteifungsbalken,  $J_B$ ,  $J_V$  die zugehörigen Trägheitsmomente,  $\alpha$  der Neigungswinkel der Bogenachse gegen die Horizontale, dann muß, wenn die Durchbiegungen gleich sind:

$$\int \frac{M_B \sec \alpha}{E J_B} \cdot dx = \int \frac{M_V}{E J_V} \cdot dx.$$

Daher

$$\frac{M_B \sec \alpha}{J_B} = \frac{M_V}{J_V};$$

für den Scheitel ist  $\alpha = 0$  (der ungünstigste Punkt.)

$$\frac{M_B}{J_B} = \frac{M_V}{J_V}$$

und

$$\frac{M_B}{M_V} = \frac{J_B}{J_V} = \frac{1}{12} \frac{1,7 \cdot 175^3}{10,4} = 1:13,4,$$

d. h. die Momente im Versteifungsbalken sind höchstens 13,4mal größer als die Momente im Bogen.

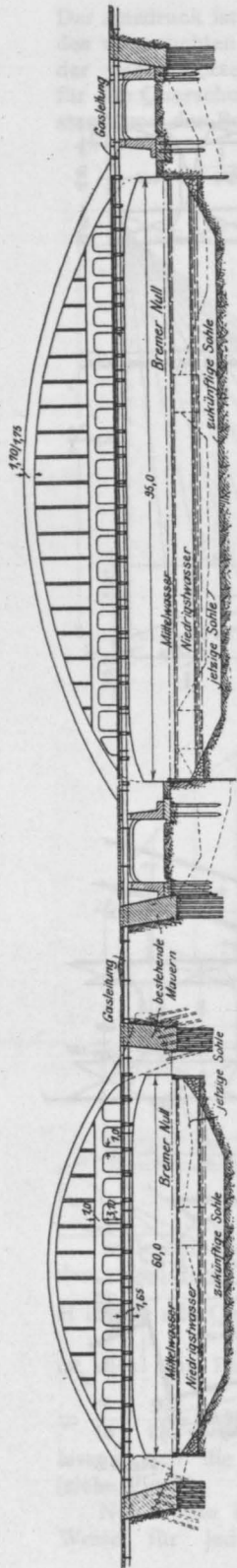


Fig. 12. Gesamtanordnung der Brücke.

Das maximale Gesamtmoment in der Mitte des Versteifungsbalkens ist 1410 t/m, demnach das maximale Moment im Bogenscheitel  $\frac{1410}{13,4} = 105$  t/m.

Dieses Moment hat im Verhältnis zur Druckkraft eine untergeordnete Bedeutung. Es bewirkt eine Exzentrizität der Druckkraft von 5 cm und eine Zusatzbeanspruchung von

$$\frac{M}{W} = \frac{105}{1,48} = 70 \text{ t/m} = 7,0 \text{ kg/cm}^2.$$

(Die neutrale Achse fällt außerhalb des Querschnittes.)

Die Pressung im Beton wäre daher statt 41 kg/cm<sup>2</sup> 48 kg/cm<sup>2</sup>.

Für den Bogen war ein Mischungsverhältnis 1:4 vorgesehen, für welches eine Druckfestigkeit von 350 kg/cm<sup>2</sup> garantiert werden kann. Wir rechnen daher mit 7,3facher Sicherheit.

Über die konstruktive Durchbildung der Brücke gaben die Fig. 10, 11 u. 12 Aufschluß.

Der Versteifungsbalken hat ein festes und ein bewegliches Auflager, welche vollständig von den Bogenwiderlagern getrennt sind. Zu beiden Seiten greift er in einen Falz des Bogens ein, doch bleibt zwischen Bogen und Falz ein Spielraum, so daß der Versteifungsbalken bei zunehmender Temperatur sich ausdehnen kann.

Die Auflager des Pfostenfachwerkes sind der möglichen negativen Auflagerdrücke wegen (107 t), die den Balken abheben würden, mit je 2 Rundeisen von 10 cm Durchmesser nach unten verankert.

Der größte Zug, der in die Hängestange kommt, beträgt 89 t. Er wird durch 4 Rundeisen von 40 mm Durchmesser, die 20/20 cm stark einbetoniert werden, aufgenommen. Der Zug für die zum Teil durch die Haftfestigkeit, zum Teil durch Ankerplatten übertragen.

Zum Bogenwiderlager wäre nur zu bemerken, daß der Teil, der über + 1,20 liegt, biegefest ausgebildet wurde, um mit dem Tunnel für die Uferstraßen nicht zu weit abrücken zu müssen.

Interessant ist ein Kostenvergleich, der allerdings, da die Angebote nicht bindend waren, nicht ganz zutreffen muß. Die Eisenbetonbrücke kam auf 1013 000 M, 250 000 M die Fundierung, 763 000 M der Aufbau, sie stellte sich um etwa 10 % teurer als die Eisenbrücken.

Diese Differenz würde durch Erhaltungskosten, Neuanstrich und kürzere Lebensdauer der Eisenbrücken wettgemacht werden.

Zum Schluß soll noch betont werden, daß keineswegs beabsichtigt war, eine ganz genaue statische Berechnung auszuarbeiten. Für eine solche müßte auch die Formänderungsarbeit der Vertikalen, des Pfostenfachwerkes zur Berechnung des Horizontalschubs berücksichtigt werden, ferner könnte auch der Einfluß der Durchbiegung auf die Momente untersucht werden.

Jedoch diese positiven und negativen Zusätze würden das Resultat nur um einige Prozent ändern und für den Ideenwettbewerb genügte der Nachweis der Ausführungsmöglichkeit. Uns war darum zu tun, darzulegen, daß unter den obwaltenden Verhältnissen eine zweckmäßige und schöne Eisenbetonbrücke möglich ist.

## BEMERKENSWERTE BAUWERKE IN EISENBETON.

Von Obergeringieur Hart  
der Actien-Gesellschaft für Beton- und Monierbau.

Die Transportanlagen der Bergwerksgesellschaft Georg v. Giesches Erben in Kattowitz O.-Schl.

(Fortsetzung und Schluß von S. 52.)

Als Grundlage für die statische Berechnung der Bauwerke dienten die ministeriellen Bestimmungen vom 24. Mai 1907 und die besonderen von der bauleitenden Firma Königliche Bauräte Havestadt & Contag, Berlin, aufgestellten Bedingungen.

Nach den letzteren durften die größten Spannungen im Beton 30 kg/qcm bei reinem Druck und 32 kg/qcm bei Biegung nicht überschreiten und die Zugspannungen des Eisens nur 800 kg/qcm im Maximum betragen. Außerdem war vorgeschrieben, daß die Balken der Hochbahn mit Rücksicht auf die zu erwartenden Bodensetzungen für die bewegliche Last als auf zwei Stützen frei aufliegende Träger zu berechnen seien.

Das Belastungsschema bestand aus einem

Zuge der Oberschlesischen Schmalspurbahn (Figur 15).

Im nachfolgenden soll die abgekürzte Berechnung eines Hochbahnstranges von 30 m Länge ausgeführt werden:

A. Balken auf gerader Strecke.  
Eigengewicht.

Schienen usw. . . . .	0,07 t/lfdm
Schwellen . . . . .	0,09 "
Streichbalken, Seitenbalken, Bohlen- belag und Geländer rd. . . . .	0,16 "
Balken: 0,28 · 0,85 · 2,4 · 2 = . . . . .	1,14 "
+ 0,21 · 0,56 · 2,4 = . . . . .	0,28 "

Zusammen . . . 1,74 t/lfdm

Größtes Feldmoment (Kontinuität berücksichtigt):

$$M_g = 0,08 \cdot 1,74 \cdot 6,0^2 = 5,01 \text{ mt.}$$

Moment durch Verkehrslast (Fig. 15):

$$A = \frac{4 \cdot 10 \cdot 2,65}{6,0} = 17,7 \text{ t;}$$

$$M_p = 17,7 \cdot 2,65 - 10 \cdot 1,4 = 32,91,$$

$$\Sigma M = 5,01 + 32,91 = 37,92 \text{ mt.}$$

$$\sigma_e = \frac{529\,000}{57,0 \cdot 89,1} = 104 \text{ kg/qcm,}$$

$$\sigma_b = \frac{31,4}{(100 - 31,4) 15} \cdot 104 = 3,2 \text{ kg/qcm.}$$

Somit wird:

$$\Sigma \sigma_e = 690 + 104 = 794 \text{ kg/qcm,}$$

$$\Sigma \sigma_b = 26,4 + 3,2 = 29,6 \text{ kg/qcm.}$$

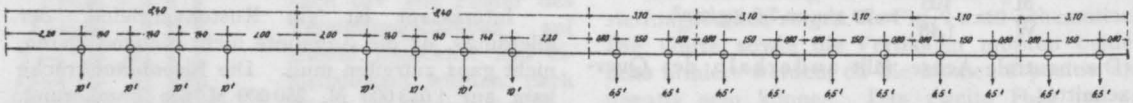


Fig. 15.

Für:  $h = 85 \text{ cm,}$

$$h - a = 85 - 5 = 80 \text{ cm}$$

unten  $f_e = 76,0 \text{ qcm (20 St. 22 } \varnothing),$

oben  $f_e = 38,0 \text{ qcm (10 St. 22 } \varnothing);$

$$b = 112 \text{ cm, } d = 21 \text{ cm, } n = 15$$

ist:

$$x = 29,2 \text{ cm,}$$

$$y = 21,5 \text{ cm,}$$

$$h - a - x + y = 72,3 \text{ cm,}$$

$$\sigma_e = \frac{3\,792\,000}{76,0 \cdot 72,3} = 690 \text{ kg/qcm,}$$

$$\sigma_b = \frac{29,2}{(80 - 29,2) 15} \cdot 690 = 26,4 \text{ kg/qcm.}$$

Größte Querkraft (Fig. 16):

$$A_{\max} = 1,74 \cdot \frac{6,0}{2} + \frac{10 \cdot 4 \cdot 3,9}{6,0}$$

$$= 5,2 + 26,0 = 31,2 \text{ t,}$$

$$\tau_0 = \frac{3120}{2 \cdot 28 \cdot 72,3} = 7,70 \text{ kg/qcm.}$$

$\tau_0$  erreicht seinen zulässigen Wert von 4,5 kg/qcm bei einer Querkraft von:

$$Q_x = \frac{31,2}{7,70} \cdot 4,5 = 18,2 \text{ t,}$$

d. h. bei einem Abstände  $x$  vom Auflager, wo  $18,2 = A_x - g \cdot x,$

$$A_x = 1,74 \cdot \frac{6,0}{2} + \frac{4 \cdot 10(3,9 - x)}{6,0}.$$

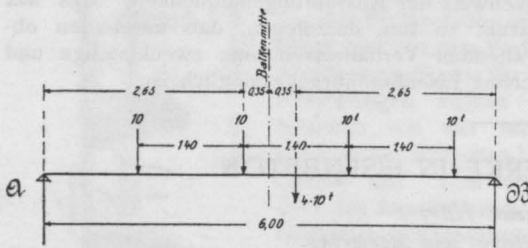


Fig. 16.

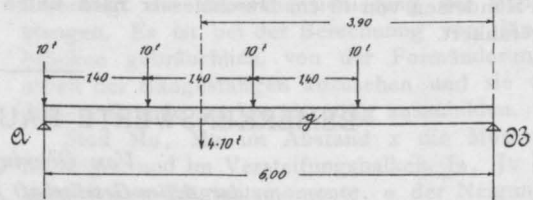


Fig. 17.

Zugsatzspannungen durch Wind und Seitenstöße:

$$M_w = 2,00 \text{ mt,}$$

$$M_s = \frac{1}{10} \cdot 32,91 = 3,29 \text{ mt,}$$

$$M_w + M_s = 5,29 \text{ mt.}$$

Für:  $h = 112 \text{ cm,}$

$$h - a = 112 - \text{rd. } 12 = 100 \text{ cm,}$$

$f_e = 57,0 \text{ qcm (15 St. 22 } \varnothing)$  } wovon je 2 in der  
 $f_e' = 57,0 \text{ qcm (15 St. 22 } \varnothing)$  } Balkenmitte besonders  
 } anders eingelegt.

$$h = 85 \text{ cm, } d = 28 \text{ cm, } n = 15$$

ist:

$$x = 31,4 \text{ cm,}$$

$$y_1 = 20,5 \text{ cm,}$$

$$h - a - x + y = 89,1 \text{ cm,}$$

Also:

$$18,2 = 1,74 \cdot \frac{6,0}{2} + \frac{4 \cdot 10(3,9 - x)}{6,0} - 1,74 \cdot x.$$

$$x = 1,55 \text{ cm (Fig. 17).}$$

Hier soll dementsprechend mit dem Aufbiegen des Eisens angefangen werden.

Die Zugkraft in den aufgebogenen Eisenstäben beträgt demnach:

$$Z = \frac{155(7,70 - 4,5) 2 \cdot 2,8}{\sqrt{2} \cdot 2} = 9810 \text{ kg.}$$

Die Spannung der aufgebogenen 6 Rundeisen 22 mm  $\varnothing$  beträgt:

$$\sigma_e = \frac{9810}{22,8} = 430 \text{ kg/qcm,}$$



Haftspannung an den untenliegenden 14 Stäben  
22 mm  $\varnothing$ :

$$\tau_1 = \frac{7,70 \cdot 2 \cdot 28}{14 \cdot \pi \cdot 2,2} = 4,46 \text{ kg/qcm.}$$

Stützenmoment.

Durch Eigengewicht

$$M_g = 0,10 \cdot 1,74 \cdot 6,0^2 = -6,26 \text{ mt}$$

durch Radlasten (siehe Einflußlinien Fig. 18):

$$M_p = -10,0 \cdot 6,0 (0,009 + 0,066 + 0,101 + 0,90 + 0,079 + 0,059 + 0,02) = -25,44 \text{ mt}$$

$$\Sigma M_1 = -(6,26 + 25,44) = -31,70 \text{ mt.}$$

Für:  $h = 100 \text{ cm,}$

$$h - a = 100 - 5 = 95 \text{ cm,}$$

$$\text{oben } f_e = 53,2 \text{ qcm} \\ (14 \text{ St. } 22 \text{ mm } \varnothing),$$

$$\text{unten } f_e' = 30,4 \text{ qcm} \\ (8 \text{ St. } 22 \text{ mm } \varnothing),$$

$$b = 2 \cdot 28 \text{ cm,}$$

$$n = 15$$

ist:

$$x = 35,0 \text{ cm,}$$

$$\sigma_b = 27,1 \text{ kg/qcm,}$$

$$\sigma_e = 15 \cdot \frac{95 - 35,0}{35,0} \cdot 27,1 = 697 \text{ kg/qcm.}$$

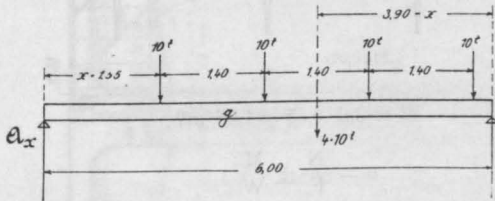


Fig. 18.

Das größte negative Moment im Mittel-  
feld beträgt:

$$M_p = -2 \cdot 10 \cdot 6,0 \cdot (0,018 + 0,035 + 0,037 + 0,017) = -12,84 \text{ mt.}$$

Moment vom Eigengewicht:

$$M_g = 0,025 \cdot 1,74 \cdot 6,0^2 = 1,57 \text{ mt,}$$

$$\Sigma M = -12,84 + 1,57 = -11,27 \text{ mt.}$$

Für:  $h = 85 \text{ cm,}$

$$h - a = 85 - 5 = 80 \text{ cm,}$$

$$\text{oben } f_e = 22,8 \text{ qcm (6 St. } 22 \text{ mm } \varnothing),$$

$$\text{unten } f_e = 68,4 \text{ qcm (18 St. } 22 \text{ mm } \varnothing),$$

$$b = 2 \cdot 28 = 56 \text{ cm,}$$

$$n = 15$$

ist:

$$x = 17,4 \text{ cm,}$$

$$\sigma_b = 12,4 \text{ kg/qcm,}$$

$$\sigma_e = \frac{15 \cdot (80 - 17,4)}{17,4} \cdot 12,4 = 670 \text{ kg/qcm.}$$

B. Stützen auf gerader Strecke (Fig. 21).

Stütze von 5,0 m Höhe zwischen Unter-  
kante Balken und Gelenk.

Senkrechte Belastung:

Eigengewicht: (die Kontinuität berücksich-  
tigt):

$$G_1 = 1,1 \cdot 1,74 \cdot 6,0 = 11,5 \text{ t}$$

Verkehrslast (s. Einflußlinien Fig. 18)

$$P = 10 (0,62 + 0,87 + 0,99 + 0,95)$$

$$+ 6,5 (0,46 + 0,16) = 38,3 \text{ t}$$

$$P + G_1 = 49,8 \text{ t}$$

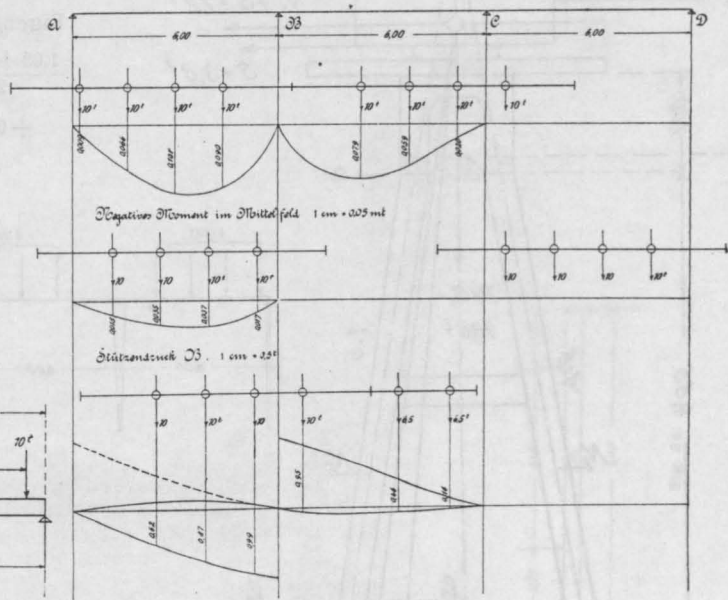


Fig. 19.

Horizontale Belastung:

Winddruck:

$$W = 1,2 \cdot 3,15 \cdot 6,0 \cdot 0,15 = 3,4 \text{ t,}$$

Seitenstöße:

$$S = 0,10 \cdot 38,3 = 3,8 \text{ t.}$$

Durch den Kräfteplan (Fig. 19) findet man die  
größte Normalkraft in dem rechten Stützenstiel zu:

$$N_r = 44 \text{ t.}$$

Bremskraft:

Es wird angenommen, daß ein voll belasteter  
Zug, wie Fig. 20 zeigt, gebremst wird. Die Brems-  
kraft soll durch die 4 Mittelstützen aufgenommen  
werden.

$$\text{Bremskraft} = \frac{4 \cdot 10 + 4 \cdot 10 + 5 \cdot 2 \cdot 6,5}{6} = 24,2 \text{ t.}$$

Auf den Stiel eines Joches kommt somit eine  
Bremskraft:

$$H_B = \frac{24,2}{8} = 3,0 \text{ t.}$$

Ermittlung der Spannungen.

a) Oben im Schnitt a-a:  
 $N = 44.$

Moment durch die Bremskraft:  
 $M = 3,0 \cdot 4,85 = 14,55 \text{ mt.}$

$$e = \frac{h}{2} - \frac{M}{N} = \frac{1,05}{2} - \frac{14,55}{44,0} = 0,195 \text{ m}$$

$$= 19,5 \text{ cm.}$$

ist:

$$\frac{30}{6 \cdot 15 \cdot 21,2} x^3 - \frac{30 \cdot 19,5}{2 \cdot 15 \cdot 21,2} x^2 - (2 \cdot 19,5 - 105) x$$

$$= 2 \cdot 3,5^2 + 105^2 - (2 \cdot 3,5 + 19,5) 105$$

$$x = 83,5 \text{ cm,}$$

$$\sigma_b = 29,6 \text{ kg/qcm,}$$

$$\sigma_e = 96 \text{ kg/qcm.}$$

b) 0,55 m vom Gelenk im Schnitt b-b:

Normalkraft  $N \dots \dots \dots = 44,0 \text{ t}$   
 Eigengewicht der Stütze:  
 $\frac{1,05 + 0,475}{2} \cdot 0,30 \cdot 4,30 \cdot 2,4$   
 $+ 0,30 \cdot 0,25 \cdot \frac{1,24}{2} \cdot 2,4 \dots \dots \dots = 2,5 \text{ ,,}$   
 zus. 46,5 t

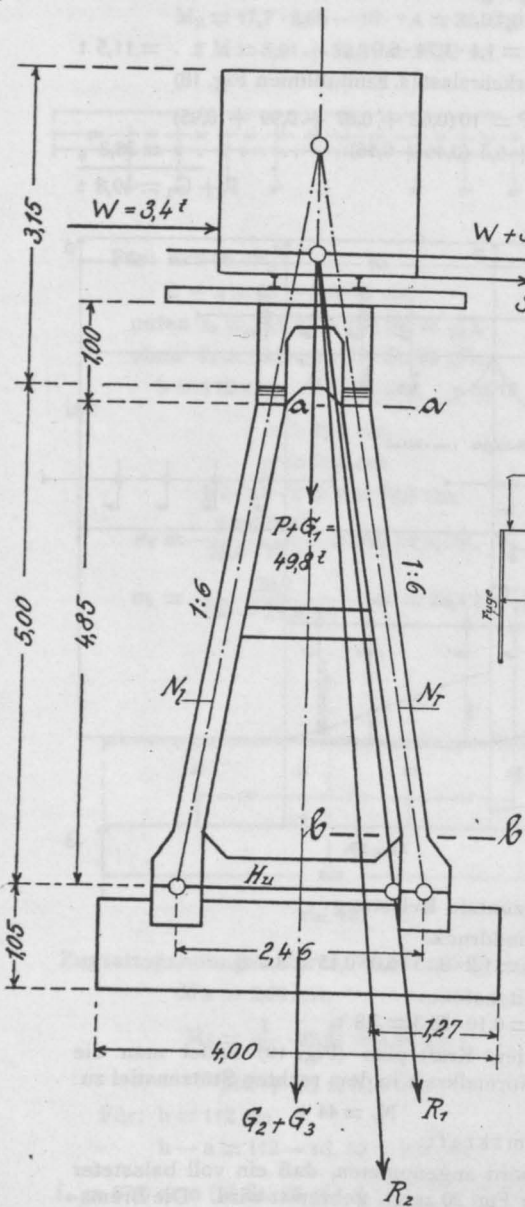


Fig. 20.

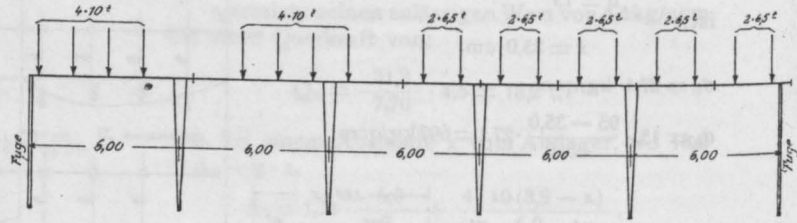


Fig. 21.

$$M = 3,0 \cdot 0,55 = 1,65 \text{ mt}$$

$$\sigma = \frac{N}{F} \pm \frac{M}{W}$$

$$F = 47,5 \cdot 30 + 15 \cdot 39,45 = 2017 \text{ qcm}$$

$$W = \frac{J_b + n \cdot J_e}{\frac{h}{2}} = \frac{b h^2}{6} + \frac{n \cdot 2 \cdot f_e \left(\frac{h-2a}{2}\right)^2}{\frac{h}{2}}$$

$$= \frac{30 \cdot 47,5^2}{6} + 15 \cdot 15,9 \frac{40,5^2}{47,5} = 19450 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_b = \frac{46500}{2017} \pm \frac{165000}{19450}$$

$$= 23,1 \pm 8,5 = \begin{cases} 31,6 \text{ kg/qcm} \\ 14,6 \text{ kg/qcm} \end{cases}$$

Für:  $h = 105 \text{ cm}$

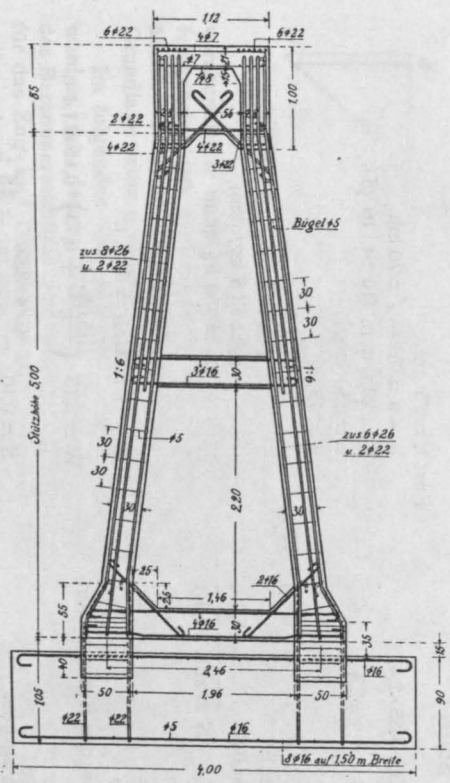
- $f_e = f_e' = 21,2 \text{ qcm}$  (4 St. 26  $\varnothing$ ),
- $b = 30 \text{ cm,}$
- $a = 3,5 \text{ cm,}$
- $n = 15,$

Spannungen im Gelenkstein (Fig. 22):

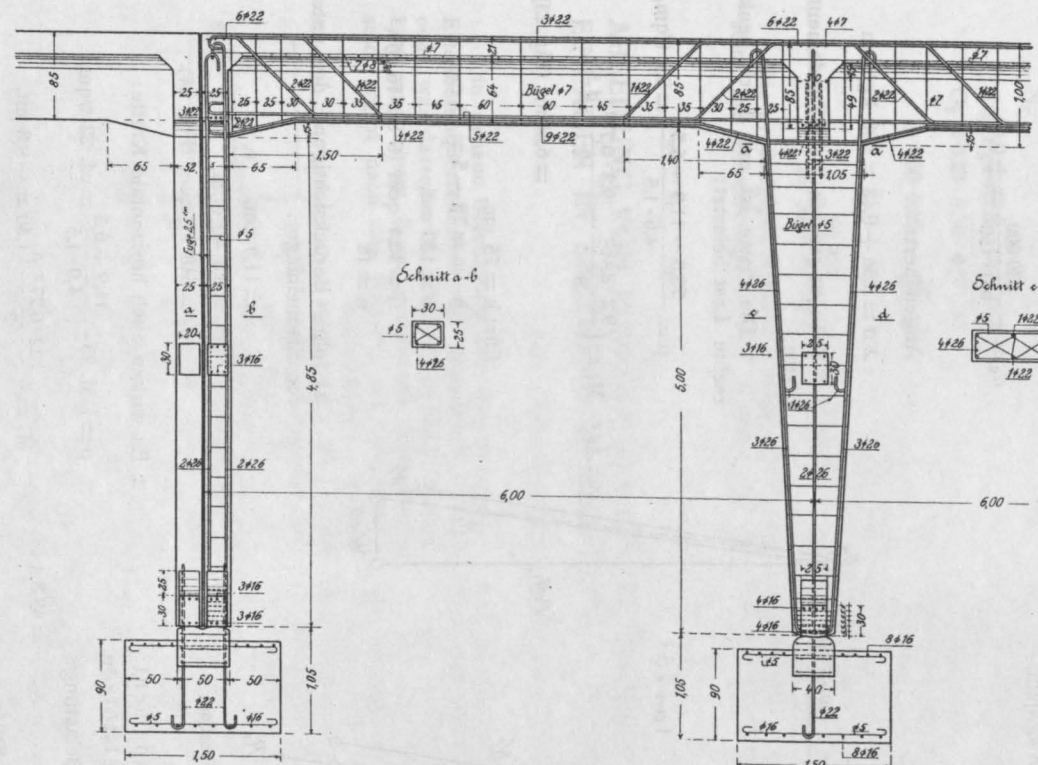
a) in der Berührungsfläche:

$$N = \text{rd. } 47 \text{ t}$$

$$\sigma = \frac{47000}{13 \cdot 50} = 72,3 \text{ kg/qcm,}$$



Querschnitt.



Längenschnitt.

Fig. 22.

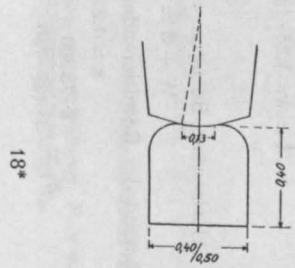


Fig. 23.

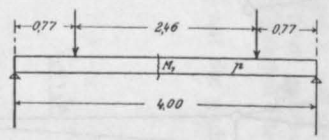


Fig. 24.

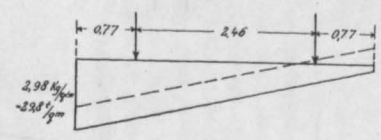


Fig. 25.

b) im Gelenkstein:

$$\sigma = \frac{47\,000}{40 \cdot 50} = 23,5 \text{ kg/qcm.}$$

Kippmoment von der Bremskraft:

$$M = 2 \cdot 3,0 \cdot 1,05 = 6,3 \text{ mt,}$$

$$\sigma_2 = \pm \frac{630\,000}{400 \cdot 150^2} = \pm 0,42.$$

Angenähert:

$$\pm \sigma = 2,56 + 0,42 = 2,98 \text{ kg/qcm}$$

Spannungen in der Fundamentplatte:

1. Die Platte ist nur durch senkrechte Last belastet:

$$p = \frac{73,3 - 11,9 - 6,5}{4,0 \cdot 1,5} = 9,2 \text{ t/qm,}$$

$$M_1 = \left( \frac{9,2 \cdot 2,46^2}{8} - \frac{9,2 \cdot 0,77^2}{2} \right) 1,5 = 6,35 \text{ mt (Fig. 23).}$$

Für:  $h = 75 \text{ cm,}$

$$h - a = 75 - 5 = 70 \text{ cm,}$$

$$b = 150 \text{ cm,}$$

$$f_e = 12,1 \text{ qcm (6 St. 16 } \varnothing),$$

$$n = 15$$

ist (ohne Berücksichtigung der unteren Eiseneinlage):

$$x = 11,9 \text{ cm,}$$

$$\sigma_b = 8,8 \text{ kg/qcm,}$$

$$\sigma_e = 648 \text{ kg/qcm (Fig. 24).}$$

2. Es wirken auch horizontale Kräfte:

$$p = i. M. 25 - \frac{11,9 + 6,5}{4,0 \cdot 1,5} = \text{rd. } 22 \text{ t/qm,}$$

$$M_c = - \frac{22 \cdot 0,77^2}{2} \cdot 1,50 = -9,8 \text{ mt.}$$

Für:  $h = 75 \text{ cm,}$

$$h - a = 75 - 5 = 70 \text{ cm,}$$

$$f_e = 20,1 \text{ qcm (10 St. 16 } \varnothing),$$

$$b = 150 \text{ cm,}$$

$$n = 15$$

$$x = 14,9 \text{ cm,}$$

$$\sigma_b = 13,5 \text{ kg/qcm,}$$

$$\sigma_e = 750 \text{ kg/qcm.}$$

b) Endstützen.

$$P + G = A_{\max} = 30,0 \text{ t,}$$

$$W = 3,15 \cdot \left( \frac{5,66}{2} + 0,13 \right) \cdot 0,15 = 1,4 \text{ t,}$$

$$S = 0,10 \cdot \frac{10 \cdot 4 \cdot 3,56}{5,66} = 2,5 \text{ t.}$$

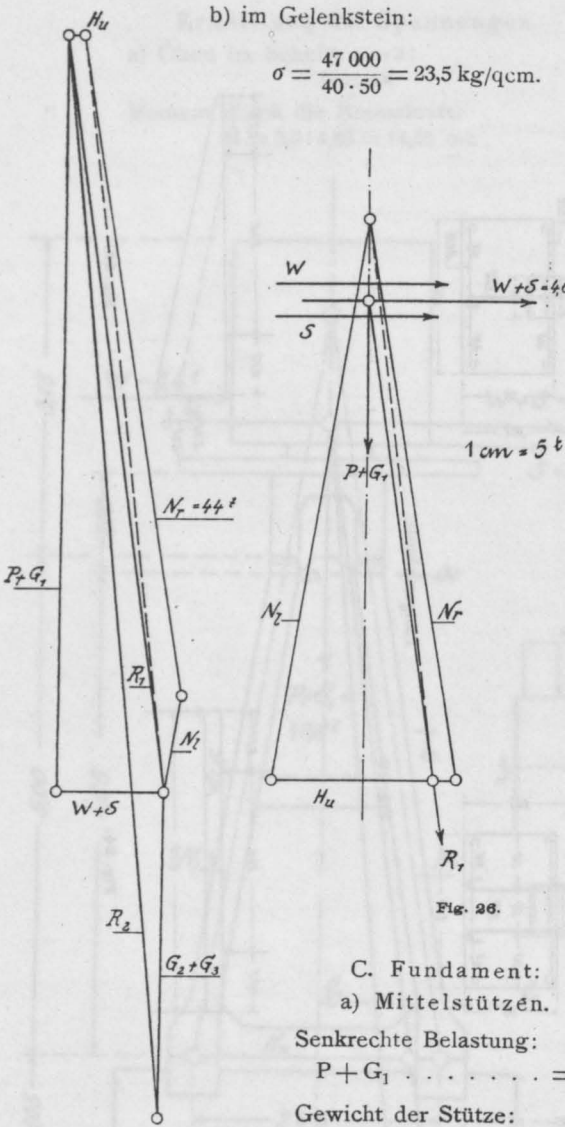


Fig. 26.

C. Fundament:

a) Mittelstützen.

Senkrechte Belastung:

$$P + G_1 \dots \dots \dots = 49,8 \text{ t}$$

Gewicht der Stütze:

$$G_2 = 2 \cdot \frac{1,05 + 0,40}{2} \cdot 0,30 \cdot 4,85 \cdot 2,4 + 0,30 \cdot 0,25 (1,24 + 1,96) 2,4 = 5,6 \text{ ,,}$$

$$G_3 = \begin{cases} \text{Fundament:} & 1,5 \cdot 0,9 \cdot 4,0 \cdot 2,2 \dots \dots \dots = 11,9 \text{ ,,} \\ \text{Auffüllung (Asche):} & \text{etwa } 1,25 \cdot 1,5 \cdot 4,0 \cdot 0,8 \dots \dots \dots = 6,0 \text{ ,,} \end{cases} \text{ ist:}$$

$$N = \text{zus. } 73,3 \text{ t}$$

Horizontale Belastung:

$$W + S = 7,2 \text{ t,}$$

Abstand der Resultierenden von der Außenkante:

$$x = 1,27 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = \frac{2 \cdot 73\,300}{3 \cdot 127 \cdot 150} = 2,56 \text{ kg/qcm.}$$

Normalkraft in dem rechten Stützenstiel  
Fig. 25):

$$N_r \dots \dots \dots = 25,0 \text{ t}$$

Eigengewicht der Stütze:

$$G_2 = 0,25 \cdot 0,30 \cdot 4,85 \cdot 2,4$$

$$+ 0,30 \cdot 0,20 \cdot \frac{1,24}{2} \cdot 2,4 \dots \dots = 1,0 \text{ „}$$

zus. 26,0 t.

$$\sigma_b = \frac{26\,000}{25 \cdot 30 + 15 \cdot 21,2} = 24,3 \text{ kg/qcm.}$$

Die großzügigen Anlagen werden mit berufen sein, die Zuverlässigkeit des Eisenbetons bei

schweren Belastungen und ständig wiederkehrenden Erschütterungen nachzuweisen. Im Hochbau sind allerdings in dieser Beziehung seit vielen Jahren bei Eisenbetondecken in den mannigfachsten Fabrikbetrieben die besten Erfahrungen gemacht, und es fehlt ferner nicht an einer Anzahl Eisenbahnbrücken, die auf ein leidlich ehrwürdiges Alter zurückblicken können. Trotzdem wird der Eisenbeton im Ingenieurbau, d. h. in bezug auf seine Anwendung bei den Ingenieurbauten der Staatsbahnen noch manche Bedenken und Schwierigkeiten zu überwinden haben, bevor er für würdig erachtet werden dürfte, allgemein in den Wettbewerb mit Eisen und Mauerwerk einzutreten.

## ABLEITUNG VON FORMELN ZUR DIREKTEN DIMENSIONIERUNG DER EISEN-EINLAGEN IN EXZENTRISCH BELASTETEN EISENBETONQUERSCHNITTEN.

Von Dipl.-Ing. Richard Rossin (Dresden). *A.M.*

Die genaue Berechnung der Spannungen in Eisenbetonquerschnitten, die exzentrisch belastet oder, was dasselbe ist, gleichzeitig einer Normalkraft und einem Biegemomente unterworfen sind, ergibt nach den Formeln der preußischen ministeriellen Bestimmungen für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten recht unbequeme kubische Gleichungen, denen noch der weitere Nachteil anhaftet, daß sie nicht zu einer direkten Dimensionierung der Eisenquerschnitte führen. Aber auch die meisten

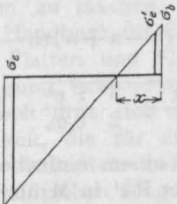
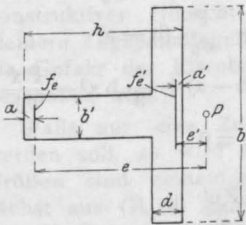


Fig 1.

Näherungsverfahren weisen den gleichen Fehler auf, so z. B. der von Prof. Mörsch in „Der Eisenbetonbau“, Stuttgart 1906, Seite 112, angegebene Rechnungsvorgang. Es wird auch vielfach von vornherein das Verhältnis der beiden Eiseneinlagen festgesetzt, um dadurch brauchbare Gleichungen abzuleiten. Prof. Mörsch hat ebenfalls auf dieser Grundlage seine graphische Tabelle entworfen.

Im folgenden soll nun ein Verfahren gezeigt werden, mit dessen Hilfe bei gegebener Form des Betonquerschnittes der günstigste Querschnitt für das Zug- und Druckeisen sich ermitteln läßt und zugleich die zulässige Betondruckspannung

voll ausgenutzt wird. Die hierbei gefundenen Resultate sind keine Näherungswerte.

Der in Fig. 1 skizzierte T-förmige Querschnitt sei von einer exzentrischen Last  $P$  beansprucht. Mit Anwendung der in der Figur gebrauchten Bezeichnungen lassen sich die folgenden Gleichungen aufstellen:

Statisches Moment in bez. auf die gedrückte Eiseneinlage:

$$P e' + \sigma_b \frac{b x}{2} \left( \frac{x}{3} - a' \right) - \frac{x - d}{x} \sigma_b (b - b') \frac{x - d}{2} \left( \frac{2 d + x}{3} - a' \right) = \sigma_e' f_e' (e - e') \dots \dots \dots (1)$$

Statisches Moment in bez. auf die gezogene Eiseneinlage:

$$P e' - \sigma_b \frac{b x}{2} \left( h - a - \frac{x}{3} \right) + \frac{x - d}{x} \sigma_b (b - b') \frac{x - d}{2} \left( h - a - \frac{2 d + x}{3} \right) = \sigma_e' f_e' (e - e') \dots \dots \dots (2)$$

Ferner ergeben sich aus der Spannungsfigur die Gleichungen:

$$\sigma_e = n \sigma_b \frac{h - a - x}{x} \dots \dots \dots (3)$$

$$\sigma_e' = n \sigma_b \frac{x - a'}{x} \dots \dots \dots (4)$$

In diesen Gleichungen sind als bekannt vorausgesetzt:

- die Abmessungen des Betonquerschnittes  $h$ ,  $a$ ,  $a'$ ,  $d$ ,  $b$  und  $b'$ ;
- die Größe und Lage der Belastung:  $P$ ,  $e$  u.  $e'$ ;
- die zulässige Betonbeanspruchung  $\sigma_b$ .

Unbekannt sind dagegen noch:

- die Eisenquerschnitte  $f_e$  und  $f_{e'}$ ;
- die Spannungen in denselben  $\sigma_e$  und  $\sigma_{e'}$ ;
- der Abstand der Nulllinie von der äußersten gedrückten Faser  $x$ .

Da nur vier Bedingungsgleichungen diesen fünf Unbekannten gegenüberstehen, so darf eine derselben willkürlich angenommen werden. So wird in der von Dipl.-Ing. Spangenberg und Dipl.-Ing. Stark für die Eisenbetonhalle des Bahnhofes Karlsruhe ausgeführten Berechnung („Armierter Beton“ 1911 Seite 59)  $\sigma_e$  zu seinem größten zulässigen Werte angenommen und danach unmittelbar aus Gleichung (1) bis (4) die Werte von  $x$ ,  $\sigma_{e'}$ ,  $f_e$  und  $f_{e'}$  berechnet. Wird nun  $\sigma_e$  geringer gewählt, so ist nach Gleichung (1) ersichtlich, daß dann die Zugarmierung vergrößert werden muß. Andererseits zeigt das Spannungsdiagramm (Fig. 1), daß bei abnehmendem  $\sigma_e$  die Strecke  $x$  zunimmt. Dadurch wird die Druckkraft, die vom Beton aufgenommen werden kann, größer und dementsprechend kann an Druckeisen gespart werden. Das gleiche geht auch aus Gleichung (2) hervor.

Es liegt nun die Frage nahe, unter welchen Verhältnissen  $f_e + f_{e'}$ , d. i. die gesamte Eisen- einlage zu einem Minimum wird. In der folgenden Untersuchung möge  $x$  als die Variable betrachtet werden.

Da, wie in einem späteren Beispiele gezeigt wird, eine verhältnismäßig große Abweichung der Nulllinie von ihrer günstigsten Lage eine nur unbedeutende Verstärkung der Armierung erfordert, so ist es gestattet, sich bei dieser Untersuchung auf einen rechteckigen Querschnitt zu beschränken oder  $d = x$  zu setzen.

Wird nun Gleichung (3) in Gleichung (1) und Gleichung (4) in Gleichung (2) eingeführt, so ergibt dies:

$$P e' + \sigma_b \frac{b x}{2} \left( \frac{x}{3} - a' \right) = n \sigma_b \frac{h - a - x}{x} f_e (e - e');$$

$$P e - \sigma_b \frac{b x}{2} \left( h - a - \frac{x}{3} \right) = n \sigma_b \frac{x - a'}{x} f_{e'} (e - e').$$

Wird die erste Gleichung mit  $\frac{x - a'}{\sigma_b}$  und die zweite mit  $\frac{h - a - x}{\sigma_b}$  multipliziert und werden beide dann addiert, so erhält man

$$\frac{P e'}{\sigma_b} (x - a') + \frac{b x}{2} \left( \frac{x}{3} - a' \right) (x - a')$$

$$\frac{P e}{\sigma_b} (h - a - x) - \frac{b x}{2} \left( h - a - \frac{x}{3} \right) (h - a - x) = n \frac{x - a'}{x} (h - a - x) f_{e'} (e - e')$$

$$\frac{P}{\sigma_b} [e(h - a) - e' a'] - \frac{P x}{\sigma_b} (e - e') - \frac{b x}{2} \left\{ (h - a)^2 - \frac{4}{3} x (h - a) + \frac{x^2}{3} - \frac{x^2}{3} + \frac{4}{3} a' x - a'^2 \right\}$$

$$= n (h - a - x) \frac{x - a'}{x} (f_e + f_{e'}) (e - e').$$

Berücksichtigt man, daß

$$\begin{aligned} e(h - a) - e' a' &= e(h - a) - [e - (h - a - a')] a' \\ &= e(h - a - a') + a' (h - a - a') \\ &= (e + a') h - a - a' \end{aligned}$$

und daß

$$(h - a)^2 - a'^2 = (h - a + a')(h - a - a'),$$

so läßt sich diese Gleichung beiderseits durch  $h - a - a' = e - e'$  kürzen.

$$\begin{aligned} \frac{P}{\sigma_b} (e + a') - \frac{P x}{\sigma_b} - \frac{b x}{2} \left( (h - a + a' - \frac{4}{3} x) \right) \\ = n (h - a - x) \cdot \frac{x - a'}{x} (f_e + f_{e'}). \end{aligned}$$

Daraus

$$f_e + f_{e'} =$$

$$\frac{\frac{P}{\sigma_b} (e + a') - \frac{P x}{\sigma_b} - \frac{b x}{2} (h - a + a' - \frac{4}{3} x)}{n (h - a - x)}$$

Um  $f_e + f_{e'}$  zu einem Minimum zu machen, wird der Ausdruck der rechten Seite nach  $x$  differenziert und dann  $= 0$  gemacht. Hierbei kann  $\frac{x}{x - a'}$  als ein unveränderlicher Beiwert angesehen werden.

$$\begin{aligned} -\frac{2}{3} b x^2 + \frac{P x}{\sigma_b} + \frac{b}{2} (h - a + a') x - \frac{P}{\sigma_b} (e + a') \\ - \frac{4}{3} b x (h - a) + \frac{P}{\sigma_b} (h - a) \\ + \frac{b}{2} (h - a + a') (h - a) + \frac{4}{3} b x^2 - \frac{P x}{\sigma_b} \\ - \frac{b}{2} (h - a + a') x = 0 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} -\frac{2}{3} b x^2 - \frac{4}{3} b x (h - a) - \frac{P e'}{\sigma_b} \\ + \frac{b}{2} (h - a + a') (h - a) = 0 \end{aligned}$$

$$x^2 - 2 (h - a) x = \frac{3}{2} \frac{P e'}{b \sigma_b} - \frac{3}{4} (h - a + a') (h - a)$$

$$x = h - a - \sqrt{(h - a) \frac{h - a - 3 a'}{4} + \frac{3}{2} \frac{P e'}{b \sigma_b}} \quad (6)$$

Wird der Balken nur von einem einfachen Moment  $M$  beansprucht, so geht  $P e'$  in  $M$  über. Sobald  $x$  ermittelt, können  $\sigma_e$ ,  $\sigma_{e'}$ ,  $f_e$  und  $f_{e'}$  leicht aus den Gl. (1)–(4) gefunden werden.

$$= n (h - a - x) \cdot \frac{x - a'}{x} f_e (e - e')$$

$$= n \frac{x - a'}{x} (h - a - x) f_{e'} (e - e')$$

Für T-förmige Querschnitte fallen nach dieser Gleichung die Werte  $x$  etwas zu groß aus.

Das Verhältnis von

$$x : (h - a) = 1 - \frac{1}{2} \sqrt{1 - \frac{3a'}{h-a} + 6 \cdot \frac{P e'}{b \sigma_b (h-a)^2}}$$

kann auch für verschiedene Belastungen aus einer graphischen Tafel gefunden werden (Fig. 2).

Nach Berechnung von  $\mu = \frac{P e'}{b \sigma_b (h-a)^2}$  kann die

Lage der Nulllinie unmittelbar von der Tafel abgelesen werden, wobei noch das Verhältnis von  $a' : (h-a)$  berücksichtigt ist. Hierbei ist jedoch zu beachten, daß bei wachsender Belastung (durch

Moment und Normalkraft)  $\frac{x}{h-a}$  immer kleiner

wird, somit die Eisenzugspannung  $\sigma_e$  ständig wächst. Daher bleibt Gl. (6) nur verwendbar für

$$\frac{x}{h-a} \geq \frac{n \sigma_b}{\sigma_e + n \sigma_b}$$

Für die jetzt gebräuchlichen Spannungen von  $\sigma_b = 40 \text{ kg/qcm}$  und  $\sigma_e = 1000 \text{ kg/qcm}$  und für  $n = 10$ , bzw. 15 ist diese Grenzlage in der Tafel durch je einen kräftigen waagrechten Strich bezeichnet.

Es erscheint also wirtschaftlich durchaus nicht zweckmäßig, von vornherein die Feststellung zu machen, daß die zulässige Spannung des Zugs Eisens voll ausgenützt werde. Aber auch in konstruktiver Hinsicht ist es wünschenswerter, kleinere Zugspannungen zu erhalten, da dadurch die Gefahr der Rissebildung im Beton hinausgeschoben wird.

Falls nur eine Zugs eiseneinlage angeordnet werden soll, so wird  $f_e' = 0$  und alle anderen Größen sind eindeutig bestimmt.  $x$  kann zunächst aus Gl. (2) gefunden werden, hierauf  $\sigma_e$  aus Gl. (3) und schließlich aus Gl. (1)  $f_e$ .

Der gleiche Gedanke,  $f_e + f_e'$  zu einem Minimum zu machen, ist schon von Dr.-Ing. Völker im Handbuch für Eisenbetonbau I, S. 264, 1 Aufl. für Platten und Plattenbalken, die auf einfache Biegung beansprucht werden, vertreten. Es ist jedoch dort eine Gleichung vierten Grades entwickelt, die für die Praxis viel zu umständlich ist. Außerdem befindet sich dort für die Fälle der einfachen Biegung eine graphische Dimensionierungstafel.

Beispiele.

1. Zunächst möge der in den Beispielen zu den ministeriellen Bestimmungen behandelte Fall einer exzentrisch belasteten Säule untersucht werden. Mit Verwendung der oben gebrauchten Bezeichnungen ist  $b = h = 25 \text{ cm}$ ,  $a = a' = 3 \text{ cm}$ ,  $h - a = 22 \text{ cm}$ ,  $e = 19,5 \text{ cm}$ ,  $e' = 0,5 \text{ cm}$ ,  $e - e' = 19 \text{ cm}$ ,  $n = 15$ ,  $P = 5000 \text{ kg}$  und  $\sigma_b = 20 \text{ kg/qcm}$  (Fig. 3).

Die günstigste Lage der Nulllinie wird nach Gl. (6) bestimmt zu

$$x = 22 - \sqrt{22 \frac{22-9}{4} + \frac{3}{2} \cdot \frac{5000}{25 \cdot 20} \cdot 0,5} = 13,1 \text{ cm.}$$

Die Eisenspannungen sind

$$\sigma_e = 15 \cdot 20 \cdot \frac{22 - 13,1}{13,1} = 204 \text{ kg/qcm,}$$

$$\sigma_e' = 15 \cdot 20 \cdot \frac{13,1 - 3}{13,1} = 231 \text{ kg/qcm.}$$

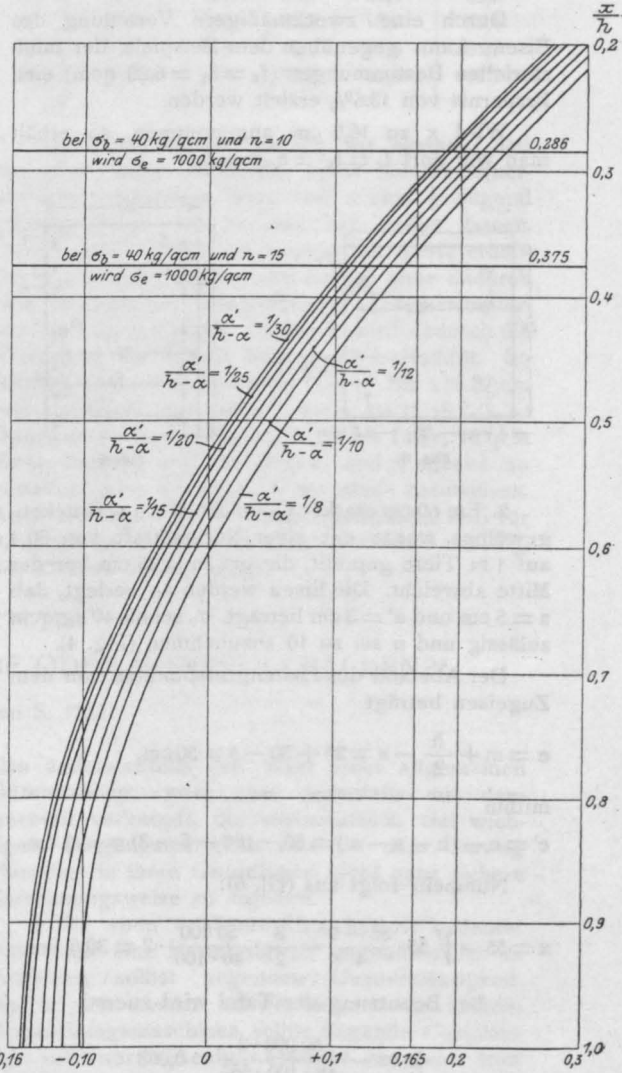


Fig. 2.

Mit Gl. (1) bzw. Gl. (2) erhält man

$$\begin{aligned} 204 \cdot 19 \cdot f_e &= 5000 \cdot 0,5 + \frac{20 \cdot 25}{2} \cdot 13,1 \left( \frac{13,1}{3} - 3 \right) \\ &= 6980 \text{ cmkg,} \end{aligned}$$

$$231 \cdot 19 f_e' = 5000 \cdot 19,5 - \frac{20 \cdot 25}{2} \cdot 13,1 \left( 22 - \frac{13,1}{3} \right) \\ = 39750 \text{ cmkg.}$$

Daraus

$$f_e = \frac{6980}{204 \cdot 19} = 1,80 \text{ qcm}$$

$$f_e' = \frac{39750}{231 \cdot 19} = 9,06 \text{ qcm} \\ \underline{\underline{10,86 \text{ qcm}}}$$

Durch eine zweckmäßigere Verteilung des Eisens kann gegenüber dem Beispiele der mini-steriellen Bestimmungen ( $f_e = f_e' = 6,28 \text{ qcm}$ ) eine Ersparnis von 13,5% erzielt werden.

Wird  $x$  zu 16,0 cm angenommen, so erhält man wie dort  $f_e = f_e' = 6,28 \text{ qcm}$ .

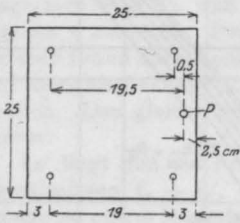


Fig. 3.

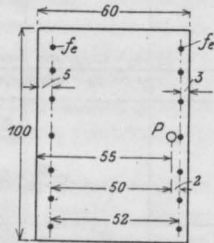


Fig. 4.

2. Ein 60 cm starker Querschnitt eines Brückengewölbes werde mit einer Normalkraft von 50 t auf 1 m Tiefe gepreßt, die um  $m = 25 \text{ cm}$  von der Mitte abweicht. Die Eisen werden so verlegt, daß  $a = 5 \text{ cm}$  und  $a' = 3 \text{ cm}$  beträgt.  $\sigma_b$  sei bei 40 kg/qcm zulässig und  $n$  sei zu 10 anzunehmen (Fig. 4).

Der Abstand des Lastangriffspunktes von dem Zugeisen beträgt

$$e = m + \frac{h}{2} - a = 25 + 30 - 5 = 50 \text{ cm,}$$

mithin

$$e' = e - (h - a - a') = 50 - (60 - 5 - 3) = -2 \text{ cm.}$$

Nunmehr folgt aus (Gl. 6):

$$x = 55 - \sqrt{55 \cdot \frac{55 - 9}{4} - \frac{3}{2} \cdot \frac{50000}{40 \cdot 100} \cdot 2} = 30,6 \text{ cm.}$$

Bei Benutzung der Tafel wird zuerst

$$\mu = -\frac{50000 \cdot 2}{40 \cdot 100 \cdot 55^2} = 0,008$$

und

$$\frac{a'}{h - a} = \frac{3}{55} = \frac{1}{18,3}$$

berechnet und hierauf  $\frac{x}{h - a} = 0,56$  oder  $x = 30,8 \text{ cm}$  gefunden.

(Gl. 2) ergibt nun:

$$\sigma_e f_e' (e - e') = 50000 \cdot 50 - \frac{40 \cdot 100}{2} \cdot 30,6 \left( 55 - \frac{30,6}{3} \right) \\ = -270000 \text{ cmkg.}$$

Es ist also eine Druckeisenanlage nicht erforderlich. Es ist somit die Aufgabe für eine einfache Armierung zu lösen. Aus (Gl. 2) wird  $x$  gefunden, indem  $f_e = 0$  gemacht wird:

$$50000 \cdot 50 - \frac{40 \cdot 100}{2} \cdot x \left( 55 - \frac{x}{3} \right) = 0.$$

Daraus  $x = 27,2 \text{ cm}$ .

Nun folgt aus (Gl. 3)  $\sigma_e = 410 \text{ kg/qcm}$  und aus (Gl. 1)  $f_e = 10,8 \text{ qcm}$ .

Würde dagegen  $\sigma_e$  zu 1000 kg/qcm gewählt worden sein, so könnte dadurch allerdings  $f_e$  auf 0,7 qcm herabgesetzt werden, es würde jedoch eine Druckeisenanlage von  $f_e' = 59,4 \text{ qcm}$  erforderlich werden. Der Eisenverbrauch würde dann etwa das Sechsfache des vöhrin errechneten betragen.

3. Derselbe Querschnitt sei durch ein reines Biegemoment von  $M = 2000000 \text{ cmkg}$  beansprucht. Soll die Tafel benutzt werden, so wird

$$\mu = \frac{2000000}{40 \cdot 100 \cdot 55^2} = 0,165$$

berechnet. Für  $\frac{a'}{h - a} = \frac{1}{18,3}$  zeigt die Tafel

$\frac{x}{h - a} = 0,326$ , mithin  $x = 55 \cdot 0,326 = 17,9 \text{ cm}$ . Die rechnerische Nachprüfung ergibt

$$x = 55 - \sqrt{55 \cdot \frac{55 - 9}{4} + \frac{3}{2} \cdot \frac{2000000}{40 \cdot 100}} = 17,8 \text{ cm}$$

Die weitere Rechnung ergibt  $\sigma_e = 836 \text{ kg/qcm}$ ,  $f_e = 48,4 \text{ qcm}$ ,  $f_e' = 14,4 \text{ qcm}$ , somit  $f_e + f_e' = 62,8 \text{ qcm}$ .

Unter Annahme von  $\sigma_e = 1000 \text{ kg/qcm}$  wird  $x = 15,72 \text{ cm}$ ,  $f_e = 39,8 \text{ qcm}$ ,  $f_e' = 25,6 \text{ qcm}$ ,  $f_e + f_e' = 65,4 \text{ qcm}$ .

Wie aus diesem Beispiele ersichtlich, wird in Fällen der reinen Biegung kaum eine erhebliche Ersparnis an Eisen bei dem jetzt gebräuchlichen

Verhältnis der Spannungsgrößtwerte  $\frac{\sigma_e}{\sigma_b} = \frac{1000}{40}$

= 25 erzielt werden. Meistens wird für  $(f_e + f_e')_{\min}$   $\sigma_e$  seinen größten zulässigen Wert nahezu erreichen oder sogar noch überschreiten. Letzteres wird namentlich stets der Fall sein bei der Annahme von  $n = 15$ . Es ist daher zweckmäßig, von Anfang an mit  $\sigma_e = 1000 \text{ kg/qcm}$  zu rechnen. Doch

wird sich für Verhältnisse von  $\frac{\sigma_e}{\sigma_b} > 25$  empfeh-

len, die günstigste Lage der Nulllinie aufzusuchen.

4. Ein Hallenbinder habe den in Fig. 5 dargestellten Querschnitt. An der zu untersuchenden Stelle betrage  $N = 40 \text{ t}$  und  $M = 17 \text{ mt}$ . Der Dreh-sinn des Momentes sei so bestimmt, daß durch dieses der Druck in der Platte vergrößert wird.



Wie ist die Bewehrung zu wählen, wenn  $\sigma_b = 40 \text{ kg/qcm}$ ,  $n = 10$  und  $a = a' = 5 \text{ cm}$  betragen soll.

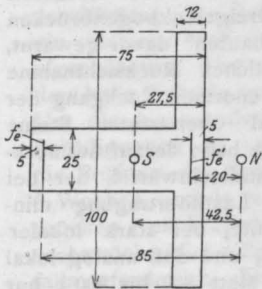


Fig. 5.

Die Normalkraft  $N$ , die mit dem Moment  $M$  zu einer Druckkraft  $N$  im Abstände von

$$m = \frac{M}{N} = \frac{17 \text{ tm}}{40 \text{ m}} = 0,425 \text{ m} = 42,5 \text{ cm}$$

zusammengesetzt werden kann, greift im Schwerpunkt des Betonquerschnittes an, dessen Abstand vom äußeren Plattenrande

$$s = \frac{75 \cdot 25 \cdot \frac{75}{2} + 75 \cdot 12 \cdot 6}{75 \cdot 25 + 75 \cdot 12} = 27,5 \text{ cm}$$

beträgt. Nun berechnet sich  $e'$  aus der Figur zu

$$e' = m - s + a' = 42,5 - 27,5 + 5 = 20 \text{ cm},$$

$$e = h - a - a' + e' = 75 - 5 - 5 + 20 = 85 \text{ cm}.$$

Aus (Gl. 6) finden wir wieder:

$$x = 70 - \sqrt{70 \cdot \frac{70 - 15}{4} + \frac{3}{2} \cdot \frac{40 \cdot 000 \cdot 20}{40 \cdot 100}} = 34,5 \text{ cm},$$

doch ist dieser Wert nur annähernd der günstigste. Das gleiche Resultat liefert auch die Tafel. Der weitere Rechnungsvorgang findet nun, wie vorhin erläutert, statt.

In der folgenden Tabelle sind für verschiedene Lagen der Nullinie die Eisenquerschnitte und deren Spannungen berechnet.

x	$\sigma_e$	$\sigma_e'$	$f_e$	$f_e'$	$f_e + f_e'$
cm	kg/qcm	kg/qcm	qcm	qcm	qcm
20	1000	300	12,6	58,2	70,8
21	933	305	13,6	54,1	67,7
24	767	317	17,0	44,2	61,2
27	637	326	20,9	36,3	57,2
30	533	333	25,6	29,6	55,2
33	448	340	31,4	23,9	55,3
36	378	345	38,5	18,9	57,4
39	318	349	47,2	14,5	61,7
42	267	353	58,3	10,4	68,7

Aus dieser Tabelle können wir ersehen, daß uns der unter Annahme eines Rechteckquerschnittes errechnete Wert von  $x$  eine genügend günstige Lage der Nullinie hat finden lassen. Denn  $x$  darf von seinem günstigsten Werte erheblich nach beiden Seiten abweichen, ohne dadurch eine wesentliche Vergrößerung des Eisenquerschnittes zu bedingen. Dagegen wird dadurch die Verteilung des Eisens bedeutend beeinflusst. So beträgt in unserem Beispiele  $f_e + f_e'$  für  $x = 27 \text{ cm}$  und  $x = 36 \text{ cm}$  nur um 4% mehr als  $(f_e + f_e')_{\text{min}}$ . Dagegen ist der Konstrukteur in der Lage, 18 qcm Eisen beliebig auf die Druck- und Zugseite zu verteilen oder sie gänzlich der einen zuzuweisen. Auch hier können wir wieder feststellen, daß für  $\sigma_e = 1000 \text{ kg}$  um ein bedeutendes, nämlich um 28% der Eisenverbrauch steigt.

## DISKUSSION ÜBER „WÜRFELPROBE ODER KONTROLLBALKEN?“

(Fortsetzung von S. 172.)

*Dr.-Ing. R. Färber, Oberingenieur der Firma  
Buchheim & Heister (Frankfurt a. M.):*

1. Unter den Bauteilen, für welche eine Materialprüfung in erster Linie in Betracht kommt, besitzen die auf Biegung beanspruchten in wirtschaftlicher Hinsicht die größte Bedeutung. Reine Würfel kommen so gut wie gar nicht vor, und auf prismatische zentrisch gedrückte Körper sollen sich nach der heutigen Ansicht der Anhänger der Würfelzerdrückung die an Probewürfeln gewonnenen Ergebnisse nicht ohne weiteres anwenden lassen. Stützen und Gewölbe scheiden also ebenfalls aus; die Bruchursache der letzteren ist übrigens so wie so mehr auf Biegung zurückzuführen. Die Würfelprobe hätte

also äußerstenfalls den Wert einer allgemeinen Gütemessung, wäre aber jedenfalls mit dem Nachteil verknüpft, die wirtschaftlich viel wichtigere Biegezugfestigkeit erst auf dem Umweg über eine in ihren Grundlagen nicht ganz sichere Berechnungsweise zu ergeben.

2. Die eben erwähnte Unsicherheit bedeutet aber noch eine Harmlosigkeit gegenüber der im Verfahren selbst liegenden Unzuverlässigkeit. Die in den ebenso schwerfälligen wie heikeln Zerdrückungsmaschinen selbst liegende Unsicherheit soll nur nebenbei erwähnt werden; weit wichtiger ist der folgende Gedankengang, der unweigerlich zu dem Schluß zwingt, daß man sich bei den Würfelproben rettungslos dem Zufall ausliefert. Die Behandlung der Oberflächen der Würfel ist verschieden, jedoch bringt man in der Mehrzahl der Fälle die Würfel im Anlieferungszustand in die Druckpresse. Ihre Herstellung erfolgt dabei meistens in den ebenso teuren

\* Wir veröffentlichen diesen Aufsatz, ohne ihn in allen Teilen zu billigen. Die Schriftleitung.

wie zerbrechlichen gehobelten gußeisernen Formkasten. Wer aber irgend einmal versucht hat, zwei ebene Metallflächen gasdicht zusammenzupassen, weiß, welche rohe Vorarbeit das bloße Hobeln bedeutet. Beim Abgleichen mit Gips oder Zement ist man aber selbstverständlich ganz von dem individuellen Geschick des betreffenden Arbeiters abhängig. Man kann daher getrost behaupten, daß es praktisch so gut wie unmöglich ist, einen Probewürfel derart zu drücken, daß völlig gleichmäßige Belastung erfolgt. Es werden stets nur unberechenbare inselartige Stücke der Oberfläche sein, welche den Preßdruck erhalten und weitergeben. Wer sich davon überzeugen will, der braucht nur eine der Innen-

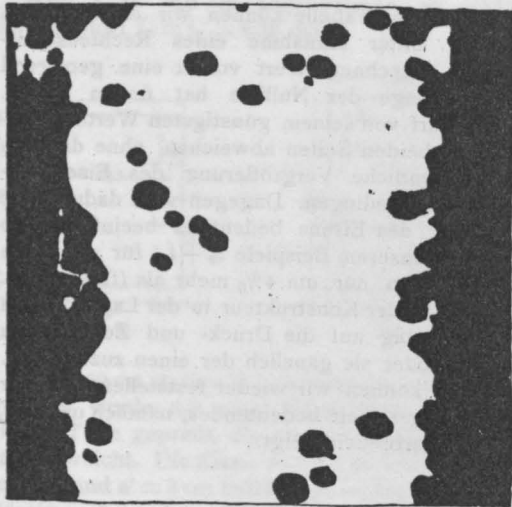


Fig. 1.

Abdruck zweier Seitenplatten einer gehobelten gußeisernen Würfelform. An den weiß gebliebenen Stellen wird der Betonwürfel erhaben aus der Form kommen.

flächen eines eisernen Formkastens mit feiner Rötelmasse dünn zu überstreichen, und eine der anderen Flächen darauf zu verreiben. Die vorstehende Fig. 1 zeigt den Umriss eines derartigen an einem ziemlich neuen Formkasten  $20 \times 20$  entnommenen Abdruckes.

Wie man sieht, hat sich nur der kleinste Teil der Gesamtfläche berührt, alles andere lag hohl, obwohl doch sämtliche Würfelseiten wahrscheinlich auf einer und derselben Hobelmaschine hergestellt worden sind. Wenn es erlaubt wäre, sich den Würfel in lauter quadratzentimetergroße prismatische Stäbe in der Druckrichtung zerschnitten zu denken, so würden schon minimale Abweichungen in der Länge der einzelnen Stäbe Spannungsunterschiede von leicht  $100 \text{ kg/qcm}$  bedeuten. Das tatsächliche Verhalten ist jedoch noch viel unberechenbarer und ungünstiger. Man weiß, daß Würfel, welche absichtlich nur auf

einem kleinen Teil der Oberfläche belastet werden, rein lokal außerordentlich hohe Spannungen ertragen. Ich habe aber schon vor mehreren Jahren in meinem Werk „Dreigelenkbogenbrücken und verwandte Ingenieurbauten“ davor gewarnt, über der fast ausschließlichen Rücksichtnahme auf diese Fähigkeit den enormen Rückgang der Gesamttragfähigkeit lokal überlasteter Steine außer acht zu lassen. Ich habe darauf aufmerksam gemacht, daß ein Sandsteinwürfel, der bei annähernd gleichmäßiger Lastübertragung mindestens  $60 \text{ t}$  tragen müßte, bei stark lokaler Überlastung nur  $10 \text{ t}$  trägt, und daß analog lokal überlastete Granitquader statt  $800$  bis  $900 \text{ t}$  nur  $90$  bis  $160 \text{ t}$  getragen haben. Was hilft da die Fähigkeit z. B. des Sandsteinwürfels, rein lokal  $2000 \text{ kg/cm}$  ohne Schaden ertragen zu können; sie beweist nur, daß man auf selbsttätigen Ausgleich durch Zermalmung lokal überlasteter Punkte nicht rechnen kann.

3. Der tatsächliche Spannungszustand eines Betonwürfels in der Druckpresse wird sich nach dem Gesagten in unberechenbarer Weise irgendwo zwischen den beiden Grenzzuständen: mathematisch genaue gleichmäßige Pressung der beiden Druckflächen einerseits und starke lokale Überlastung, d. h. Druckübertragung auf einen ganz kleinen Teil der Oberfläche andererseits befinden. Der erstere Zustand ergibt mindestens  $6$  bis  $10$  mal so hohe Tragfähigkeit, als der letztere, und wenn man auch bei großer Sorgfalt im Verfahren eine ziemliche Annäherung an den Idealzustand voraussetzen darf, so erfordert doch die einfachste Logik, daß man von einem Zwischenzustand eben auch nur ein Zwischenergebnis erwarten kann. Dieses Zwischenergebnis muß natürlich kleiner ausfallen, als das im Idealzustand Mögliche; letzteres aber wird höchst wahrscheinlich mit der Biegezugfestigkeit übereinstimmen, und man muß sich bei der enormen Schwankungsmöglichkeit wundern, daß bei Laboratoriumsversuchen noch einigermaßen so etwas wie eine ganz rohe Konstanz des Verhältnisses von Biegezugfestigkeit und Würfelfestigkeit zu beobachten ist. Die durchschnittliche Praxis kennt jedenfalls sehr große Unsicherheiten und wird sich darüber nicht mehr wundern, sobald sie den tatsächlichen Belastungszustand der Probewürfel als irgendwo zwischen  $2$  Grenzzuständen liegend würdigt, deren Ergebnisse bei gleichem Material mindestens um das  $6$  bis  $10$ fache auseinander liegen. Es erscheint mir ganz aussichtslos, dieses notwendig voraussetzende Zufallsspiel irgendwie rechnerisch fassen zu wollen. Nur soviel kann man von vornherein absehen, daß mit wachsender Größe der Druckfläche die Annäherung an den Idealzustand abnimmt, die scheinbare Druckfestigkeit also kleiner ausfallen wird.

4. Die großen Schwankungen, denen die Versuchsergebnisse an Probewürfeln notwendig unterlagen, haben leider zu einer übertriebenen Beschuldigung des Betons geführt. Er wurde als ein Material von unberechenbaren Festigkeitseigenschaften dargestellt, demgegenüber besonders hohe Sicherheitsvorschriften am Platze wären. Um die hieraus der Betonindustrie erwachsenen Schädigungen zu beseitigen, ist es notwendig, die Prüfung der Festigkeit des Betons erst nach 6 Wochen und in anderer Weise als durch Zerdücken von Würfeln vorzunehmen. Frühere als sechswöchentliche Prüfungen sind natürlich ebenfalls erforderlich, dienen aber nur als Behelf bei der Wahl der Materialien, Mischung, Ausschalungs-termin usw.; der Besteller eines Werks jedoch hat rechtlich betrachtet höchstens ein Interesse an der bei der Benutzung vorhandenen Betonfestigkeit und im großen ganzen fällt der früheste Benutzungstermin mit der Sechswochenfrist zusammen, innerhalb deren auch die Erhärtung in der Hauptsache vollendet ist. Als Prüfungsobjekte kommen aber bei Abwägung aller Umstände wohl nur auf Biegung beanspruchte, zweckmäßig armierte Betonbalken in Betracht. Dieser erstmals von Emperger ausgesprochene Gedanke ist zunächst ja einfach genug; die Schwierigkeit liegt in der zweckmäßigen Übertragung in die Praxis, und in dieser Beziehung scheinen mir auch die dankenswerten Anregungen Empergers noch keine abgeschlossene und handliche Lösung der Frage zu ergeben.

5. In der Überzeugung, daß nur eine wirklich handliche Maschine für Biegungsdruck sich allgemeinen Eingang verschaffen und den auf der Betonindustrie lastenden Alp der Würfelprobe beseitigen könnte, habe ich seit einigen Jahren die Idee von allen Seiten erprobt. So entstand schließlich der der Firma Buchheim & Heister patentamtlich geschützte Festigkeitsprüfer. In seiner endgültigen Form wird er das Beste aus den Erfahrungen einer langen Reihe von Vorversuchen verwirklichen. Er wird mit nur 22 l Wasser Probekbalken von 10 cm Breite und 12 cm Höhe und dabei nur 1 m Länge, oder I-Träger bis NP. Nr. 12 zum Bruch bringen können. Er wird sich aber ebensogut auch zu der neuerdings verlangten Messung der Biegungszugfestigkeit eignen. Da die eingehende Beschreibung des endgültigen Typs und der damit zu erzielenden Ergebnisse naturgemäß einer besonderen Veröffentlichung vorbehalten bleiben muß, so sei hier nur eine Figur eines für Balken von 6·6 cm Querschnitt gebauten Modellapparates mitgeteilt, welcher allerdings noch nicht alle Verbesserungen aufweist.

Wie aus Fig. 2 ersichtlich, wird der Probekbalken stehend geprüft. Diese Anordnung hat den Vorteil, daß trotz Verwendung nur einer

Last die Versuchsstrecke querkräftfrei bleibt. Die dafür hinzukommende Normalbelastung wirkt sehr günstig, denn sie vermehrt die Betonspannung und verringert die Eisenspannung; der Einfluß der Auflagerungsbedingungen ist vollkommen ausgeschaltet. Die stehende Anordnung hat zur Folge, daß bei dem abgebildeten Modellapparat die Maximallast von nur 450 kg auf der vorderen Schneide des oberen Hebels bereits zwei gleiche Einzelkräfte von zusammen rund 3500 kg auf den Balken hervorruft. Aber auch die direkte Belastung des Kopfhebels ist, trotzdem sie allein schon eine starke Lastersparnis bringt, noch zu unhandlich. Es ist daher ein Waghebel eingebaut worden, der es gestattet, die

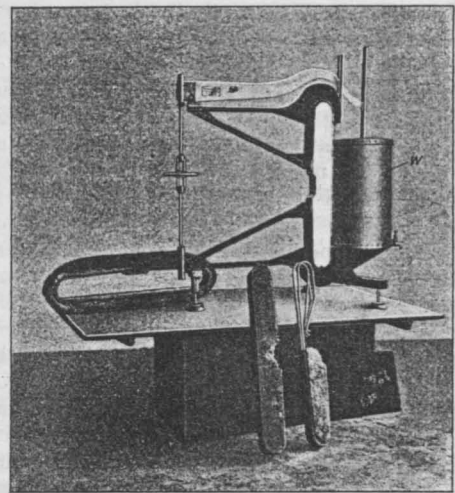


Fig. 2.

Festigkeitsprüfer, System Buchheim und Heister;  
D. R. P.

Links Probekbalken mit bandförmiger Armierung.

Belastung noch weiter zu reduzieren. So genügt bei dem abgebildeten Modellapparat ein Gewicht von 11 kg, welches als Schwimmer ausgebildet ist, also bei vollständiger Füllung des Wassergefäßes W keinen Druck ausübt, beim Ablassen des Wassers aber langsam zur Geltung kommt und nötigenfalls durch Füllung mit Wasser bis 22 kg gesteigert werden kann. Ein für allemal berechnete Tabellen ergeben die zu jeder Belastung gehörige Betonspannung. Der Prüfende kann sich also, da die Belastung in beliebig regulierbarem Tempo von selbst langsam und stoßfrei zunimmt, ganz der Beobachtung des Probestücks widmen; er hat nur nötig, durch Drehung des Handrades die Zugstange jeweils so viel zu verkürzen, als sich die vordere Schneide des Kopfhebels durchgebogen hat, so daß der Waghebel nach Augenmaß wagrecht bleibt. Alle

Teile auch des endgültigen Apparates sind so leicht, daß sie ohne große Anstrengung von dem Prüfenden selbst gehandhabt werden können, so daß sich die Zuziehung von Arbeitern (abgesehen vom Transport der ganzen in einer starken Kiste nach Art eines großen Reißzeugs handlich verpackten, überall aufstellbaren Maschine) erübrigt. Das trägt jedenfalls sehr zur Schonung des übrigen nicht sonderlich heikeln Apparates bei. Das Arbeiten mit diesem Festigkeitsprüfer geht so flott von statten, daß eine einzelne Balkenprobe höchstens 5 bis 10 Minuten in Anspruch nimmt.

6. Die Frage der zweckmäßigen Armierung der Probekörper ist verhältnismäßig einfach zu beantworten. Soll die Probe ein Maßstab für die Betongüte werden, so muß die Anordnung eine derartige sein, daß beim Eintreten der Betonbruchspannung das Eisen keine andere als elastische Längung erfahren hat. Nach meiner Beobachtung eignet sich hierfür für alle Betonsorten eine rund vierprozentige Armierung und halte ich es für das Beste, diese Ziffer konstant beizubehalten. Für rein wissenschaftliche Untersuchungen wird natürlich auch die Erprobung einer und derselben Betonsorte mit verschiedenen Armierungsprozentätzen erforderlich. Da man im Gegensatz zur Würfelprobe davon ausgehen kann, daß dieselbe Betonsorte auch dieselbe Festigkeit unabhängig von der Armierung geben muß, so deutet die bislang beobachtete Steigerung der Festigkeit mit wachsender Armierung notwendig auf eine Unrichtigkeit im Rechnungsverfahren. Versuche mit variablen Armierungsprozentätzen werden also zu einer Verbesserung der Spannungsberechnung führen können und eine dankbare Aufgabe für die auf dem Gebiet des Eisenbetonbaues wissenschaftlich Tätigen bilden. Es sei bei dieser Gelegenheit beispielsweise auf den auch bei den Suensonischen Versuchen in die Augen fallenden Fehler aufmerksam gemacht, der in der Annahme einer im Schwerpunkt der Eiseneinlage konzentrierten Spannung liegt, wenn die Ausdehnung der Einlage nicht im Verhältnis zur Nutzhöhe sehr klein ist. Ich bin deshalb, sowie auch um eine sichere Festlegung der Eiseneinlage in einfachster Weise zu erhalten, zu der in Fig. 2 links ersichtlichen bandförmigen Armierung, welche nur einige Millimeter Stärke zu haben braucht, übergegangen. Da der Beton der Zugzone nicht mitgerechnet wird, so ist es für die reine Beurteilung der Betondruckfestigkeit nicht nötig, das Eisen vollständig einzubetonieren, wenn nur für seine unverschiebliche Verbindung mit der Druckzone Sorge getragen wird, was leicht zu erreichen ist. Es wird bei dieser Anordnung gar nicht jedesmal nötig sein, den ganzen Balken neu anzufertigen; man braucht nur die eigentliche Versuchsstrecke herauszuheben,

kann aber die Balkenköpfe, welche unbeschädigt bleiben, immer wieder verwenden. Natürlich gewinnen diese Vorteile dadurch noch erheblich an praktischer Bedeutung, daß der neue Festigkeitsprüfer leicht transportierbare Balken von nur 1 m Länge erfordert.

7. Wie die Wissenschaft aus der neuen Prüfungsmethode Nutzen ziehen kann, wenn sie davon ausgeht, daß dieselbe Betonsorte auch bei verschiedener Armierung gleiche Festigkeit ergeben muß, so wird die Praxis die fruchtbarsten Erhebungen über den Einfluß des Mischungsverhältnisses und der Zuschlagstoffe auf die Festigkeit des Betons machen können, wenn sie konstante Armierung benützt. Ich hatte schon früher in einer in der deutschen Bauzeitung (1910 Zementbeilage Nr. 21/22) veröffentlichten Abhandlung über den Straßenbahnviadukt in Horst-Emscher die Anschauung vertreten, daß das im fertigen Beton pro Kubikmeter enthaltene Zementgewicht  $c$ , nicht aber das Mischungsverhältnis der losen Teile in ökonomischer und technischer Beziehung maßgebend sei. Das erstere ist für den Praktiker ohne weiteres klar; bezüglich des letzteren aber kann ich mittels des Festigkeitsprüfers gewonnene interessante Versuchsergebnisse mitteilen. Anlässlich der Vorbereitungen für die Ausführung der Eisenbetonarbeiten im Erweiterungsbau des Bahnhofes Cassel durch die Firma Buchheim & Heister sind auch Versuche über den Einfluß der Zuschlagstoffe und des Mischungsverhältnisses gemacht worden. Da die Zeit knapp war, so entschlossen wir uns zunächst auf Grund der Augenscheinnahme für das Zuschlagmaterial, nämlich 50 vH gemischten Flußkies und 50 vH Basaltspätk. Von diesem Gemisch sind an verschiedenen Tagen mit verschiedenem Zementzusatz, aber nach Schätzung gleichem, plastische Mischung ergebendem Wasserzusatz Probekörper angefertigt und nach drei- und sechswöchentlicher Erhärtung im Festigkeitsprüfer zerdrückt worden. Dabei ergaben sich folgende Resultate:

Nr.	Zement (kg) im cbm Beton	Festigkeit in kg/qcm nach		Materialkonstante m nach	
		drei Wochen	sechs Wochen	drei Wochen	sechs Wochen
	$c$	$t_3$	$t_6$	$t_3 : c$	$t_6 : c$
I.	533	275	350	0,515	0,654
II.	458	216	312	0,472	0,682
III.	403	219	250	0,545	0,621
IV.	331	168	220	0,508	0,655

Die vorstehende Tabelle läßt eine deutliche Proportionalität von Zementmenge und Festigkeit

erkennen. Mit anderen Worten: „Untergleichen Verhältnissen ist der Quotient aus der Festigkeit und der aufgewendeten Zementmenge konstant (Materialkonstante).“

Die Tabelle zeigt, daß die Konstanz nach sechs Wochen ganz deutlich und besser in die Erscheinung tritt, als nach drei Wochen: es ist also anzunehmen, daß die Wirkung der Verschiedenheiten im Wasserzusatz u. dergl. mit der Zeit verschwindet. Natürlich wird die Proportionalität von Zementmenge und Festigkeit nach oben und unten Grenzen haben, deren Erforschung eine dankbare Aufgabe für Wissenschaft und Praxis bildet. Die Materialkonstante hängt außer vom Alter auch von den Zuschlagstoffen und der Zementqualität ab. Man kann aber den Satz aufstellen: „Je höher die Materialkonstante, desto geeigneter die Materialien.“ Bei bestimmtem Kiesmaterial hat also die Materialkonstante ohne weiteres die Bedeutung einer Qualitätsziffer für den Zement; der Festigkeitsprüfer kann also ganz speziell auch der Zementprüfung dienen. Bei bestimmtem Zement aber ergibt die Materialkonstante ein Maß für die Eignung der Zuschlagstoffe und dient als Unterlage für wichtige technisch-wirtschaftliche Entscheidungen.

8. Die mitgeteilten Beispiele dürfen wohl genügen, um ein Bild von dem Ausblick zu geben, welcher sich für die gesamte Betonindustrie und alle daran Interessierten durch Verlassen der Würfelprobe und Annahme des neuen Prüfungsverfahrens eröffnet. Auf der einen Seite ein mühsamer, kostspieliger und unsicherer Weg ohne Ziel, auf der anderen eine bequeme allgemein zugängliche Straße, auf der jeder Schritt das Ziel einer gründlicheren Erforschung und Erprobung unseres Materials näher bringt. Der erforderliche „Festigkeitsprüfer“ wird in jedem Büro, an jedem Platz mit Leichtigkeit aufgestellt, ohne Schwierigkeit wieder zusammengelegt und überall hin billig verschickt werden können. Sein Preis wird nur einen Bruchteil der Kosten einer Betonpresse, seine Verwendbarkeit und Zuverlässigkeit ein umgekehrt entsprechendes Vielfaches betragen.

### Professor B. Kirsch (Wien):

Die Entscheidung, welche der beiden Proben zur Beurteilung der Betonfestigkeit im Bauwerk zu bevorzugen ist, kann von verschiedenen Standpunkten aus getroffen werden.

Vom rein wissenschaftlichen Standpunkt gilt als Norm, daß zur Bestimmung der Festigkeitseigenschaften eines Materials jene Versuche zu bevorzugen sind, welche am meisten klar und durchsichtig verlaufen oder mit anderen Worten, die einfachsten Versuche. Es herrscht aber kein Zweifel darüber, daß die Probe am Betonwürfel

auf Druck viel einfacher und daher mit viel weniger Fehlerquellen behaftet verläuft, als eine Biegeprobe mit einem dünnen Betonbalken, der übermäßig armiert werden muß, damit sein Bruch durch Überwindung der Druckfestigkeit eingeleitet wird.

Der wissenschaftliche Standpunkt setzt allerdings voraus, daß die Hilfsmittel zur Prüfung in gleicher Weise für Druck wie für Biegung zur Verfügung stehen. Hier tritt nun die erste Verschiebung des Standpunktes für die Beurteilung der Frage ein. Die Apparatur für die Kontrollbalkenprobe ist billiger zu beschaffen wie eine Presse und da man den nächst zum Ziele führenden Weg nicht einschlagen will — nämlich beim Betonieren gleichzeitig hergestellte Würfel an das nächst gelegene Laboratorium zu senden — und da man nicht so viele Pressen beschaffen kann, als gleichzeitige Baustellen in Betracht kommen, so greift man zu dem mit zahlreichen Fehlerquellen behafteten Kontrollbalkenverfahren, „System“ v. Emperger. Meines Erachtens ist die ganze Frage nur mehr eine finanzielle, und zwar nur bezüglich der Beschaffung der Pressen, die freilich wie andere Maschinen zum Bau gehören sollten. Die Unternehmer, welche auf jeden ihrer Bauplätze diverse Maschinen und Geräte zu transportieren haben, würden den Mittransport einer kleinen Presse für 10 cm-Würfel (entsprechend dem Kontrollbalkenquerschnitt von  $7 \times 10$  cm) gar nicht empfinden. Die Kosten einer solchen Presse betragen etwa 1600 Kronen, so daß einschließlich der wiederholt in Betracht kommenden Transportpesen und der Reparatur- und Amortisationskosten ein jährliches Erfordernis von ca. 60—80 Kronen sich ergibt. Bei sorgfältiger Arbeit mit der Presse dürften die Fehler wohl immer unter 10 vH verbleiben. Die Ungleichmäßigkeit des Betons müßte gesondert in Betracht gezogen werden, bezw. fällt sie aus der Untersuchung durch Mittelbildung bei mehreren gleichartig ausgeführten Proben.

Die Zahl der Fehlerquellen bei den Kontrollbalken ist ganz unverhältnismäßig größer; die in Deutschland und Österreich im Zuge befindlichen, diesbezüglich zur Aufklärung unternommenen Proben sind gewiß sehr dringend nötig, ehe man zu diesen Bälkchenproben übergeht. Ich glaube, daß die Ungenauigkeiten bei der Herstellung (insbesondere bezüglich der Lage der Eisen, bezüglich der zufälligen Zusammenlagerung größerer Steine in dem kleinen Querschnitt von  $7 \times 10$  cm<sup>2</sup>, bezüglich des Einstoßens in die langen Formkästen) verbunden mit Störungen der Kohäsion beim Transportieren und mit lokalen Beanspruchungen der konzentriert wirkenden Belastungen, sowie der Unmöglichkeit, die Lasten durch Abzählen von Ziegelsteinen genau festzustellen und Stöße beim Experiment auf der Bau-

stelle zu vermeiden, zu viel größeren Fehlern führen müssen als beim einfachen Druckversuch. Ich schätze den Gesamtfehler auf 20—30 vH. Zu alledem kommt der Umstand, daß die Biegedruckfestigkeit nur durch eine Hypothese errechnet werden kann, welche in mancher Beziehung anfechtbar ist. Lassen wir aber die Theorie ganz beiseite, denn wir bedürfen ihrer nicht, um das Unzweckmäßige des Kontrollbalkenversuches zu erkennen. Warum will man auf einem Umwege zu dem Ziele kommen, wenn man es bequemer und sicherer auf geradem Wege erreichen kann? Dies erinnert an Sportleute, die die Spitze eines Berges nicht auf dem sicheren und bequemen Wege aufsuchen, sondern über eine steile Wand klettern müssen, an welcher allerlei Gefahren sie umlauern. Es erinnert mich dieses Vorgehen auch an die Anbieter der Kugeldruckprobe, welche dieselbe nicht bloß zur Härtebestimmung verwenden wollen, sondern die Zugfestigkeit mit derselben bestimmen möchten, indem sie den Druckpunkt nahe dem Rande wählen, so daß an demselben Einrisse entstehen. Man glaubte wirklich die klare und einfache Zugprobe entbehrlich halten zu können. Ein Zusammenhang jenes Druckes beim Einriß und der Zugfestigkeit ist ja gewiß vorhanden, derselbe ist aber von Umständen abhängig, die sehr mannigfaltig zur Wirkung kommen werden. Ebenso wird ein Zusammenhang zwischen dem Rechnungsergebnis, genannt Betonbiegedruckfestigkeit, und der Druckfestigkeit beim Würfeldruckversuch vorhanden sein,

aber derselbe muß veränderlich sein, je nachdem der Querschnitt ein Rechteck oder (wie beim Rippenbalken) anders gestaltet ist. Wenn man die Presse umgehen will, also den Fortschritt der Verfestigung nicht durch Würfeldruck bestimmen will, so gäbe es noch andere „Systeme“, die eventuell vorgeschlagen werden könnten. In Abhängigkeit mit der Druckfestigkeit sind alle Widerstände beim Eindringen, schließlich auch die Abnutzbarkeit u. a.

Nicht daß ich diese empfehlen möchte — ich nenne sie nur der Kuriosität wegen —, denn ich muß dabei bleiben, daß die einfache Druckprobe das Naheliegendste, Einfachste und zugleich bezüglich der Kosten nicht Unerreichbare darstellt.

Ich möchte schließlich daran erinnern, daß Sanders, der wohl die Kontrollbalken zuerst und zwar durch Jahre hindurch angewendet, diese Proben wieder aufgab. Seine Erfahrungen dürften also nicht zur Weiterverwendung animiert haben. Auf die nebensächliche Frage, wer der geistige Urheber dieses Vorschlages war, will ich nicht eingehen. Es mag so mancher daran gedacht haben, statt der Druckproben Biegeversuche auszuführen, denn die Idee ist ja naheliegend, aber nur wenige haben den Mut gehabt, diese fehlerreiche Methode, noch dazu am Bauplatz, zu verwenden. Jedenfalls ist Vorsicht angezeigt, wenn man beabsichtigen sollte, eine solche Probe vielleicht gar amtlich obligat zu machen.

## ZUR FRAGE DER HAFTUNG ZWISCHEN EISEN UND BETON.

In der Zeitschrift des Vereines Deutscher Ingenieure 1911, S. 640 bespricht Prof. Baumann meine in dieser Zeitschrift 1910 Heft 9 mitgeteilten „Versuche über die Haftung zwischen Eisen und Beton“. Zur tatsächlichen Richtigstellung einiger Mißverständnisse in jener Besprechung sei zunächst das Folgende bemerkt:

Professor Baumann schreibt, daß zur Aufnahme der Meßschneide „ein Loch im Beton hergestellt“ bezw. „der Beton einseitig vom Eisen entfernt“ worden war. Dieses läßt die Vermutung aufkommen, daß das fragliche Loch im Beton von mir durch Bohren, Meißeln oder dergl. hergestellt worden sei, wodurch natürlich leicht die von Herrn Baumann gerügten Spannungsstörungen eingetreten wären. Tatsächlich wurde das Loch aber so hergestellt, daß in die Form an den betr. Stellen ein vor dem Versuch entfernter Holzkern eingelegt wurde, so daß Spannungsstörungen nicht zu befürchten waren.

Ferner wurde um den eben genannten Holzkern für das Loch zur Aufnahme der Meßschneide

nicht direkt der im übrigen verwandte Beton gestampft, sondern es wurde um den Kern zunächst eine Vorlage von abgesiebtem Beton gemacht, so daß sich in der Nähe der Meßschneide im ungünstigsten Falle Kieskörner von nicht mehr als 5 mm größtem Durchmesser befanden, im allgemeinen jedoch nur ein Mörtel aus Zement von 1 bis 2 mm Korngröße. Es treffen daher die Figuren 3 und 4 in der Besprechung des Herrn Baumann und die daran geknüpften Schlüsse nicht zu.

Der Eintritt einer Verschiebung zwischen Beton und Eisen wird naturgemäß um so früher beobachtet werden, je größer die Meßfeinheit der verwendeten Apparate ist. Die von mir gefundenen Werte für die Haftfestigkeit sind erheblich geringer als die bisher auf Grund früherer Versuche meist angenommenen Werte. Meine Werte decken sich ungefähr mit den neuesten vom Deutschen Ausschuss für Eisenbeton\*) ver-

\*) Veröffentlichungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, 1911, Heft Nr. 7.

öffentlichten Werten, die bei Versuchen in Dresden ermittelt wurden. Bei allmählich stufenweiser Belastung von 90 Tage alten Balken (60 Tage feuchte Lagerung, 30 Tage trockene Lagerung) im Mischungsverhältnis 1:2:2 wurde dort eine Haftfestigkeit von im Mittel 5,7 kg/qcm gefunden, während andere Forscher etwa 3 bis 5 mal so hohe Werte ermittelt hatten. Der große Unterschied der stark voneinander abweichenden Zahlen ist auffällig und muß durch besondere Umstände bedingt sein. Eine Erklärung hierfür dürfte m. E. in Folgendem zu finden sein:

Die Verschiebungen zwischen Beton und Eisen treten nicht plötzlich, sondern allmählich ein. Es ist daher die Forderung zu stellen, daß bei Angabe von Werten über die Haftfestigkeit bezw. den Gleitwiderstand genau definiert wird, welche Größe der gegenseitigen Verschiebung zwischen Beton und Eisen als Beginn der Verschiebung angesehen wurde. Derartige Definitionen enthalten Versuchsberichte im allgemeinen nicht; sie lassen sich aber meist indirekt aus der Meßgenauigkeit der verwendeten Apparate ableiten.

Hierzu ist noch folgendes zu bemerken: Wenn zwei Apparate nominell die gleiche Meßfeinheit von z. B.  $\frac{1}{200}$  mm gestatten, so können sie doch hinsichtlich des Eintrittes einer Verschiebung zwischen Beton und Eisen sehr verschiedene Werte angeben. Aus diesem Grunde dürfte auch der in Dresden verwandte Meßapparat nach der Bauart von Martens-Kennedy einer Mikrometerschraube von nominell gleicher Meßfeinheit wesentlich überlegen sein. Es erscheint recht schwierig, mit einer Mikrometerschraube im vorliegenden Falle Verschiebungen von  $\frac{1}{200}$  oder auch nur  $\frac{1}{100}$  mm zu messen und noch dazu den Beginn von Verschiebungen, weil die Messung in hohem Grade von der persönlichen Geschicklichkeit des Beobachters abhängig ist und die Mikrometerschraube bei der Messung mit der Hand berührt werden muß, was bei dem Dresdener Apparat nicht der Fall ist. Es erscheint daher wohl verständlich, daß die Dresdener Versuche geringere Werte für die Haftfestigkeit ergaben als Versuche, bei denen Mikrometerschrauben verwendet wurden.

Ferner ist bei der Mitteilung von Haftfestigkeitswerten die Forderung zu stellen, daß Angaben darüber gemacht werden, an welchen Stellen des Versuchskörpers die Verschiebung zwischen Eisen und Beton gemessen wurde. Ich habe bereits in dieser Zeitschrift 1910, Heft 9 darauf hingewiesen, daß es nicht besonders zweckmäßig erscheint, diese Verschiebung bei Balken an den Stirnflächen zu messen. Hier herrscht nur ein außerordentlich kleines Biegemoment und dementsprechend geringe Spannungen. Will man den Eintritt von Verschiebungen zwischen Beton und Eisen messen, so hat dies zweckmäßig an

Stellen zu geschehen, wo die Biegemomente und Spannungen möglichst groß sind.

Aus diesem Grunde habe ich bei meinen Versuchen die Verschiebungen an den früher mitgeteilten Stellen gemessen. Es zeigte sich dabei auch stets, daß die Verschiebungen an den Balkenstirnflächen erst später eintraten und geringer waren, als die Verschiebungen an den anderen Stellen des Balkens.

Schon vor meinen Versuchen hat die französische Regierungskommission — ohne daß mir letzteres bekannt war — ähnliche Versuche ausgeführt, bei denen die Verschiebung nicht nur an den Balkenenden, sondern auch an anderen Stellen der Balken gemessen wurde und zwar ebenfalls mit recht empfindlichen Apparaten. Die Ergebnisse sind außerordentlich interessant und führen mit Rücksicht auf die zweckmäßige Wahl der Meßstellen und die hinreichende Empfindlichkeit der Meßapparate zu Haftfestigkeitswerten, die erheblich geringer sind, als alle bisher veröffentlichten Werte. Herr Graf-Stuttgart schreibt über die Versuche in „Beton und Eisen“ 1910, Nr. 7/12 folgendes:

„Beleuchtet werden die Darlegungen noch durch Versuche, welche die französische Regierungskommission veröffentlicht hat. An Balken nach Fig. 54 sind die Bewegungen eines Eisens im Beton durch Mikroskope und andere Apparate beobachtet worden auf Stellen, welche 80 cm vom Balkenende entfernt waren und an denen das Eisen freigelegt war. Dieses Bloßlegen wird der Erzeugung eines Risses gleichzustellen sein (vergl. auch unter Ziff. 2).

Fig. 55 und 56 enthalten die Ergebnisse von zwei Balken. Man erkennt, daß die Eiseneinlagen an der Beobachtungsstelle mit steigender Last zunehmende Verschiebungen gegen den Beton erfahren haben. Im Falle der Abb. 55 begannen diese Verschiebungen zwischen den Belastungen 2360 und 3620; unter 9920 kg sind sie zu 0,0225 mm, unter 20 000 kg zu 0,1203 mm ermittelt worden.

Messungen an den Balkenenden ergaben für einen Versuchskörper unter der Last von 22 520 kg erstmals deutliche Bewegungen des Eisens gegenüber dem Beton, unter der vorhergehenden Belastung von 21 260 kg wurden solche Verschiebungen noch nicht ausgeprägt nachgewiesen; bei dem anderen Balken waren Bewegungen der Einlagen gegenüber dem Beton an den Balkenenden nicht zuverlässig erkennbar. Zur Beurteilung der Versuche ist beizufügen, daß die Zugspannungen im Eisen  $\sigma_e$  und die Gleitspannungen  $\tau_1$  nach den amtlichen preußischen Bestimmungen für die Last von 10 000 kg betragen

beim Balken zu Fig. 55	zu Fig. 56
$\sigma_e = 631$	962 kg/cm <sup>2</sup>
$\tau_1 = 7,0$	6,0

Die Ergebnisse deuten darauf hin, daß die Verschiebungen der Eisen in dem Beton an der Beobachtungsstelle, welche 800 mm vom Balkenende entfernt war, nicht eine unmittelbare Einleitung zu Verschiebungen der Eisen an den Balkenenden anzeigen, sofern die Beanspruchung des Gleitwiderstandes in bestimmten Grenzen bleibt.“

Während also 80 cm vom Balkenende entfernt Verschiebungen zwischen Beton und Eisen schon bei einer Belastung von 2360 bzw. 3620 kg beobachtet wurden, konnten am Balkenende erstmals bei einer Belastung von 22 520 kg derartige Verschiebungen nachgewiesen werden und der Eintritt der Verschiebungen fand bei Haftspannungen statt, die wesentlich unterhalb der nach unseren amtlichen Vorschriften zulässigen Spannungen lagen!

Aus Vorstehendem dürfte ersichtlich sein, daß der Begriff „Haftfestigkeit“ bzw. „Gleitwiderstand“ kein fest umschriebener, eindeutiger Begriff ist. Bei den Veröffentlichungen von Haftfestigkeitswerten aller Forscher wird man stillschweigend hinzufügen müssen: „Diese Werte gelten unter Voraussetzung jenes Meßverfahrens, jener Meßgenauigkeit und jener Wahl der Meßpunkte.“ Man kann daher, ehe nicht eine allgemeine Einigung zustande gekommen ist, welches Verfahren zur Bestimmung der Haftfestigkeit allgemein angewendet werden soll, um stets miteinander vergleichbare Werte zu erhalten, alle bisherigen Werte nicht als Absolutwerte, sondern nur als Relativwerte gelten lassen.

Ferner ergibt sich aus dem Vorstehenden, daß bei hinreichender Meßempfindlichkeit, insbesondere bei den französischen Versuchen Verschiebungen zwischen Eisen und Beton schon bei außerordentlich geringen Spannungen auftreten. Auch hier ist es erforderlich, übereinzukommen, bei welcher Größe der Verschiebung man die Verschiebung als eingetreten ansehen will. Dafür dürfte die Festsetzung von  $\frac{1}{100}$  mm zu empfehlen sein. Hiernach wäre die Wahl des Meßinstrumentes einzurichten. Es ist dabei die unbedingte Forderung zu stellen, daß ein Meßgerät, das  $\frac{1}{100}$  mm mit Sicherheit messen soll, und noch dazu, wenn es sich um den Beginn der Verschiebung handelt, mindestens noch die Ablesung von  $\frac{1}{500}$  bis  $\frac{1}{1000}$  mm gestattet. Es erscheint unzulässig, den Eintritt der Verschiebung von  $\frac{1}{100}$  mm mit einem Apparat zu messen, dessen Meßfeinheit (Einteilung der Skala) selbst nur  $\frac{1}{100}$  bis  $\frac{1}{200}$  mm beträgt, insbesondere dann, wenn diese Apparate, wie bei der Mikrometerschraube, von Hand bedient werden müssen.

Darmstadt, 29. 4. 1911. Dr.-Ing. E. Preuß.

Die vorstehenden Mitteilungen von Herrn Preuß zerfallen in zwei Teile, auf die ich getrennt einzugehen habe.

Der erste Teil (Absatz 1 bis 3) bezieht sich auf meine Besprechung der Versuche von Herrn Preuß in der Zeitschrift des Vereines Deutscher Ingenieure. In bezug auf ihn werde ich weiter unten zeigen, daß Herr Preuß nicht eine tatsächliche Richtigstellung von Mißverständnissen, sondern nur einige Ergänzungen zu seinem Versuchsbericht bringt, die zu einer Änderung meiner Bemerkungen und Schlußfolgerungen keine Veranlassung geben.

Hervorzuheben ist ferner, daß Herr Preuß meine Darlegungen über die Unmöglichkeit, seine Versuchsergebnisse zu erklären, ohne anzunehmen, daß die Balken weit früher Risse erhielten, als solche beobachtet werden konnten, unwidersprochen läßt.

Der zweite Teil der vorstehenden Mitteilung steht zwar mit meiner Besprechung in keinem Zusammenhang, doch könnte ein solcher vom Leser vermutet werden, so daß es angezeigt erscheint, auf einige Sätze einzugehen.

Zum ersten Teil Absatz 1 bis 3 der vorstehenden Darlegungen von Herrn Preuß.

Wenn Herr Preuß schreibt, daß die von mir gewählten Ausdrücke „im Beton wurde ein Loch hergestellt“ und „der Beton wurde einseitig vom Eisen entfernt“ die Vermutung aufkommen lassen, das Loch sei durch Bohren, Meißeln oder dergl. hergestellt worden und dadurch hätten die von mir besprochenen Spannungsstörungen entstehen können, so übersieht er erstens, daß ich diese unbestimmten Ausdrücke wählen mußte, weil sein Bericht über die Herstellung der Löcher keine Angaben enthält, zweitens, daß die Spannungsstörungen, die ich erwähne, mit der Art der Herstellung der Löcher gar nichts zu tun haben, sondern, wie aus meinen Darlegungen deutlich erhellt, durch das Vorhandensein der Löcher bedingt sind, daß die erwähnten Störungen also vorhanden sein werden.

Daß mit dem Meißeln oder Bohren eine Schädigung des Betons verbunden sein würde, ist richtig, doch findet sich eine dahingehende Bemerkung in meiner Arbeit nicht.

Was sodann die Mitteilung anbelangt, daß die Löcher mit Mörtel umstampft wurden, die Meßschneide also nicht unmittelbar im Beton gelagert war — die Dicke der Mörtelschicht wird nicht angegeben —, so habe ich zu erwidern, daß der Stein „St.“ von mir lediglich deshalb eingezeichnet worden ist, um die Ungleichförmigkeit der Dehnungs- und Spannungsverteilung im Beton, um



den es sich hier handelt, zu veranschaulichen. Ob ein solcher Stein oder grobes Sandkorn der Meßscheide etwas näher oder ferner steht, ändert daran nichts, daß solche Stücke Einfluß nehmen.

Die vorstehenden Mitteilungen des Herrn Preuß enthalten sonach nichts, was zu einer Änderung meiner Bemerkungen und Schlußfolgerungen Veranlassung geben könnte. Sie bringen nicht tatsächliche Richtigstellungen, sondern nur einige ergänzende Angaben.

Zum zweiten Teil der Darlegungen von Herrn Preuß:

1. Herr Preuß spricht aus: „Es ist daher die Forderung zu stellen, daß bei Angabe von Werten über die Haftfestigkeit bzw. den Gleitwiderstand genau definiert wird, welche Größe der gegenseitigen Verschiebung zwischen Beton und Eisen als Beginn der Verschiebung angesehen wurde“ und „Aus vorstehendem dürfte ersichtlich sein, daß der Begriff „Haftfestigkeit“ bzw. „Gleitwiderstand“ kein festumschriebener, eindeutiger Begriff ist“.

Demgegenüber bezeichnet als „Gleitwiderstand“ Bach, der diesen Begriff eingeführt hat (Mitteilungen über Forschungsarbeiten, Heft 22, 1905, S. 1): „den auf das Quadratcentimeter Staboberfläche bezogenen Widerstand gegen das Herausziehen oder Herausdrücken des Stabes“. Ist also zum Herausziehen oder Herausdrücken eines einbetonierten Stabes von der Oberfläche  $f$  die Kraft  $P$  erforderlich, so beträgt der „Gleitwiderstand“  $P : f$  kg/qcm. Daß es nicht angängig ist, die so definierte Größe des Gleitwiderstandes als „Haftfestigkeit“ zu bezeichnen, wie es Herr Preuß tut, ist an derselben Stelle ausgesprochen.

Im Hinblick auf die oben angegebene scharfe und klare Definition des Begriffs „Gleitwiderstand“ muß den obigen von Herrn Preuß herrührenden Sätzen jede Berechtigung abgesprochen werden.

2. Der Satz: „Es zeigte sich dabei auch stets, daß die Verschiebungen an den Balkenstirnflächen erst später eintreten und geringer waren, als die Verschiebungen an den andern Stellen des Balkens“ deutet darauf hin, daß Herr Preuß die Anschauung, daß ein Stab zuerst an der Stelle gleitet, von welcher aus er aus dem Beton herausgezogen wird, oder mit anderen Worten, daß die Beanspruchung des Stabes um so geringer ist, je tiefer die betrachtete Stelle im Beton liegt, für

neu hält. In der Tat ist jedoch diese Erkenntnis schon recht alt. Nicht nur sind hinsichtlich der Nietverbindungen ganz ähnliche Überlegungen bekannt, sondern schon in der ersten Versuchsarbeit über den Gleitwiderstand einbetonierten Eisens (S. 14 der oben angegebenen Quelle) ist ausgesprochen, daß der Hauptgrund für diese Erscheinung in der Elastizität des Eisens und des Betons zu suchen sein wird, welche eine gleichmäßige Verteilung der Stabkraft auf die einbetonierte Länge  $l$  nicht zustande kommen lassen. Es heißt dort: „Die auf den Stab ausgeübte Zugkraft tritt bei  $aa$  in der vollen Größe  $P$  in den Betonkörper ein. Hier erfährt der Stab seine größte Dehnung. Nach  $bb$  hin vermindert sich die Zugkraft in dem Maße, in welchem sie von der Staboberfläche auf den Beton übertragen wird. Damit ändert sich dann auch die Dehnung, welche der Stab erfährt, und die natürlich auf eine — wenn auch sehr kleine — Bewegung des Stabes gegenüber dem Betonkörper hinausläuft. Von einer gleichmäßigen Verteilung der Kraft  $P$  über die Länge  $l$  wird deshalb um so weniger die Rede sein können, je größer  $l$  und damit, unter sonst gleichen Verhältnissen die Spannung

$$\sigma = P : \frac{\pi}{4} d^2$$

ist“. Diese Verhältnisse finden sich auch ausführlich in C. Bach, Die Maschinenelemente, 8. Aufl. 1901, S. 124 besprochen. Eingehende Darlegungen in ähnlicher Richtung gibt Martens in dieser Zeitschrift 1908, S. 299. Vergl. auch die in der Zeitschrift des Vereines Deutscher Ingenieure, Nummer vom 27. Mai d. J. erscheinende Arbeit „Der Widerstand einbetonierten Eisens gegen Gleiten in seiner Abhängigkeit von der Länge der Eiseneinlagen.“

Bei dem gebogenen Balken hat das Eisen die Zugkräfte aufzunehmen. Es wird, genau wie der betrachtete Stab, von der Stelle her, an der die Belastung angreift, aus dem Beton herausgezogen. Es ist also nichts neues, daß die Gleitbewegung im Innern des Balkens beginnt und sich von dort aus gegen die Auflager hin fortpflanzt.

3. Die Bemerkungen über die Genauigkeit der Messungen mit Mikrometerschrauben lassen vermuten, daß Herr Preuß solche Messungen nicht in ausreichendem Umfang selbst vorgenommen haben dürfte. R. Baumann.

## LITERATURSCHAU.

Bearbeitet von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. F. Kögler (Dresden).

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

## I. Der Baustoff.

## 1. Herstellung und Verarbeitung.

Ciment de Portland blanc. Angaben über die Kosten, die Rohstoffe, die Herstellung und chemische Zusammensetzung, sowie die Zugfestigkeit von weißem Portlandzement. Le Ciment 1911. Nr. 3.

Influence de la finesse de mouture sur la resistance du ciment. Neue Versuchszahlen über die Verbesserung der Festigkeit des Zementes durch feineres Vermahlen werden mitgeteilt. Le Ciment 1911. Nr. 3.

Concrete mixers. Beschreibung der „Pansy“ Betonmischmaschine, bestehend in einer runden offenen Pfanne mit einem pflugartigen Rührwerk. Als Vorteile werden genannt: einfache Bauart, jederzeit sichtbarer Mischungsvorgang, selbsttätige Reinigung. Mit 2 Abb. Concr. and Constr. Engg. 1911. Nr. 4.

Neuer Rundeisenbieger. Zum Biegen von 30—45 mm starken Rundeisen auf der Baustelle auf kaltem Wege durch nur einen Arbeiter. Mit Abb. Zement und Beton 1911. Nr. 16.

## 2. Prüfung und Untersuchung.

Le ciment Portland, son hydratation et sa constitution. Von Prof. S. Keisermann. Über die Zusammensetzung und das Abbinden des Zements; Besprechung der verschiedenen Theorien. Chemische Betrachtungen. Revue mat. constr. trav. publ. 1911. Nr. 2, 3 u. ff.

Défaillances des essais usuels de ciment Portland. Nach einem Bericht von R. Meade an die Gesellschaft amerikanischer Chemiker werden die Mängel der verschiedenen Prüfungsverfahren für Zement besprochen; insbesondere wird die Raumbeständigkeitsprobe einer eingehenden Betrachtung unterzogen (in kochendem Wasser, in Dampf, über und im Wasser von 50°). Le Ciment 1911. Nr. 3 ff.

Das Hydratwasser im Traß. Von Anton Hambloch. Wesen und Bedeutung des Hydratwassers für die Verwendungsfähigkeit des Trasses als hydraulisches Bindemittel und Begründung des vom Deutschen Verband für die Materialprüfungen der Technik vorgeschriebenen Mindestgehalts von 7 vH an Hydratwasser (Konstitutionswasser). Zement u. Beton 1911. Nr. 16.

Propriétés thermiques du béton. Versuche über die Wärmeeigenschaften des Betons. Die Wärmeausdehnungszahl wird zu  $3,05 \cdot 10^{-6}$  für

1° C. angegeben. Die Probekörper (1:2:5 0,15 cm) ergaben eine Druckfestigkeit von 190 kg/qcm; sie verloren bei einer 2stündigen Erhitzung auf 500° C von ihrer Festigkeit 50 vH, bei 4stündiger Erhitzung 43 vH; bei 800° C war der Verlust 38 vH für 2 Stunden, 66 vH für 4 Stunden. Ferner wurden Probekörper geprüft; die Bruchlasten verhielten sich wie 5,70:2,75:1,95, je nachdem die Balken nicht, 1 Stunde oder 2 Stunden einer Hitze ausgesetzt waren, die die Oberfläche sintern ließ. Folgen weitere Angaben und Zahlen über die spezifische Wärme und das Wärmeleitungsvermögen des Betons. Le Ciment 1911. Nr. 3.

La détérioration par le temps des pierres de construction, particulièrement au dôme de Cologne. Prof. von der Kloes sucht an einer großen Reihe von Beispielen nachzuweisen, daß oft der Mörtel schuld ist an der raschen Zerstörung der Bausteine. Revue mat. constr. trav. publ. 1911. Nr. 3.

Effets des eaux-vannes sur le béton de ciment. Mitteilung von S. H. Chambers an das Concr. Institute über das Verhalten des Zementbetons gegenüber Schleusenwässern. Le Ciment armé 1911. Nr. 4.

Contrôle de la resistance du béton par les poutres-étalons. Kurze Besprechung des Empergerschen Vorschlages der Verwendung von Kontrollbalken zur Prüfung der Betonfestigkeit. Le Ciment armé 1911. Nr. 3.

## 3. Wirtschaftliches.

Comparaison entre l'industrie sidérurgique et l'industrie du ciment. Interessante Zahlenangaben über die Herstellung von Eisen und Zement von 1880 bis 1910. Entsprechend ihrem jüngeren Alter wächst die Zementherstellung außerordentlich viel schneller, als die Eisengewinnung. Le Ciment armé 1911. Nr. 4.

## II. Theorie.

The neutral axis of members of circular section. Von John Case. Ableitung von Formeln zur Ermittlung der Lage der neutralen Achse von Balken mit kreisförmigem Querschnitt und ebensolcher Bewehrung. Schaubilder, aus denen bei gegebener Zahl und Größe der Eisenlagen und bekanntem Balkendurchmesser die Lage der neutralen Achse ohne weiteres entnommen werden kann. Concr. and Constr. Engg. 1911. Nr. 4.

Zeichnerische Untersuchung steifer Rahmen. Von Ing. Bela Egedi. Ableitung und Anwendung eines zeichnerischen Verfahrens zur Ermittlung des Momentenbildes steifer Rahmen. Zement u. Beton 1911. Nr. 16 ff.

Knickfestigkeit. Von Dr. Zimmermann. Theoretische Betrachtungen im Anschluß an die bemerkenswerten Ergebnisse der in einer Doktorschrift erschienenen „Untersuchungen über Knickfestigkeit von Th. v. Karman“, durch welche die Richtigkeit der Eulerschen Berechnungsweise nachgewiesen wird. Zentr. d. Bauv. 1911. Nr. 31 und 32.

### III. Eisenbetonversuchswesen; Feuerproben.

Essais sur des poteaux en béton. Die Säulenversuche von Rudeloff in Groß-Lichterfelde werden mitgeteilt und besprochen. Le Ciment armé 1911. Nr. 4 u. ff.

Tests of reinforced-concrete columns with various kinds of transverse reinforcement. Auszug aus der Veröffentlichung „Versuche mit Eisenbetonsäulen“ (Verlag Wilh. Ernst & Sohn) über die Versuche Prof. Rudeloffs im Materialprüfungsamt in Groß-Lichterfelde. Engg. News 1911. Nr. 23. Febr. — s. L. Mai 1911, III. S. 202.

Die Versuche Witheys mit exzentrisch belasteten Säulen. Dr. Max Ritter von Thullie, Lemberg, bespricht kurz die Versuchsanordnungen und Ergebnisse. Die Richtigkeit der Berechnungsweise der Spannungen bei exzentrischer Belastung nach der Formel  $\sigma = \frac{P}{T} + \frac{P \cdot e}{W}$ ; (e Exzentrizität, F die reduzierte Querschnittsfläche, W Widerstandsmoment) wurde bestätigt und Beobachtungen über die bisher wenig beachtete Änderung der Formänderung bei dauernder Belastung angestellt. Beton u. Eisen 1911. Heft VII. — s. auch L. September 1910, III, S. 373.

Le béton renforcé. Hierunter wird Beton verstanden, der mit Stahlnadeln in beliebiger Lage bewehrt ist. Angaben über die mit solchem Beton angestellten Festigkeitsproben (Zugproben an Prismen von 15 · 15 cm). Der verstärkte Beton ergab das (2,5—1,7)-fache des nicht verstärkten. N. de Tédesco ist der Meinung, daß die Einlage des entsprechenden Gewichtes an Rundeisen noch wirtschaftlicher sein dürfte, als die Stahlnadeln. Le Ciment armé 1911. Nr. 3. — Armierter Beton 1911, Nr. 2.

### IV. Amtliche Vorschriften über Eisenbetonbau.

— — —

### V. Ausführungen.

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

Glas-Eisenbeton „Solfac“. Beschreibung von Oberlichtkonstruktionen unter Verwendung von Eisenbeton zur Herstellung der tragenden Teile und Fassungen mit zahlreichen Abb. Zement u. Beton 1911. Nr. 15 u. 17.

La peinture des bétons. Im Anschluß an die auf dem letzten amerikanischen Zementkongreß im Dezember 1910 eifrig erörterte Frage, wie man dem Beton ein gefälliges Aussehen verleihen könnte, wird als Anstrichmittel Silxore L. M. empfohlen. Es hat in Frankreich große Verbreitung gefunden und sich anscheinend gut bewährt: 1 qm kostet 0,12 M zu streichen; für Zement sind 3 Anstriche notwendig. Jede beliebige Färbung ist möglich. Le Ciment armé 1911. Nr. 4.

Artistic possibilities of concrete. Darstellung einiger künstlerischer Garten- und Park-einfriedigungen und Säulengänge aus Beton. Cement Age 1911. Nr. 3.

A centrifugal progress of casting hollow concrete poles. Ausführliche Beschreibung mit Abb. der seit einigen Jahren in Deutschland nach dem Schleuderverfahren hergestellten hohlen Eisenbetonmasten. Cement Age 1911. Nr. 3.

Lichtmaste aus Eisenbeton. Von Regierungsbaumeister Karl Rößle, Berlin. Kurze Beschreibung von 13,40 m hohen Lichtmasten — Saxoniamasten, System Wolle — die ohne irgend welche besondere Einrichtungen an der Baustelle gestampft wurden. Die Masten haben die Form von Gittermasten, ein gefälliges Aussehen, ihre Kosten betragen nur die Hälfte von eisernen. Beton u. Eisen 1911 Heft VII.

Le pilotis „Simplex“. Beschreibung der Simplexpfähle und ihrer Herstellung, sowie einiger Ausführungen der Firma Soly & Cie. in Lyon. Zur Berechnung der Tragfähigkeit verwendet diese Firma die folgende Formel:

$$P = \frac{2 Q h}{1+t} + \frac{2 Q h O}{\mu (1+t') F}$$

Hierin bedeutet:

- P die vom Pfahl mit genügender Sicherheit getragene Last,
- Q das Gewicht des Rammbaren in kg,
- h die Fallhöhe des Rammbaren,
- O die an der Reibung teilnehmende Oberfläche des Pfahles,
- F der Querschnitt des Pfahles,
- t die mittlere Eindringungstiefe bei den letzten 5 Schlägen,
- t' die mittlere Eindringungstiefe aller Schläge,
- $\mu$  ein Erfahrungsbeiwert, gleich 40.

Die Formel scheint sich bewährt zu haben. Le Ciment armé 1911. Nr. 3.

Failure of a very large concrete oil reservoir. - Mitteilung vom Einsturz eines Öltanks in San Luis Obispo, Cal., von 601' innerem Durchmesser und 20' Höhe ohne Angabe der Ursache. Mit Abb. Engg. Rec. 1911, 14. Jan.

## 2. Ausführungen im Hochbau.

Erfahrungen über die Herstellung akustisch einwandfreier Decken- und Mauerkonstruktionen. Stadtbaurat Greiß, M.-Gladbach, bespricht die Ergebnisse der bisherigen Forschung über Schallverteilung und Schalldämpfung, die erweisen, daß insbesondere das letztere Gebiet noch vieler und gründlicher Erforschung bedarf. Beton u. Eisen 1911. Heft VI u. VII.

A wood floor supported by concrete beams. Beschreibung der für das neue Verwaltungsgebäude der Fore River Shipbuilding Company in Quincy Mass. gewählten Deckenausbildung, Holzdecke zwischen Eisenbetonbalken, Engg. Rec. 1911, 21. Jan.

Planchers sans poutres, Syst. Turner. Fußboden ohne Rippen; eine einfache Platte ruht auf Säulen, die in Entfernungen von 5—6 m (in beiden Richtungen) stehen. Die Bewehrung verläuft kreuzweis in Richtung der Säulen und kreuzweis in den Diagonalen; von den Mitten der Säulenköpfe geht überdies noch eine strahlenförmige Bewehrung aus. Mitteilungen und Schlußfolgerungen zu den gemachten Belastungsversuchen. Le Ciment armé 1911. Nr. 3. — Armierter Beton 1911. Nr. 2.

Warehouse with a new type of girderless floors. Eingehende Beschreibung eines aus Eisenbeton errichteten Wollspeichers in Boston. Hervorzuheben ist die Anordnung der Eiseneinlagen in den steglosen Decken, die wesentlich von der gewöhnlichen Art der Bewehrung abweicht. Mit 1 Abbildung der Deckenarmierung. Engg. Rec. 1911, 14. Jan. Forms for girderless floors. Weitere Einzelheiten über die Rüstungen und die Ausführung der Decken. Engg. Rec. 1911, 21. Jan.

Gewölbte Hallenüberdeckung im Krematorium Dresden-Tolkewitz. Von Oberingenieur A. Sutter. Statische Berechnung, Entwurf und Ausführung mit zahlreichen Abb. des interessanten Baues. Dtsche Bztg. Mitt. 1911. Nr. 7 u. 8.

The new Central Y. M. C. A. building, London. Beschreibung bemerkenswerter Einzelheiten vom Entwurf und Bau eines großen Klubhauses aus Eisenbeton an der Hand zahlreicher Abbildungen. Concr. a. Constr. Engg. 1911. Nr. 4.

Der Neubau der Zigarettenfabrik Jac. Schnabel & Co., Wien XIX Heiligenstädter Str. Von Bauingenieur Ludwig Roth, Wien. Das Gebäude stellt das Muster einer modernen feuersicheren und dabei wirtschaftlich gebauten Fabrik dar. Als Baumaterial dient fast ausschließlich der Eisenbeton. Die Gesamtanlage enthält 13 200 qm

Fabrikräume in vier Geschossen. Der hohen Belastungen und des geringen zulässigen Bodendrucks wegen waren die Fundamente besonders umfangreich zu gestalten. Interessant und bemerkenswert sind die bei dieser Gelegenheit angestellten Versuche darüber, ob es besonders bei sehr kräftigen Balken über mehreren Stützen richtig ist, eine Kontinuität anzunehmen. Nach den Versuchen ist es nicht der Fall. Die Einspannung ist eine vollkommene. Bei der vorgenommenen Belastungsprobe zeigte sich, daß bis zum Anwachsen der Probelast bis zum Größtwert überhaupt keine Kontinuitätswirkung auf das Nachbarfeld zu beobachten war oder höchstens die umgekehrte infolge des Horizontalschubs, weil der Träger mit den starken Vouten sich zunächst wie ein Gewölbe benahm. Zahlreiche Abbildungen von Einzelheiten des Entwurfs und der Ausführung. Beton u. Eisen 1911. Heft VII.

Reinforced concrete grand stand at St. Paul, Minnesota. Ausführliche Beschreibung einer aus Eisenbeton erbauten Tribüne von ungewöhnlichen Abmessungen. Der Bau ist 800' lang, 240' breit, an der Rückseite 105' hoch und enthält etwa 30 000 Sitzplätze. Mit zahlreichen Abbildungen. Concr. a. Constr. Engg. 1911. Nr. 4.

New developments in unit work using a structural concrete frame and poured slab. Von Mr. Ransome. Die beschriebene neue Bauart will 1. die hohen Kosten für Rüstung und Schalung bei Eisenbetonbauten vermeiden und 2. den Zusammenhang der einzelnen Bauteile nicht so starr und fest machen, daß Veränderungen oder Umbauten ausgeschlossen oder doch nur mit außergewöhnlichem Zeit- und Kostenaufwand möglich sind. Aus letztgenanntem Grunde erschien es gewagt, im Geschäftsviertel von New York Eisenbetongebäude zu errichten, da die Bestimmung der Gebäude häufig wechselt und mit anderer Verwendung zumeist auch bauliche Änderungen verknüpft sind. Die neue Bauweise, die an der Hand zahlreicher Abbildungen eingehend beschrieben wird und ihre Entwicklung Ernest L. Ransome verdankt, besteht in der Herstellung aller Stützen, Säulen, Balken auf einem Lagerplatz neben der Baustelle in der Aufstellung mittels weitreichender Baukrane und der Verbindung des so gebildeten Tragwerkes mittels dünner Betondecken. Einzelheiten. Cement Age 1911. Nr. 3. — Le ciment armé 1911. Nr. 4.

Construction plant layout for a concrete building. Interessante Angaben über die Baustelleneinrichtung und den Arbeitsvorgang beim Bau eines großen viergeschossigen Fabrikgebäudes aus Eisenbeton in Chicopee bei Springfield. Alle Anlagen zielen auf die weitgehendste Verwendung maschineller Arbeitskräfte und die vollkommenste Ausnutzung aller Einrichtungen zum Transport der Materialien, zur Verteilung des

fertigen Betons und zur Anordnung der Bewehrung hin. Mit Abb. der Baustelle. Engg. Rec. 1911, 14. Jan.

Concrete tanks and how to make them. Gemeinverständliche Anleitung für Farmer und dergl. zur Herstellung von Wasserbehältern mäßigen Umfanges aus Eisenbeton. Zweck derselben ist die Hebung des Zementverbrauches. Mit einigen Skizzen. Concr. and Constr. Engg. 1911. Nr. 4.

The costs of school buildings. In England ist eine Kommission eingesetzt worden, die untersuchen sollte, ob durch andere Materialien und Bauarten als die z. Zt. üblichen, bei gleicher Dauerhaftigkeit und Bewährung die Baukosten für Schulen herabgesetzt werden könnten und welche Schritte und event. Gesetzänderungen hierzu nötig wären. Die Kommission hat nach eingehenden Beratungen mit zahlreichen wissenschaftlichen Instituten ausführlich Bericht erstattet und sich hierbei für die Beton- bzw. Eisenbetonbauweise ausgesprochen und diese mit anderen Bauweisen in Vergleich gestellt. Auszug aus dem Kommissionsbericht. Concr. and Constr. Engg. 1911. Nr. 4.

Etude sur les silos en ciment armé. Über die Berechnung von Silos. Aufsatz von H. Kempton Dyson im Jahresbericht des engl. Concrete Institute, der manches beachtenswerte enthält. Unter anderen werden die folgenden Angaben über Reibungszahlen gemacht:

	Reibungszahlen					
	Spezifisches Gewicht	Korn auf Korn	Auf ungelobelten Brettern	Auf gehobelten Brettern	Auf Eisenblech	Auf glattem Beton
Korn . . .	794	0,466	0,412	0,361	0,414	0,444
Gerste . .	632	0,507	0,424	0,325	0,376	0,452
Hafer . . .	454	0,532	0,450	0,369	0,412	0,466
Mais . . .	713	0,521	0,344	0,308	0,374	0,423
Bohnen . .	745	0,616	0,435	0,322	0,366	0,442
Erbsen . .	810	0,472	0,287	0,268	0,263	0,296
Leinsamen	664	0,456	0,407	0,308	0,339	0,414

Ferner wird angegeben:

	Spezif. Gewicht	Natürl. Böschungswinkel
Zementklinker . . . . .	1382	33 °
Zement beim Verlassen der Mühlen . . . . .	1571	37 ° 5'
Fertiger Zement . . . . .	1669	6 °

Endlich werden Preise für Siloaufbauten in Eisenbetonbau ausgeführt. Le Ciment armé 1911. Nr. 4.

The grain elevator of the Grand Trunk Pacific Ry. at Fort William (Ost) Canada. Einige interessante Abbildungen und Angaben über den Bau der größten Getreidespeicher- und Siloanlage der Welt in Fort William. Die Anlage soll zur Aufnahme von 40 000 000 bushels, d. s. etwa 1,4 Mill. cbm, ausgebaut werden. Die Silozellen haben kreisförmigen Querschnitt. Bemerkenswert ist die Vorrichtung zur Stützung und Hebung der Schalungen der Silowand. Der wesentlichste Bestandteil ist eine hohle Schraube, mit welcher das Schalungsgerüst verbunden ist. Die Schraube sitzt festgeklemmt über einem Rundenisen der Bewehrung, die auf diese Weise die Schalung trägt. Engg. News 1911. 23. Februar.

The effects of the Cartago earthquake on buildings. Von Prof. Charles B. Spofford. Verfasser bespricht die vorhandenen Baustoffe: Lehm, Ziegel- und Steinmauerwerk, Lehm- oder Ziegelfachwerk und Holz und ihren Widerstand Erderschütterungen gegenüber, der etwa der umgekehrten Reihenfolge entspricht. Eisenbetonbauten waren nicht vorhanden, sodaß ihr Verhalten nicht untersucht werden konnte. Der Verfasser hält sie zwar für widerstandsfähig, befürchtet indes das Auftreten derartig starker Risse, daß eine Ausbesserung fraglich erscheint. Eisen- oder Holzfachwerk mit leichten Wänden erscheinen ihm als bewährteste Konstruktion. Mit Abb. Engg. Rec. 1911 21. Januar.

### 3. Ausführungen im Brückenbau.

The Middlesex Fells concrete viaduct. 2gleisige Eisenbetonbrücke bei Boston von 294' Gesamtlänge, 24' Breite und 42' größter Höhe. Die Brücke besitzt 2 durchgehende Hauptträger über 6 Mitteljochen von 32' Abstand; die Joche bestehen aus zwei gegeneinander geneigten Säulen mit je einem Riegel in der Mitte und oben. Die Fahrbahn — Platte durch Quer- und Längsbalken versteift — ist ebenfalls durchgehend konstruiert. An den beiden Enden der Brücke befinden sich Ausdehnungsvorrichtungen. Die Art und Größe der Bewehrung sowie alle sonstigen Einzelheiten sind aus den Abbildungen ersichtlich. Engg. Rec. 1911 21. Januar.

A 40-foot reinforced concrete girder bridge. Beschreibung einer Landstraßenbrücke mit seitlich liegenden Hauptträgern und tiefliegender Fahrbahn. Diese Konstruktion ist wirtschaftlich für Straßen bis 20' Breite und ist bei Spannweiten von 50' bis 60' Bogenbrücken überall da vorzuziehen, wo es wünschenswert ist, ein möglichst großes Durchflußprofil und keine zu große Neigung der Fahrbahn zu erhalten. Die Balken-träger sind an sich wohl schwerer als der Bogen,

der Materialmehrbedarf wird jedoch durch den geringeren Umfang der Widerlager infolge Wegfalls eines Horizontalschubes wieder ausgeglichen. Mit Abb. Engg. Rec. 1911 21. Januar.

A shallow-floor concrete girder bridge. Von C. L. Slocum. Eingehende Beschreibung einer Eisenbetonplattenbalkenbrücke zur Überführung der Waterman Avenue über eine zweigleisige Eisenbahn. Die Straße ist ungleich breit und enthält außer Fahrdamm und den beiderseitigen Fußwegen 2 Straßenbahngleise. Schilderung des Bauvorganges. Mit Abb. Engg. Rec. 1911 21. Januar.

A through reinforced-concrete arch bridge. Von E. A. Gast. Unter Benutzung der Widerlager der alten Brücke wurde bei Cincinnati über den Millcreek eine Eisenbetonbrücke von 73' lichter Weite und 50' Breite hergestellt. Die Hauptträger bestehen aus 2 kräftigen Bogenrippen, die Fahrbahn ist mittels vertikaler armierter Betonstützen aufgehängt und der Horizontalschub durch ein in Höhe der Fahrbahn liegendes Zugband ebenfalls aus Eisenbeton aufgehoben. Die beiderseitigen Fußwege werden von den auskragenden Querträgern getragen. Kostenangaben und Einzelheiten der Bewehrung und Ausführung. Engg. News. 1911 16. Februar.

Remplacement de ponts inférieurs en fonte par des ponts en poutrelles enrobées. Alte Gußeisenbrücken auf den Linien der Cie d'Orléans sind durch Brücken aus I-Trägern in Beton ersetzt worden. Für eine Stützweite von 4,50 m (Lichtweite 4,00 m) tragen je 3 I Nr. 34 eine Schiene; das ganze Tragwerk für ein Gleis ist oben durch eine Eisenbetonplatte von 12—15 cm Stärke abgedeckt. Die hölzernen Querschwellen (Stuhlschienenoberbau) liegen unmittelbar auf der Eisenbetontafel und werden mit Hilfe von Winkelstücken gehalten, die mit den I-Trägern verbunden sind. Alle 6 I-Träger eines Gleises sind an den beiden Enden an einen I-Träger Nr. 40 angeschlossen, der eine gute Druckverteilung auf das Widerlager gewährleistet. Angaben über die Kosten und über das Verfahren für das Einbauen der vorher und abseits hergestellten Brückentafeln. Hierzu wurde ein besonders gebauter Wagen mit 2 Drehgestellen in 18 m Entfernung benutzt, auf dem mehrere Laufkatzen liefen, die die Brückentafeln trugen. Mit Abb. Revue générale des ch. d. fer. 1911 Nr. 2.

Building concrete arches in cold weather. Beschreibung des Bauvorganges einer Betonbrücke über den Cedar River. Infolge Eintritts von Frost wurden Sand, Steine und Wasser in näher beschriebener Weise vorgewärmt und der fertige Beton gut abgedeckt, so daß keinerlei nachteilige Wirkungen der Kälte eintraten. Engg. Rec. 1911. 21. Jan.

Concrete pile foundations in drilled holes. Schwierige Unterfangungs- und Gründungsarbeiten an einer Eisenbetonbalkenbrücke in New-York City. Einige ungenügend sicher gegründete eiserne Säulen hatten sich gesetzt und wurden mittels Betonpfählen unterfahren und neu gesichert. Mit 2 Abb. Engg. News 1911. 9. Febr.

The Pittsburgh and Lake Erie cantilever bridge over the Ohio river at Beaver. 2gleisige eiserne Auslegerbrücke über den Ohio. Ausführliche Beschreibung des Entwurfs und der Ausführung. Engg. Rec. 1911. 21. Jan. — Engg. News 1911. 26. Jan.

Wettbewerb um Vorentwürfe für den Neubau der Kaiserbrücke über die Weser in Bremen. Von Th. Landsberg. Kurze Beschreibung und Abbildung einer Anzahl Lösungen aus Eisen, Eisenbeton und Stein. Zentr. d. Bauv. 1911. Nr. 27 bis 33. s. L. Mai 1911. V, III S. 204.

#### 4. Ausführungen im Wasserbau.

The raising of the Assouan dam. Allgemeine Angaben über die Verstärkung und Erhöhung des mächtigen Staudammes, durch welche der Wirkungsbereich des Dammes um das Doppelte vermehrt wird. Einige interessante und anschauliche Photographien verschiedener Bauzustände und Einzelheiten. Concr. and Constr. Engg. 1911. Nr. 4.

Barrage de 56m de hauteur. Talsperre von 56 m Höhe und 420 m Länge. Eisenbetongerippe mit Erd- und Steinausfüllung. Besprechung des Entwurfes und seiner Berechnung. Mit 1 Abb. Le Ciment armé 1911. Nr. 3.

New Chingford reservoir works. Die Talsperre von 13,5 Mill. cbm Inhalt wird durch einen Erddamm mit Betonkern abgeschlossen; obere Breite des Dammes 4,5 m, 1,50 m über dem Wasserspiegel. Die äußere Böschung hat eine Neigung von 1:2,5, die innere 1:3 im verkleideten Teile, 1:4 im unverkleideten unteren Teile. An Erdmassen sind 1,5 Mill. cbm bewegt worden. Nach dem Jahresbericht des engl. „Concrete Institute“. Le Ciment armé 1911. Nr. 4.

The construction plant for Gatun locks and Gatun dam. Ausführliche Beschreibung der Organisation, der Baustelleneinrichtung und -ausstattung, des Arbeitsvorganges und der Kosten für den Bau der Schleusen in Gatun. Mit zahlreichen Abb. Eng. News 1911. 16. Febr. s. L. April 1911, V 4, S. 147.

La nouvelle jetée en béton armé du port d'Alexandrie. Landebrücke aus Eisenbeton im Hafen von Alexandrien. Länge 100 m, obere Breite 9 m, Höhe 5,4 bis 7 m. Sie besteht aus 5 Eisenbetonkaissions von je 20 m Länge und 8 m Breite, mit oberer Auskragung von je 0,5 m zu beiden Seiten. Die Kaissions sind durch eine

mittlere Längswand und durch 4 senkrechte Querwände in 10 Hohlräume geteilt, deren jeder in halber Höhe noch durch eine wagrechte Decke aus fertigen Platten versteift wird. Die großen Kaissons haben ungefähr 1100 cbm Inhalt und rd. 2 m Tiefgang; sie wiegen 300 t; nach dem Ausfüllen mit Sand, Steinen und dergl. aber 2500 t. Sie wurden an Land fertig gestampft, dann zu Wasser gelassen und schwimmend an Ort geschleppt, endlich durch Einbringen von Ballast abgesenkt auf die vorher abgegliche Sohle. Dabei mußten Taucher verwendet werden. Das Ablassen eines Kaissons ins Wasser und das Schleppen zur Baustelle sind in Bildern dargestellt. Le Ciment 1911. Nr. 3. Vgl. auch L. Juli 1909, V, 4; S. 300: L'ilot artificiel de la Batterie des Maures usw.

Caissons établissant eux-mêmes leur plateforme. Syst. Hennebique. Durch Anordnung senkrechter, unten offener Schächte im Innern der vorstehend beschriebenen Kaissons wird es möglich, die Schüttmassen zum Ebenen der Sohle durch die Schächte zu versenken und so den Zwischenraum zwischen Kaissonboden und Sohle auszufüllen. Hennebique hat sich ein solches Verfahren patentieren lassen. Ob die richtige Verteilung der Schüttmassen tatsächlich eintritt, läßt sich allerdings nur sehr schwer prüfen. Ausführungen nach diesem Verfahren liegen noch nicht vor. Le Ciment 1911. Nr. 3.

Bâteaux et chalands en béton armé. Kurze Beschreibung und Abbildung eines Motorbootes in Eisenbeton. Revue mat. constr. trav. publ. 1911. Nr. 2. — Concr. et constr. eng. 1911. Nr. 2.

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

Eisenbetonschwellen unter Mitverwendung von Asbest. Von Rgbmstr. Amos. Beschreibung der Eisenbeton-Asbestschwelle „System Wilhelmi“. Die Eisenbetonschwelle von 2,70 m · 0,22 m · 0,14 bzw. 0,18 m Länge, Breite und Höhe besitzt an den Schienenauflegerstellen Einlagen aus „Asbeston“, einem Material aus in Wasser aufgeweichten Asbestfasern, die mit reinem Zement gesättigt sind. Diese Mischung erhärtet allmählich, erreicht etwa  $\frac{2}{3}$  der Bruchfestigkeit des Betons und läßt sich bohren und nageln wie Holz. Versuchsschwellen liegen seit

5 Monaten auf der Strecke Dresden-Pirna, eingehende Prüfung in der Mech.-techn. Versuchsanstalt Dresden steht bevor. Mit Abb. Zement u. Beton 1911. Nr. 14.

Köthes Eisenbetonschwelle. Größe 2,50 · 0,22 · 0,20 m; Bewehrung: 4 durchlochte Band-eisen nahe der Unterseite, Befestigung der Schiene mittels je dreier einbetonierter Steinschrauben, Kosten 3,70 M. Über ihre Erprobung und Bewährung fehlen Angaben. Zement u. Beton 1911. Nr. 13.

The construction of the Buffalo waterworks tunnel and intake crir. Ausführliche interessante Angaben über Entwurf und Ausführung einer Wasserentnahmestelle mit zugehörigen unterirdischen Leitungen für Buffalo im Eriesee, bei welcher besonders für die Hauptzuführungstunnels Beton in ausgedehntem Maße Verwendung fand. Mit zahlreichen Abb. Engg. News 1911. 9. Febr.

Etwas über Tunnelbau mit Schild und Preßluft. Versuche mit Ausmauerung in Beton. Von M. Hallinger u. S. Fagerberg, Hamburg. Die Schildbauweise war lange Zeit der hohen Kosten wegen, die die Eisenmantelung verursachte, nur verwendbar, wo besondere Verhältnisse jede andere Ausführungsart ausschlossen. Später hat man sie namentlich in Hamburg dadurch wirtschaftlicher gemacht, daß der Ausbau des Tunnels durch Ziegelmauerwerk erfolgte. Diese Ausführungsform litt indes an dem Nachteil, daß beim Vortrieb des Schildmantels der Druck des umgebenden Erdrreiches das noch frische Mauerwerk in elliptische Form drückte. Hierdurch und ferner daraus, daß man kein sicher wirkendes Mittel hatte, den hinter dem Ausbau liegenden Hohlraum von der Stärke des Schildmantels auszufüllen, ergaben sich Senkungen der Erdoberfläche im Bereiche des Tunnels. Diesem Uebelstand soll durch ein neues Verfahren abgeholfen werden, bei welchem als Ausbaumaterial Beton verwendet wird, und dieser im frischen Zustand durch die hydraulischen Schildpressen festgepreßt wird und so alle etwaigen Hohlräume im Erdrreich ausfüllt. Versuche haben eine Bewährung des patentierten Verfahrens gegeben, das außerdem billiger ist als die bisherigen Ausführungsarten. Nähere Beschreibung mit Abb. Dtsch. Bztg. Mitt. 1911. Nr. 7.

## BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Der Eisenbeton in Theorie und Konstruktion von Prof. Dr.-Ing. R. Saliger. Grundzüge der neueren Bauweisen in Stein und Metall. 3. Auflage. Verlag Alfred Kröner, Leipzig 1911.

Das in dritter Auflage erschienene Werk des bekannten Fachkollegen braucht wohl keiner besseren Empfehlung,

als daß schon eine 3. Auflage notwendig geworden ist. Gegen die 2. Auflage ist das Werk Saligers sowohl in dem theoretischen als auch in dem praktischen Teil bedeutend erweitert, was in der ganzen Entwicklung des Eisenbetons seine Ursache hat. Der Hauptwert des Saligerschen Buches ist darin zu suchen, daß es die statischen Berechnungen des Eisenbetonbaues nach den in der Praxis allgemein gebräuchlichen Methoden in eingehendster Weise beleuchtet und die Möglichkeit bietet,

praktische Beispiele eingehend zu berechnen. In diesem Sinne ist auch das Buch gehalten und enthält am Schluß eine wertvolle Zusammenstellung von Anwendungen des Eisenbetons mit einschlägigen Berechnungen.

Möge der 3. Auflage des Saligerschen Buches der gleiche Erfolg beschieden sein wie den beiden ersten Auflagen.  
E. P.

**Aufgaben aus der technischen Mechanik.** Von Ferdinand Wittenbauer, o. ö. Professor an der k. k. technischen Hochschule in Graz. III. Bd. Flüssigkeiten und Gase. 504 Aufgaben nebst Lösungen und einer Formelsammlung. Mit 347 Textfiguren. Berlin. 1911. Verlag von Julius Springer. Preis broschiert M 6,—, gebunden M 6,80.

Die große Aufgabensammlung von Prof. Wittenbauer aus den Gebieten der technischen Mechanik ist durch diesen Band, welcher die Flüssigkeiten und Gase behandelt, abgeschlossen. Ergaben sich schon für den zweiten Teil (Festigkeitslehre) einige Schwierigkeiten bezüglich der Auswahl der zu behandelnden Fragen, so steigerten sich diese in hohem Maße für den vorliegenden Schlußband. Beispielsweise läßt sich für viele Probleme der Hydraulik nicht ohne weiteres entscheiden, ob sie nicht eher Gegenstand der Untersuchung des einschlägigen Spezialfaches sind. Soweit sich die Aufgaben auf das Gebiet des Bauingenieurwesens erstrecken, hat meines Erachtens Professor Wittenbauer diese Frage in völlig einwandfreier Weise gelöst. Gerade für viele theoretische Untersuchungen des Wasserbaues, welche in den betreffenden Vorlesungen und Büchern meist nur sehr spärlich behandelt werden, sind reichliche Beispiele vorhanden. Sie erhalten durch ihre Entlehnung aus Zeitschriften eine über den Wert einer gelegentlichen Übungsaufgabe hinausgehende praktische Bedeutung. Dies gilt besonders für viele interessante Fragen aus den Veröffentlichungen Forchheimers. Daß auf den Gebieten der Hydrostatik, Hydraulik, Aerostatik und -dynamik sowie der Aeronautik eine Reihe von Aufgaben in das Gebiet der Physik hinüberreichen, ist nicht zu vermeiden und es ist diese Tatsache nur freudigst zu begrüßen: ist doch hierdurch der von vielen Seiten gewaltsam gelockerte physikalische Ursprung der technischen Mechanik deutlich zu erkennen.

Eine Zusammenstellung der wichtigsten in Betracht kommenden Formeln, sowie eine eingehende Darlegung des Gedankenganges der Lösungen erhöhen den Wert dieses interessanten Buches.  
F. l'Allemand.

## MITTEILUNGEN ÜBER PATENTE.

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

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

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

### Patent-Erteilungen.

80a. 233 717. Ziegelwagen mit an einem Rahmen befestigten Tragarmen. Thiele & Maiwald, Maschinenfabrik und Eisengießerei, Glatz i. Schl. 5. 11. 09. T. 14 616.

80a. 233 837. Zementrohr-Stampfmachine. Max Orenstein, Berlin, Geisbergstr. 34. 24. 12. 09. O. 6831.

80a. 233 762. Mischmaschine für Kies, Sand, Zement u. dgl. mit stehender, kreisender Trommel. Gustav Freitag, Minden i. W., Brühlstr. 18. 24. 10. 09. F. 28 638.

80a. 233 836. Zusammenstellbare Form mit gegeneinander verstellbaren Wänden zur Herstellung von Kunststeinen o. dgl. Wwe. Wilhelmine Berschin, und deren Kinder: Karoline, Anna, Eugen und Minna Berschin, Dinkelscherben. 3. 2. 09. B. 52 962.

80b. 233 797. Verfahren zur Herstellung glasierter oder engobierter Ziegel. Arthur Kobisch, Zehren a. d. E. 14. 4. 10. K. 44 282.

80b. 233 877. Verfahren zur Herstellung von Kalkmörtel für Putz- und Bauzwecke. Henry S. Spackman Engineering Company, Philadelphia.

### Gebrauchsmuster-Eintragungen.

37b. 458 023. Balken aus Eisenbeton. Heinrich Rüttschilling, Wiedenbrück i. W. 27. 2. 11. R. 29 244.

37b. 458 024. Zaunpfosten oder Fußbodenlager aus Eisenbeton. Heinr. Rüttschilling, Wiedenbrück i. W. 27. 2. 11. R. 29 245.

37b. 458 095. Wasserschnekeisen. Fa. R. Zimmermann, Bautzen. 27. 2. 11. Z. 7089.

37b. 458 177. Baustein für freitragende Wände. Edmund Gesch, Berlin, Fehmarstr. 7. 28. 2. 11. G. 26 955.

37b. 458 449. Böschungstein. Ulmer Kunststein- und Beton-Werk Inhaber Otto Leube, Ulm a. D. 19. 1. 11. L. 25 840.

37b. 458 470. Allseitig geschlossener Deckenhohlziegel. Dr. Ing. W. Schleunig, Friedenau, Isoldestr. 8. 22. 2. 11. Sch. 39 275.

37b. 457 667. Hohler Formstein zur Herstellung leichter, massiver Decken, dessen Seitenwänden in ihren äußeren oberen Teilen vorspringen und dort wulstartig ausgebildet sind. Carl Lingesleben, Halle a. S., Dryanderstr. 34. 10. 2. 11. L. 26 020.

37b. 457 704. Mauerdübel. D. Schwick, Bremerhaven. 24. 2. 11. Sch. 37 385.

37b. 457 969. Konsole zur Verankerung von Leitungsmasten o. dgl. H. Rey, Scherz b. Brugg, Schweiz.

80a. 456 360. Vorrichtung zum Auseinanderziehen der von der Ziegelpresse abgenommenen nassen Steine auf Etagenwagen. Gesellschaft für Schnelltrocknung von Ziegeleifabrikaten m. b. H., Bochum. 16. 2. 11. G. 26 843.

80a. 456 431. Mischmaschine. Lindenthal & Co., Berlin. 14. 2. 11. L. 26 042.

80a. 456 576. Anordnung gelochter Zwischenwände in Mischtrommeln für Sand und Zement oder für andere Stoffe. Emil Carius vormals Wilh. Carius, Mosaikplattenfabrik, Taucha b. Leipzig. 17. 2. 11. C. 8434.

80a. 456 586. Misch-, Knet- und Beschickungstrog. Carl Heide jr., Lütjensee, Bez. Hamburg, 18. 2. 11. H. 49 973.

80a. 456 709. Handformmaschine mit Schlagvorrichtung für Betonziegel. Wolf & Co., Guben N.-L. 8. 2. 11. W. 32 960.

80a. 457 224. Längliche Beschickungsvorrichtung mit horizontalem Förderband. Gebr. Propfe, Hildesheim. 22. 2. 11. P. 18 916.

80a. 457 233. Umfassungsnuten aus Gips an metallenen Formen mit Gipsausguß. Hermann Martini, Sömmerda. 24. 2. 11. M. 37 379.

37e. 456 379. Schalungsgestüt zur Herstellung freistehender Mörtel-Betonwände. Iwer Hansen, Friesische-Straße 96, und Christian Staak, Rothestr. 4, Flensburg. 20. 8. 10. H. 47 466.

*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.*