

ARMIERTER BETON.

1908. AUGUST.

INHALT:

Rundschau. Von E. Probst. S. 193.

Die Zukunft des armierten Betons im Wasserbau. Von L. A. Sanders. (Schluß von S. 181). S. 198.

Beitrag zur Theorie des steifen Rahmens. Von Ing. A. Langweil (Hamburg). S. 202.

Über Herrichtung von wasserdichtem Mörtel und Beton. Von Dipl. Hüttening. W. Olschewsky. S. 206.

Einiges über neuere Bücher aus dem Gebiete des Eisenbetonbaues. Von Dipl.-Ing. W. Obrist (St. Gallen). S. 211

Verschiedene Mitteilungen S. 215: Deutscher Ausschuß für Eisenbeton. Der 5. Kongreß des internationalen Verbandes für die Materialprüfung der Technik. Eine interessante Entscheidung des österreichischen Patentamts. Unfälle bei Eisenbetonbauten und Vorschläge zu ihrer Verhütung. Ein neues Armierungseisen. — Bücherbesprechungen. S. 216.

RUNDSCHAU.

Von E. Probst.

Neue Versuche zur Bestimmung der Haftfähigkeit.

In der jährlichen Versammlung der Amerikanischen Gesellschaft für Materialprüfungen brachte Mr. Morton, O. Whitey, Madison, Wisconsin eine Zusammenstellung der Ergebnisse seiner im Jahre 1907 an der Materialprüfungsanstalt der Universität Wisconsin durchgeführten Untersuchungen, welche in mancher Hinsicht beachtenswert sind. Sie zeigen zum Teil eine Bestätigung der bereits bekannten Untersuchungen zur Bestimmung der Haftfähigkeit, zum Teil aber sind es eine größere Anzahl von vergleichenden Untersuchungen, welche geeignet sind, mehr als bisher die Unrichtigkeit der bisher allgemein gültigen Theorien über „Haftfestigkeit“ zu beweisen.

Als der Schreiber dieser Zeilen mit seinen wenigen Versuchen in Zürich im Jahre 1905 zum ersten Male von der bis dahin allgemein üblichen Methode abwich, die Haftfähigkeit zwischen Beton und Eisen durch Herausziehen oder Drücken eines Eisenstabes aus einem Betonkörper zu bestimmen, fanden sich Fachkollegen, welche erklärten, daß die damals eingeschlagene Methode nicht zum Ziele führen könnte, und das einzige Ergebnis dieser Untersuchungen war, daß viele Fachgenossen daraus Schlüsse ziehen wollten auf die Verringerung der allgemein gebräuchlichen Haftfähigkeitszahlen. Dieser Anschauung wurde oft entgegengetreten, und es ist wiederholt betont worden, daß es sich bei jenen Versuchen nicht darum handelte, eine Erhöhung oder eine Erniedrigung der Haftfähigkeitszahlen, auch nicht eine neue Berechnungsmethode durchzuführen, sondern nur zu zeigen, daß die als Grundlage für die Berechnungen der „Haftfestigkeit“ angenommenen Zahlenwerte der tatsächlichen Wir-

kungsweise nicht entsprechen, und daß es logischer erscheint, von einer Berechnung vollständig abzusehen, als auf Grund falscher Festigkeitszahlen eine Berechnung durchzuführen. Es gibt aber leider noch Ingenieure, welche der Meinung sind, eine mangelhafte Berechnung sei besser als gar keine. Daß gerade die Berechnung der „Haftfestigkeit“ in der Praxis sehr oft die Anwendung von Eisenbetonkonstruktionen erschwert, ist ja bekannt; nichtsdestoweniger hält man an den fiktiven zulässigen Haftspannungswerten fest.

Auf meine Züricher Versuche folgten die Bachschen Versuche, in welchen Bach von seiner früheren Methode zur Bestimmung des Gleitwiderstandes bereits abgekommen ist, und mit Hilfe von Biegeversuchen den Gleitwiderstand bestimmte. Wie nicht anders zu erwarten war, wichen die Ergebnisse der neueren Untersuchungen Bachs von seinen früheren ab, und er erhielt Zahlen für den Gleitwiderstand, welche bedeutend kleiner waren, welche aber von der Fachwelt anerkannt wurden, weil die Versuche Bachs einen offiziellen Charakter tragen. Spätere in Großlichterfelde durchgeführte und vom Schreiber dieses bearbeitete Versuche ergaben eine Bestätigung der vorher gemachten Einwendungen gegen die Bestimmungen der „Haftfestigkeit“.

In neuester Zeit ist Herr Ingenieur Doucas, Vorstand der Brückenbauabteilung der Königin-Marienhütte A.-G. in Cainsdorf (in Nr. 9 von Beton und Eisen „Der Gleitwiderstand bei den Verbundkörpern“) auf anderen Wegen zu folgenden Ergebnissen gekommen:

1. daß die durch die bisherigen Versuche gewonnenen Zahlenwerte für den Gleitwiderstand nicht zutreffend sein können, weil

- bei der Ermittlung derselben die Verteilungsweise des Gleitwiderstandes und oft auch die wirksame Länge der Eisenlagen unberücksichtigt gelassen wurden;
2. daß Versuche unter Benutzung von Verbundkörpern mit möglichst kurzen Eisenlagen entschieden genauere Resultate ergeben würden.

Demgegenüber ist zu bemerken, daß sich das Ergebnis in 2 wohl nicht auf Biegeversuche beziehen kann. Zu Punkt 1 ist zu bemerken, daß auch Bach schon in seinen ersten Versuchen bei der Ermittlung des Gleitwiderstandes durch Herausziehen von Eisenstäben aus Betonkörpern auf die verschiedene Wirkung der Einbettungslängen hinweist. In den Schlußfolgerungen seines sehr interessanten Aufsatzes weist Doucas darauf hin, daß die aus bisherigen (welchen?) Versuchen gewonnenen Zahlenwerte für den Gleitwiderstand nicht zutreffend sein können, bringt aber selbst keinen bestimmten Vorschlag. Von Interesse wäre ja ferner gewesen, ob er auf Grund seiner Untersuchungen für die Festsetzung von bestimmten Zahlenwerten ist.

Die neuesten amerikanischen Versuche sind

Eisen der Balken noch zwei kleinere 10-mm-Rundeisen in der Nähe der Kanten eingelegt wurden, teils um zu verhindern, daß der Beton zerstört werde, bevor das Haftvermögen des unteren Eisens überwunden war, teils um auch die äußeren Partien des Betons zur Mitwirkung heranzuziehen. Der letztere Umstand ist besonders beachtenswert, weil er bei den ersten Versuchen Bachs zur Bestimmung der Dehnungsfähigkeit nicht beachtet wurde, und infolge dessen die von Bach hervorgerufenen Kantenrisse ergab. Weitere Einzelheiten über Einbettungslängen und die Lastverteilung sind in Fig. 1 a—c zu ersehen.

Über das Material wäre zu bemerken, daß drei verschiedene Mischungen von Beton verwendet wurden: 1:2½, 1:2:4 und 1:3:6. Als Sand wurde Flußsand verwendet und als Zuschlag Kalkstein; der verwendete Zement war Atlas-Portland-Zement. Als Armierung wurde Flußeisen mit einem Elastizitätsmodul von 2109000 kg/cm², einer Streckgrenze von 3094 kg/cm² und einer Zugfestigkeit von 4500 kg/cm² verwendet. Außerdem wurde der Einfluß des Wassergehaltes im Beton durch Anwendung von drei verschiedenen Mischungen (naß, mittel, trocken) festgestellt. Die nasse Mischung war derart, daß sie nach Einbringen in die Formen an der Oberfläche einen Überschuß an Wasser zeigte; die mittlere Mischung war derart, daß sie um die Armierung herum durch leichtes Stampfen noch verarbeitet werden konnte, und die Oberfläche konnte mit einer Kelle leicht abgeglichen werden. Die trockene Mischung erforderte ein sehr kräftiges Stampfen, und die Oberfläche konnte nur nach mehrmaligen Versuchen mit der Kelle ausgeglichen werden.

Balken 1—49 wurden 3 Tage nach der Herstellung in Formen gelassen und trockneten dann, ohne befeuchtet zu werden. Balken 50—61 wurden 2 Tage in den Formen gelassen und durch eine Woche nach der Herstellung jeden Tag befeuchtet. Balken 62—64 blieben 3 Tage in den Formen und wurden täglich bis zur Durchführung der Versuche 2 mal befeuchtet.

Alle Balken wurden auf eine Spannweite von 1,524 m geprüft. Die Art der Belastung ist, wie aus Fig. 1 a—c ersichtlich, nicht bei allen dieselbe. Die verschiedenen Belastung sollte den Einfluß der Einbettung des Eisens zeigen, wenn es außerhalb des in Spannung befindlichen Betons durch eine Kraft angegriffen wird.

Die Längenänderungen der Armierung wurden

Fig. 1 a.

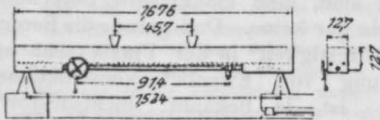


Fig. 1 b.

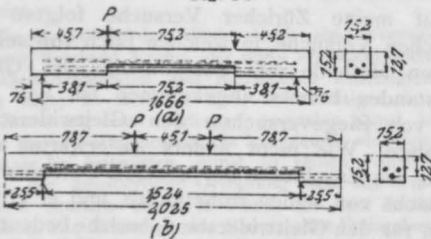


Fig. 1 c.

daher gerade jetzt in mancher Hinsicht besonders wertvoll. Whitey hat an 64 Balken (s. Fig. 1a) von 1,7 m Länge und einem Querschnitt von 12,7 × 15,2 cm, bei welchen der mittlere Teil des auf seine Haftfähigkeit zu erprobenden Eisens freigelegt war, Biegeversuche vorgenommen. Parallel mit diesen Versuchen wurden Druckproben und Versuche zur Ermittlung des Gleitwiderstandes an Würfeln mit 10 cm Seitenlänge und 45 cm langen Zylindern mit einem Durchmesser von 15 cm vorgenommen; die Einbettungslänge der Eisen bei den letztgenannten Versuchen betrug 30 cm, ungefähr dieselbe Einbettungslänge wie bei den Biegeversuchen. Zu bemerken wäre noch, daß außer dem einen durchgehenden geraden

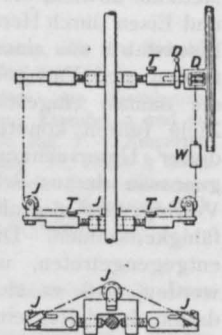


Fig. 2.

mit einer Genauigkeit von $\frac{1}{10\,000}$ cm durch die in Fig. 2 ersichtliche Einrichtung verzeichnet. Die Versuche zur Bestimmung der Haftfähigkeit bei den zylindrischen Probekörpern wurden auf einer 25-t-Maschine durchgeführt, durch Herausziehen der in den Zylindern eingebetteten 30 cm langen Eisen. Die Ergebnisse der Versuche sind kurz in den folgenden 6 Tabellen angegeben:

Tabelle 1.

Einfluß des Alters des Betons (1:2:4) auf die Haftfähigkeit.

Balken Nr.	Höchstlast in kg	Alter in Tagen	Spannung im Eisen in kg/cm ²	Haftfähigkeit in kg/cm ²	Druckfestigkeit des Betons in kg/cm ²
1	1814	7	998,062	15,609	
2	1542,2	7	949,155	14,835	
3 zufällig zerstörter Balken					
Durchschnitt:		7	—	15,197	98,4
4	3084,4	28	1617	21,445	143,109
5	1995,8	28	1350,062	22,289	
6	2086,5	28	907,3	14,592	
54	2041,2	28	1019,2	16,069	118,828
55	2041,2	28	118,3	17,475	
56	1995,8	28	991	15,647	
57	2268	28	1146,1	17,405	
Durchschnitt:		28	—	17,820	128,819
7	2176,9	60	1301,2	25,459	
8	1905,1	60	1188,3	18,60	
9	1814	60	780	14,71	
Durchschnitt:		60	—	19,444	125,828
10	1905,1	6 Mon.	1258,3	19,725	
11	2358,7	"	1498,1	24,615	
12	2177,3	"	1181,2	22,366	
Durchschnitt:		"	—	22,225	114,609

Aus dieser Zusammenstellung geht hervor, daß die Haftfähigkeit mit zunehmendem

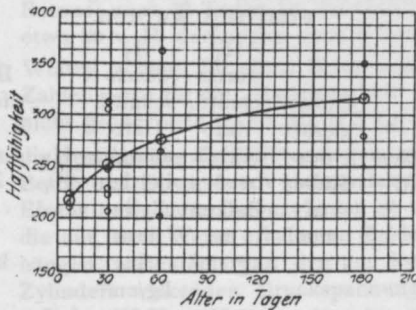


Fig. 3.

Alter wächst. Dies ist auch aus der beistehenden Fig. 3 ersichtlich, in welcher als Abszissen die Zeiten, als Ordinaten die Haftfähigkeiten in kg/cm² aufgetragen sind. Dieses Ergebnis

stimmt mit denjenigen der Versuche in Stuttgart und Groß-Lichterfelde überein. Zu bemerken wäre, daß die Haftfähigkeit aus den gemessenen Verlängerungen der Armierung bestimmt wurde.

Tabelle 2.

Einfluß der Mischungen auf die Haftfähigkeit. Alter 60 Tage.

Balken Nr.	Mischung	Höchstlast in kg.	Spannung im Eisen in kg/cm ²	Haftfähigkeit in kg/cm ²	Druckfestigkeit des Betons in kg/cm ²
7	1:2:4	2177,3	1301,2	25,459	
8	1:2:4	1905,1	1188,3	25,600	
9	1:2:4	1814	780	14,8	
Durchschnitt:	1:2:4	—	—	19,444	125,828
17	1:3:6	1496,9	815,2	12,655	
18	1:3:6	1995,4	1273	17,686	
Durchschnitt:	1:3:6	—	—	15,226	58,309
19	1:2:4	2358,7	1399,3	19,865	
20	1:2:4	2177,3	1209,1	18,915	
Durchschnitt:	1:2:4	—	—	19,373	155,1
21	1:2 $\frac{1}{2}$	1632,9	1167,2	16,561	
22	1:2 $\frac{1}{2}$	1723,7	1280,1	21,1	
Durchschnitt:	1:2 $\frac{1}{2}$	—	—	18,811	112,5

Tabelle 2 enthält die Ergebnisse der Versuche mit verschiedenen Mischungen. Sie zeigt, daß die Haftfähigkeit für die magerste Mischung 1:3:6 am geringsten war, ebenso wie die Druckfestigkeit dieser Mischung nur halb so groß war wie die der anderen Mischungen. Bei den anderen Mischungen ist kein großer Unterschied in der Haftfähigkeit zu verzeichnen.

Tabelle 3.

Einfluß des Wasserzusatzes auf die Haftfähigkeit. Beton 1:2:4.

Balken Nr.	Mischung	Höchstlast in kg	Spannung im Eisen in kg/cm ²	Haftfähigkeit in kg/cm ²
23	naß	1451,5	773	12,656
24	"	2177,3	1554,03	24,334
25	"	1814	1160,2	15,787
Durchschn.	"	—	—	17,58
26	mittel	1451,5	829,2	11,992
27	"	1632,9	1301,2	22,577
28	"	1587,6	956,2	14,944
Durchschn.	"	—	—	16,561
29	trocken	2177,3	1357,1	20,217
30	"	1632,9	1413	22,084
31	"	1632,9	956,2	15,787
Durchschn.	"	—	—	19,373

Alter der Probekörper 60 Tage.

Diese Ergebnisse zeigen, daß der Wasserzusatz keinen nennenswerten Einfluß auf die Haftfähigkeit hat.

Die folgende Zusammenstellung 4 zeigt, daß der Einfluß des Durchmessers der Armierung bis zu einem Durchmesser von 20 mm nur wenig Einfluß auf die Haftfähigkeit hat. Dieses Ergebnis kann aber nicht als ganz einwandfrei bezeichnet werden, und Whitey erklärt auch, die Zahl der Versuche sei zu gering, um ein abschließendes Urteil darüber abzugeben.

Tabelle 4.

Einfluß des Durchmessers der Armierung auf die Haftfähigkeit. Alter 60 Tage.

Balken Nr.	Durchmesser des Stabes in mm	Höchstlast in kg	Spannung im Eisen in kg/cm ²	H Haftfähigkeit in kg/cm ²
38	10	1451,5	1940,2	24,264
39	10	1542,2	1673,2	20,991
40	10	1088,6	1173,2	13,328
Durchschn.	10	—	—	19,584
41	12,5	1995,8	1856,1	25,389
42	12,5	1632,9	1491,1	21,944
43	12,5	1270	865,1	13,047
Durchschn.	12,5	—	—	20,147
7	16	2177,3	1301,2	25,459
8	16	1905,1	1188,3	18,6
9	16	1814	780	14,17
Durchschn.	16	—	—	19,444
44	19	2268	872,1	14,592
45	19	1995,8	977,3	20,358
46	19	2812,3	1104,2	20,779
Durchschn.	19	—	—	18,6
47	25	1542,2	411,315	9,531
48	25	1814	537,915	12,203
49	25	1814	555,4	12,625
Durchschn.	25	—	—	11,430

Tabelle 5. Verschiedene andere Versuche über Haftfähigkeit. Beton 1:2:4.

Balken Nr.	Höchstlast in kg	Spannung im Eisen in kg/cm ²	Haftfähigkeit in kg/cm ²	Druckfestigkeit des Betons in kg/cm ²
54	2041,2	1019,2	16,069	—
55	2041,2	1118,3	17,475	—
56	1950,5	991	15,647	—
57	2268	1146,1	17,405	—
Durchschn.	—	—	16,631	118,828
58	1542,2	618,7	9,039	—
59	1496,9	667,9	9,883	—
60	1859,7	926,2	13,117	—
61	1769	963,2	14,381	—
Durchschn.	—	—	11,570	74,922
62	3107,080	1336	13,820	—
63	3084,4	1427,1	15,155	—
64	3175	1554	16,631	—
Durchschn.	—	—	15,225	162,755

Tabelle 5 ist eine Zusammenstellung von verschiedenen Versuchen; Balken 54—57 wurden belastet, wie es Fig 1 b zeigt, Balken 58—61, wie es Fig. 1 c zeigt. Es wurde schon erwähnt, welchen Zweck die verschiedenen Arten von Belastung haben sollten, und es ergibt sich aus dieser Zusammenstellung, daß die Haftfähigkeit bei

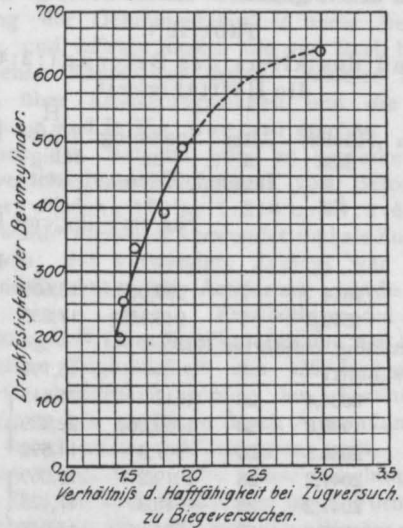


Fig. 4.

einem in Spannung befindlichen Beton größer ist als bei einem Beton in nahezu spannungslosem Zustande. Der Einfluß der verschiedenen Belastung sollte durch Balken 62, 63 und 64 erprobt werden, welche nach dem Schema in Fig. 1 c belastet wurden. Eine nennenswerte Änderung der Haftfähigkeit ergab sich nicht, wie sich durch Vergleich mit den unter gleichen Verhältnissen erprobten Balken 54—57 ergibt.

Tabelle 6.

Verhältnisse der Haftfähigkeiten, welche aus Biege- und Zugversuchen ermittelt wurden.

Balken Nr.	Durchmesser des Stabes in mm	Verhältnisse		Druckfestigkeit der Zylinder in kg/cm ²	
		H ₁ durchschn. bei den Balken in kg/cm ²	H ₂ durchschn. bei den Zylindern in kg/cm ²		
38—39—40	10	19,584	27,709	1,42	13,820
41—42—43	12,5	20,147	31,967	1,54	22,295
62—63—64	16	15,225	21,873	1,44	17,756
36—37	16	18,740	32,811	1,76	27,779
44—45—46	19	18,600	35,341	1,90	34,779
47—48—49	25	11,436	34,217	2,99	43,606

Von besonderem Interesse ist die Zusammenstellung in Tabelle 6, welche einen Vergleich angibt zwischen der Haftfähigkeit, welche aus den Balken, und derjenigen, welche zu gleicher Zeit an den Zylindern ermittelt wurde. Man ersieht daraus ebenso wie an der graphischen Darstellung in Fig. 4, daß die direkten Versuche an den Zylindern Werte ergaben, welche 1,42—2,99 mal so groß waren als diejenigen, welche aus den Biegeversuchen abgeleitet wurden. Whitey kommt zu folgenden Schlüssen:

1. Die Haftfähigkeit zwischen Eisen und einem Beton von 1:2:4 wächst mit dem Alter des

im Gange und sollen demnächst veröffentlicht werden.

Gegen die Versuche von Whitey ließe sich nur die Einwendung machen, daß diese Versuche auch nicht den tatsächlichen Verhältnissen entsprechen, denn die Wirkung in der Zugzone wird bei Bloßlegung des Eisens, wie Whitey es tut, nicht dieselbe sein, als wenn der Beton vollständig an der Mitwirkung teilnehmen würde.

Versuche zur Bestimmung der Feuerbeständigkeit der Baumaterialien.

Nebenstehende Abbildungen 5 und 6 stellen Versuche dar, welche nach Mitteilungen des

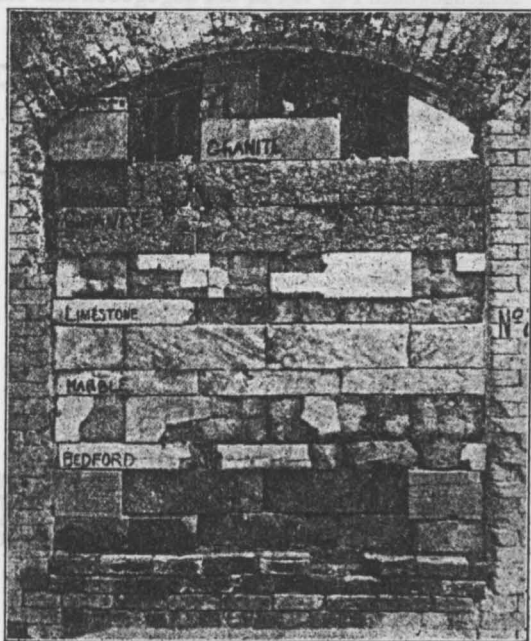


Fig. 5.

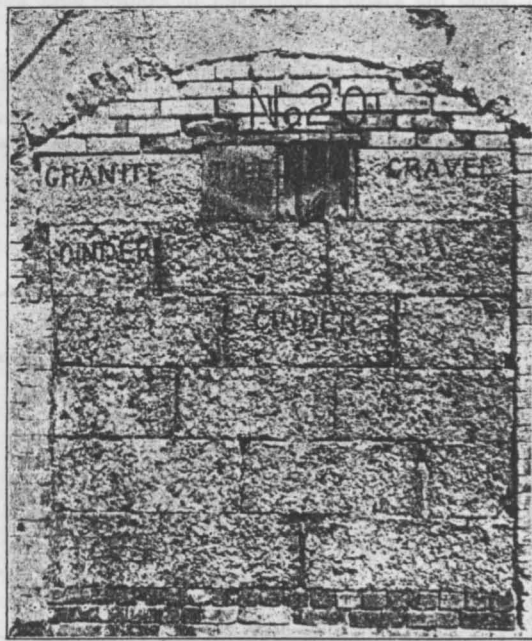


Fig. 6.

Betons; nach 28 Tagen ist die Haftfähigkeit etwa 80 v. H. derjenigen nach 6 Monaten;

2. Whitey schlägt für einen Beton von 1:2:4 Zahlenwerte für die „Haftfestigkeit“ vor, die nicht größer sein sollen als 17,5 kg/cm²;
3. die Bestimmung des Haftvermögens zwischen Beton und Eisen durch Herausziehen eines Eisens aus einem Betonzylinder ist wertlos; die auf diese Weise erhaltenen Zahlenwerte hängen wesentlich von den am Kopf des Zylinders wirkenden Druckspannungen ab;
4. die Biegeversuche stimmen annähernd mit den tatsächlichen Verhältnissen überein.

Versuche mit verschiedenen Armierungen mit ruhenden und wiederholten Belastungen sind noch

Cement Age (welchem diese Daten entnommen sind) von der United States Geological Survey at St. Louis gemacht wurden. Es wurden Versuche mit verschiedenen Arten von Ziegeln, Granit, Kalkstein, Sandstein, Marmor und verschiedenen Betonmischungen, unter anderen auch mit Schlackenbeton derart durchgeführt, daß diese Materialien durch 2 Stunden einer Hitze von 1700° F. ausgesetzt und nachher durch Wasser abgekühlt wurden. Die beiden Abbildungen zeigen klar das Verhalten der verschiedenen Materialien und bilden einen Beweis für das vorzügliche Verhalten des Betons im Feuer. Während alles andere Material teils zersprang, teils rissig wurde, blieb der Beton, ohne besonderen Schaden zu nehmen, sehr gut erhalten.

DIE ZUKUNFT DES ARMIERTEN BETONS IM WASSERBAU.

Von L. A. Sanders,

Ingenieur der Amsterdamer Zementwerke „Wittenburg“.

(Schluß von Seite 181).

Schleusen und ortsfeste Trockendocks.

Es bedarf wohl keiner Erwähnung, daß fast jeder Techniker auf dem Gebiete der Bau- und Wasserbaukunde weiß, was eine Schleuse ist, und daß ein jeder davon überzeugt ist, daß Schleusen in der Regel zu den bedeutendsten Arbeiten gehören. Wir meinen hier natürlich nicht die kleinen Schleusen in Polder- oder ande-

Schichten, die leicht Wasser durchlassen, wie Kies oder Muschelschichten.

Die meisten dieser Schwierigkeiten werden überwunden durch Anwendung des Säulen- und Plattensystems. Dieses scheint auch hier mit dem größten Erfolge angewandt werden zu können. Man vergleiche dazu nur den Entwurf einer Fangschleuse (nach Fig. 15), in der angegeben sind eine

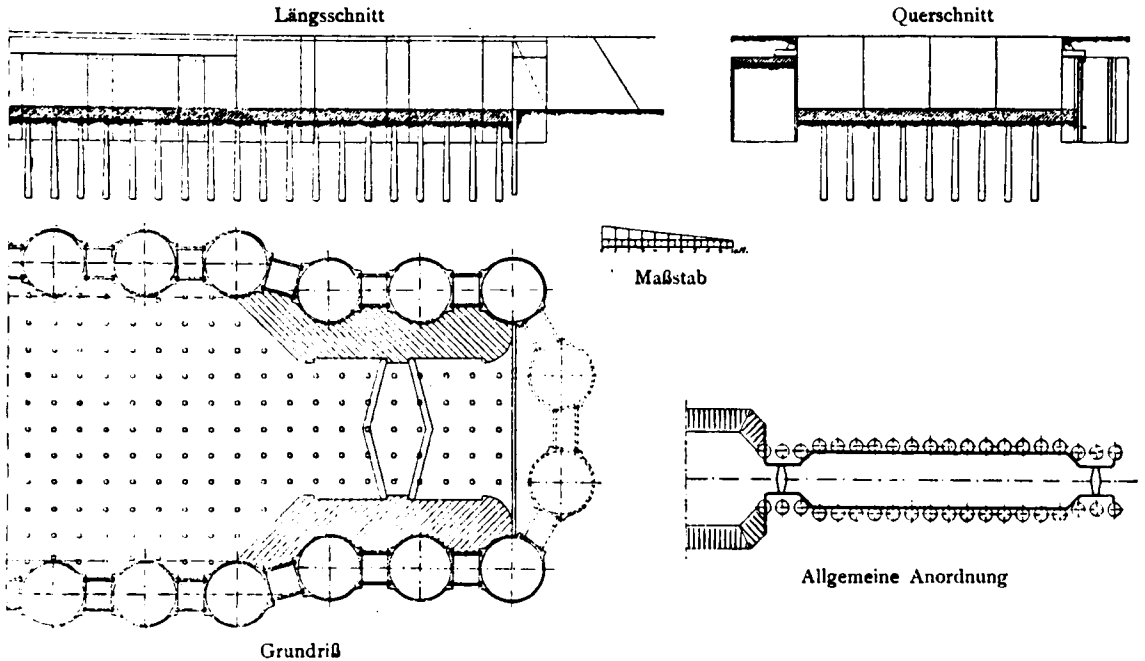


Fig. 15. Entwurf einer Schleuse.

ren kleinen Kanälen, sondern Schleusen für tiefgehende Schiffe, wie diejenigen in Ymuiden, oder wie die Schleusen am Eingang der Docks in Antwerpen und ähnliche. Von größter Wichtigkeit ist der Bau der Schleusenkammer, wobei in der Regel viele Schwierigkeiten auftreten, nicht nur weil die Fundamente oft sehr tief unterm Grundwasserspiegel angelegt werden müssen, sondern gewiß auch, weil der Oberboden oft derart beschaffen ist, daß große und sehr teure Spundwände oder im Verhältnis zur Anlage viel zu große Ausgrabungen und Ausfüllungen notwendig sind. Dies ist nicht der Fall, wenn man auf einem Ton- oder Felsboden baut; in allen anderen Fällen treten jedoch immer dieselben Schwierigkeiten auf, besonders wenn man Laufsand antrifft oder

allgemeine Situation in kleinem Maßstabe und ein Teil des Grundrisses in größerem Maßstabe, mit den zugehörigen Längs- und Querschnitten. Woraus hervorgeht, sind die Mauern auch hier mit Säulen und Platten entworfen worden. Dadurch erreicht man in erster Linie den überaus großen Vorteil, daß nicht ein Kubikmeter Erde zuviel ausgegraben und also später auch nicht aufgefüllt zu werden braucht. Obwohl dieser Vorteil an und für sich sehr bedeutend genannt werden darf, kommt noch der große Vorteil der Billigkeit hinzu. Fügt man hinzu, daß sämtliche Spundwände wegfallen, dann ergibt sich, daß der Vorteil vierfach ist und dieses System also in vielen Fällen zu großen Ersparungen führen muß. Auf der Zeichnung sind am Kopfende des Grundrißfrag-

mentes einige Säulen und Platten punktiert angegeben. Diese dienen zu den temporären Abdämmen der Schleusenammer. Wünscht man Baggermaschinen oder derartige Vorrichtungen oder Gleise beim Ausgraben oder Ausbaggern zu verwenden, dann stellt man also diese Säulen und Platten erst auf, wenn diese Arbeiten beendet sind. Zwischen den versenkten, mit Sand oder einer anderen Erdart, z. B. Ton, ausgefüllten Säulen und dem Zwischenraum der Platten kann man danach mit den Arbeiten an dem Schleusen-

liebiger Konstruktion anbringen. In unserem Entwurf haben wir dazu einen flachen, zementeisernen Boden gewählt, der für den Fall, daß die ganze Schleusenammer zeitweilig leergepumpt werden soll, der aufwärts pressenden Kraft des Grundwassers widerstehen kann. Zu diesem Zwecke ist das Bett verbunden durch eine große Anzahl konischer Eisenbetonpfähle, die in beiden Richtungen in einer Entfernung von 2 m Mitte auf Mitte stehen, und die mit dem dicken Ende nach unten gekehrt versenkt werden. Dieses System,

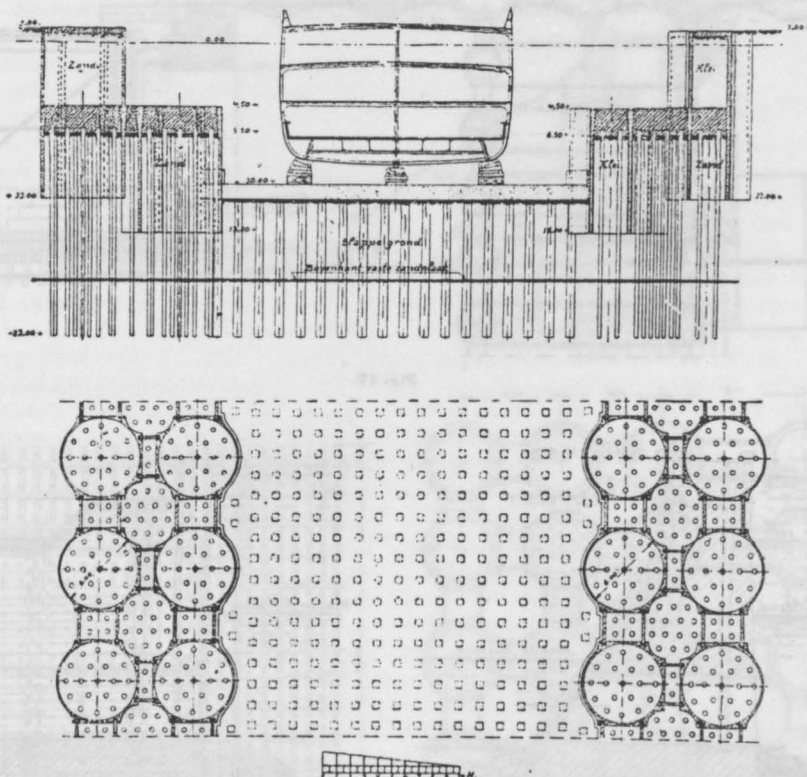


Fig. 16. Entwurf für ein ortsfestes Trockendock.

bett anfangen, obwohl in vielen Fällen ein Bett in dergleichen Schleusen entbehrt werden kann.

Sorgt man dafür, daß die Säulen und Platten tief genug unter dem Kammerboden liegen, dann braucht man gar nicht zu befürchten, daß unter die Erde hinter den Säulen Wasser durchdringen wird. Noch weniger wird dies der Fall sein, wenn man Gelegenheit hat, durch Vertiefung des Grundwasserspiegels die Säule trocken zu halten, welches System hierzulande zuerst von Herrn Stoffels eingeführt worden ist. Die Erde muß hierzu jedoch geeignet sein; bei durchgehenden Tonschichten kann man es nicht anwenden.

Ist die Säule einmal ausgegraben und sind die Maßnahmen zu deren Trockenhalten gebührend getroffen, dann kann man darin ein Bett von be-

das auf den Theorien des Professors Müller beruht, wurde hiezulande zuerst angewandt für den Boden des Tunnels unter der Staatsbahn in Utrecht und zwar auf Anregung des damaligen Ingenieurs der öffentlichen Arbeiten in Utrecht, Herrn Dwars, jetzt Professor an der Technischen Hochschule in Santiago de Chile.

Schließlich möchten wir darauf hinweisen, daß die Anwendung der Säulen und Platten es ermöglicht, den Bau einer Schleuse zustande zu bringen in einem bestehenden Kanal, ohne ein Unterbrechen der Schifffahrt notwendig zu machen.

Aus obenstehenden Betrachtungen geht nur zu klar hervor, daß mit dem Säulen- und Platten-system, wenn es den Bau einer einigermaßen großen Schleuse betrifft, sehr bedeutende Erspar-

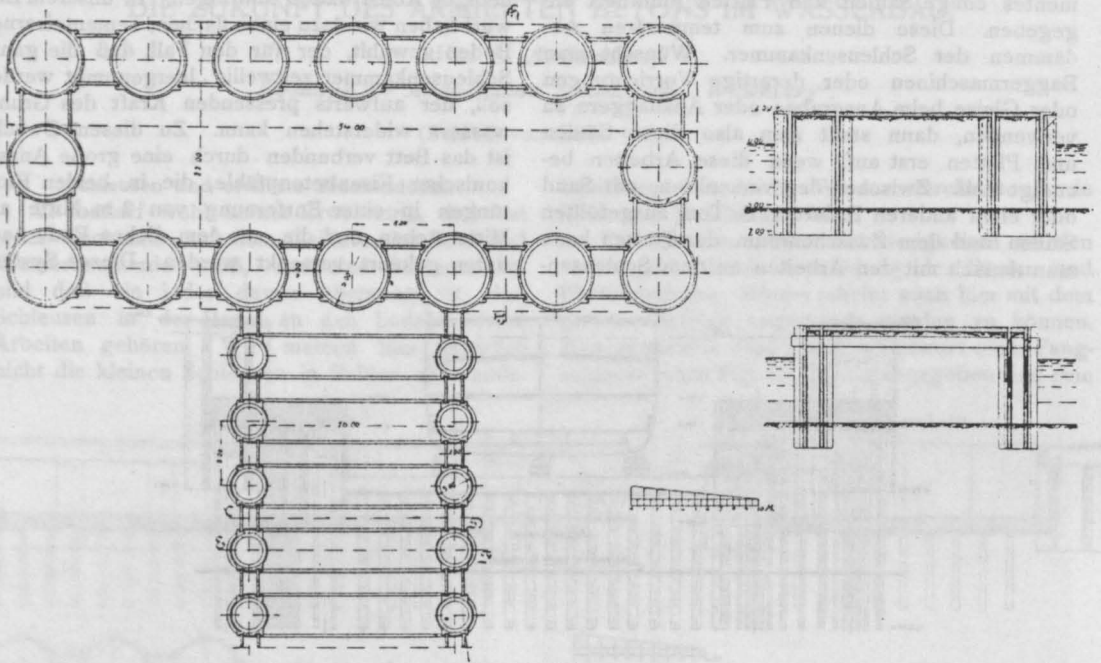


Fig. 17.

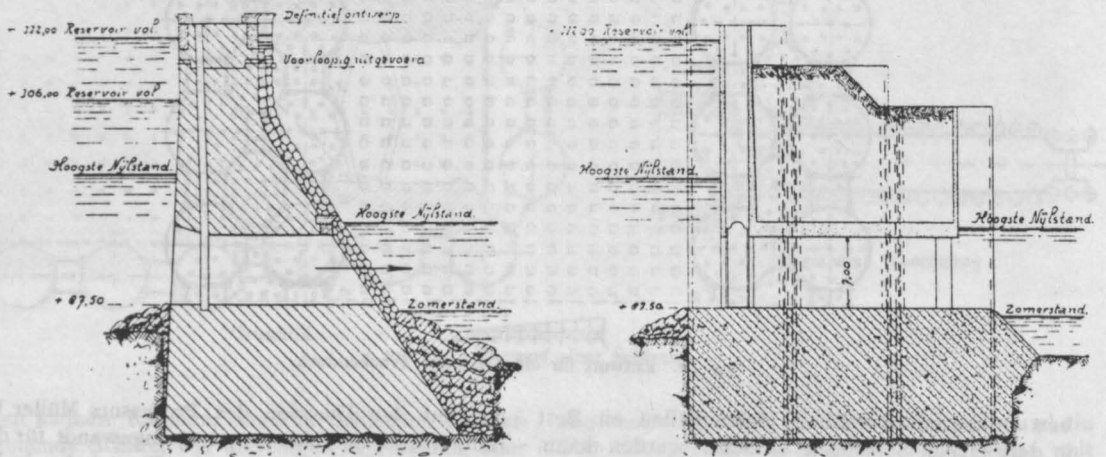
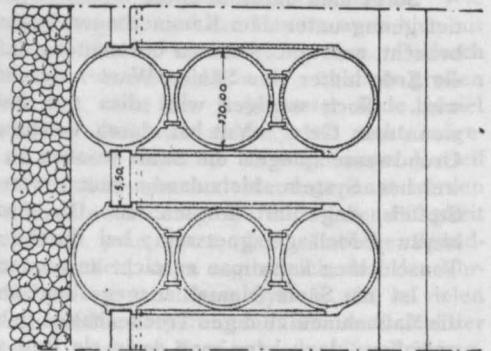


Fig. 18.

Staudamm zu Assuan im Nil mit Variante.



rungen zu erreichen sind, Ersparungen, die wohl bis zu 50% gehen können. Es wird den jüngeren Ingenieuren überlassen bleiben, sich dies in Zukunft zunutze zu machen, und die Anwendung von Beton oder Backsteinen wird dann bald ein Ende nehmen.

Ortsfeste Trockendocks.

Wegen der Art seines Zweckes stimmt ein

währenden Mauern des Trockendocks höheren Anforderungen zu genügen haben als diejenigen einer Schleuse. Dasselbe trifft natürlich zu in bezug auf die Tore eines ortsfesten Trockendocks. Übrigens sind die Schwierigkeiten, die dem Erbauer eines ortsfesten Trockendocks entgegen-treten, gleicher Art wie die dem Schleusenbau anhaftenden Schwierigkeiten. Bei einem ortsfesten Trockendock soll alles jedoch noch schwerer

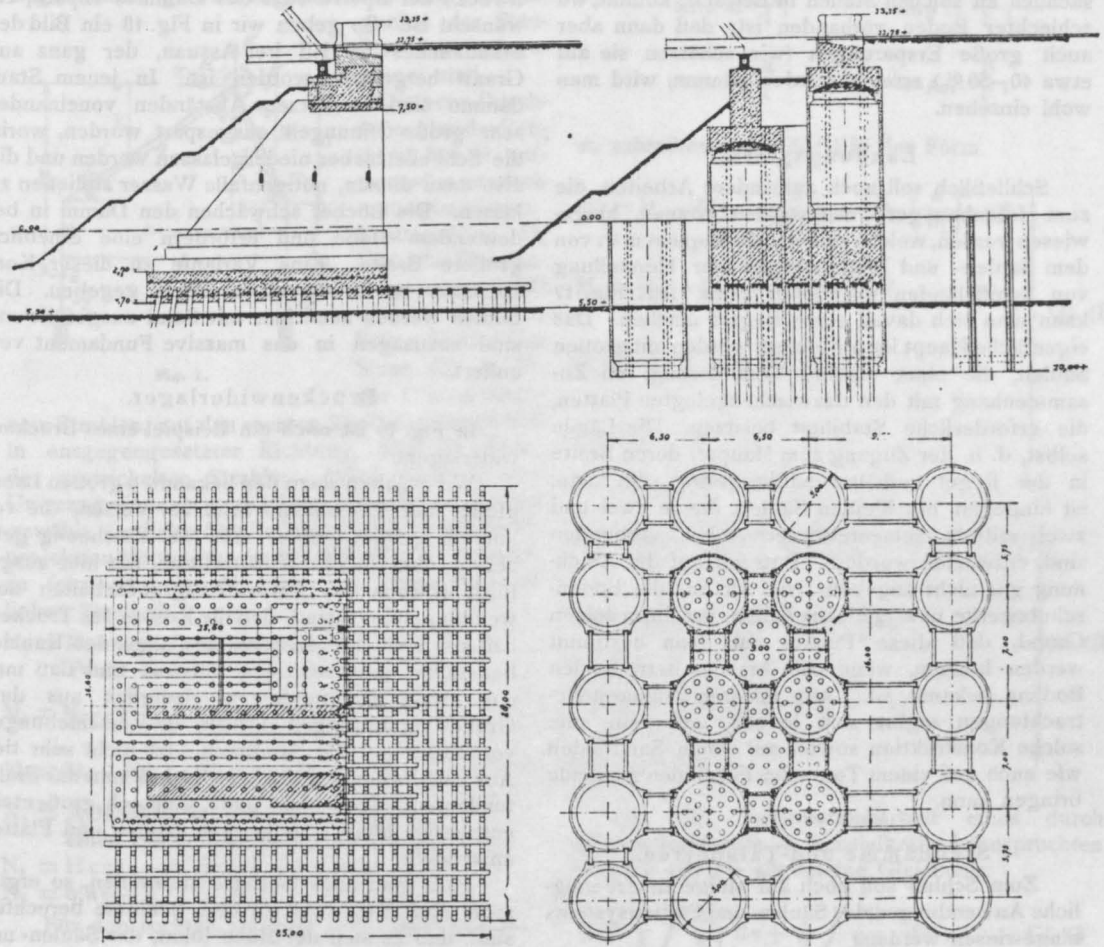


Fig. 19.

Entwurf zu dem Brückenwiderlager der Eisenbahnbrücke bei Velsen mit Variante.

ortsfestes Trockendock in sehr vielen Punkten mit einer Schleuse überein. Eine Schleuse jedoch hat zwei Eingänge für Schiffe, ein ortsfestes Trockendock in der Regel nur einen. In einer Schleuse bleibt immer so viel Wasser in der Kammer stehen, daß das Schiff die Schwelle passieren kann; bei einem Trockendock wird das Wasser ganz aus der Kammer entfernt, und das Schiff ruht auf dem Boden des Dockes. Daraus folgt, daß sowohl der Boden wie auch die grund-

vorgesehen werden. Fig. 16 zeigt ein Dock von diesem Typus (Querschnitt und teilweise Grundriß). Auch hier ist das Bett auf dieselbe Weise entworfen worden wie für die Schleuse. Vorausgesetzt wurde, daß man erst in verhältnismäßig großer Tiefe unterm Dockbette den festen, zuverlässigen Sandboden antrifft, so daß der Boden in der Umgebung sehr schlecht beschaffen sein darf.

Die Vorderseite der Säulen, in der ersten wie auch in der zweiten Reihe, könnten leicht gebnet

werden und zwar dadurch, daß man kleine Betonmauern davorbaut, was jedoch nicht gleich notwendig sein dürfte. Die Säulen können nötigenfalls ganz mit Sand ausgefüllt und bedeckt werden mit einer Betonschicht, die den Werkboden bildet. Es empfiehlt sich, den Raum zwischen den Säulen und Spundplatten mit Ton auszufüllen, damit das Ganze wasserdicht bleibt. Es bedarf wohl keines Beweises, daß diese neue Konstruktion hauptsächlich an solchen Stellen in Betracht kommt, wo schlechter Boden vorhanden ist; daß dann aber auch große Ersparungen (wir schätzen sie auf etwa 40–50 %) erreicht werden können, wird man wohl einsehen.

Landungspiers.

Schließlich soll noch auf andere Arbeiten, die zum Hafenbau gerechnet werden können, hingewiesen werden, welche zeigen, wie bequem man von dem Säulen- und Plattensystem zur Herstellung von Schiffsländen profitieren kann. Aus Fig. 17 kann man sich davon einen Begriff machen. Das eigentliche Haupt ist projektiert worden mit großen Säulen, die ohne weitere Verankerung, im Zusammenhang mit den dazwischengelegten Platten, die erforderliche Stabilität besitzen. Die Lände selbst, d. h. der Zugang zum Haupte, deren Breite in der Regel verhältnismäßig gering sein kann, ist hingegen mit kleinen Säulen, die je zwei und zwei mittels zementeiserner Anker verbunden sind, entworfen worden. Daß wir auf der Zeichnung gar nicht angeben, wie wir uns die Bodenschutzwerke usw. gedacht haben, hat darin seinen Grund, daß diese Punkte nur dann bestimmt werden können, wenn die Art des betreffenden Bodens bekannt ist. Aus unseren früheren Betrachtungen ergibt sich jedoch, daß man eine solche Konstruktion sowohl auf einem Sandboden wie auch auf einem Ton- oder Felsboden zustande bringen kann.

Staudämme und Talsperren.

Zum Schluß soll noch auf einige andere mögliche Anwendungen des Säulen- und Plattensystems hingewiesen werden.

Greifen wir noch einmal auf die Deiche zu-

rück, dann kommen wir wie von selbst auf die Anwendung desselben Systems für Staudämme oder Talsperren. Sind die Abmessungen nicht zu groß, d. h. ist der Niveauunterschied, den man zu erreichen beabsichtigt, nicht zu groß, dann kann man sehr gut das für Deiche angegebene System anwenden. Talsperren und oft auch Staudämme können jedoch derartige Abmessungen erhalten, daß eine besondere Anwendung, die sich dem Zwecke der Sperre oder des Dammes anpaßt, erwünscht ist. So geben wir in Fig. 18 ein Bild des Staudammes im Nil bei Assuan, der ganz aus Granit hergestellt worden ist. In jenem Staudamme sind in kurzen Abständen voneinander sehr große Öffnungen ausgespart worden, worin die Schließchieber niedergelassen werden und die also dazu dienen, nötigenfalls Wasser abfließen zu lassen. Die Löcher schwächen den Damm in bedeutendem Maße und erfordern eine erheblich größere Breite. Eine Variante zu dieser Konstruktion ist in derselben Figur gegeben. Die Säulen werden auch hier mit Sand ausgefüllt und sind sozusagen in das massive Fundament verankert.

Brückenwiderlager.

In Fig. 19 ist noch ein Beispiel eines Brückenwiderlagers.

Wir wählten dazu den bekannten großen Landpfeiler der Eisenbahnbrücke bei Velsen, die vor kurzem gebaut wurde. Aus der Zeichnung geht hervor, daß für die Konstruktion, die hier ausgeführt worden ist, große Ausgrabearbeiten notwendig gewesen sind, daß die Kosten des Trockenhaltens und der Kistdämme längs des Kanales bedeutend gewesen sein müssen, und daß man das große Pfahlfundament lediglich aus dem Grunde hat anbringen müssen, um Verschiebungen vorzubeugen. Die Sandbank sitzt nicht sehr tief. Aus der Variante geht hervor, daß man das Pfahlfundament, wenn nicht ganz, dennoch größtenteils entbehren könnte, falls man Säulen und Platten anwendete.

Faßt man alles Gesagte zusammen, so ergibt sich, daß wir wohl zu dem Schlusse berechtigt sind, daß es sich der Mühe lohnt, das Säulen- und Plattensystem zu studieren.

BEITRAG ZUR THEORIE DES STEIFEN RAHMENS.

Von Ing. Artur Langweil (Hamburg).

Der steife Rahmen findet auf allen Gebieten des Bauwesens zahlreiche Anwendung und liegen seine Hauptvorteile in der kontinuierlichen Zusammenwirkung seiner Einzelteile. Infolge der etwas schwierigen Berechnungsweise dieses Kon-

struktionsgebildes wird jedoch oft, durch Auflösung des Rahmens in seine Elemente und statische Untersuchung der letzteren, eine weitgehende Näherungsberechnung angestellt, wodurch die Ökonomie in der Dimensionierung be-

einträchtig wird, andererseits aber — was noch gefährlicher ist — die Einspannstellen unterdimensioniert werden.

In den folgenden Zeilen sei nun den verehrten Lesern ein recht allgemeiner Fall in seiner Berechnungsweise vorgeführt, der im Hochbauwesen eine Rolle spielt, nämlich der Shedbinder, und es wird der Fall eines allein stehenden Shedbinders der Betrachtung unterworfen. Zur Verallgemeinerung wird angenommen, daß die Endpunkte der Ständer fest eingespannt sind.

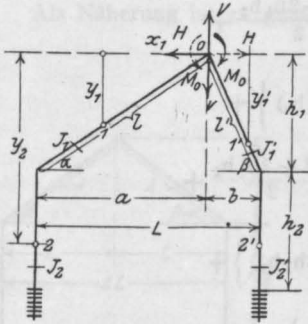


Fig. 1.

Die beim Durchschneiden des Rahmens bei O auftretenden statisch unbestimmbaren Ersatzgrößen H, V und das Einspannungsmoment M⁰ wirken auf den linken Shedteil im Sinne der in Figur 1 ausgezogenen Strahlen, auf den rechten Shedteil naturgemäß in entgegengesetzter Richtung, also im Sinne der gestrichelten Strahlen. Wird Punkt O zum Ursprung eines rechtwinkligen Koordinatensystems gewählt, der linke Shedteil mit q' kg/m² Horizontalprojektionsfläche, der rechte mit g' kg/m² belastet, so folgt für die Momente + Axialkräfte im linken Shedteil:

$$\left. \begin{aligned} M_1 &= \text{Moment in bezug auf irgend einen Punkt des linken Sparrens,} \\ M_1 &= M_0 - Hy_1 - Vx_1 + \frac{q'}{2} x_1^2 e \\ M_2 &= M_0 - Hy_2 - Va + \frac{q'}{2} a^2 e \\ N_1 &= \text{Axialkraft in bezug auf irgend einen Punkt des linken Sparrens,} \\ N_1 &= H \cos \alpha - V \sin \alpha + q' x_1 e \sin \alpha, \\ N_2 &= q' a e - V. \end{aligned} \right\} \dots \text{Gl. (1)}$$

Für den rechten Shedteil folgt dann analog:

$$\left. \begin{aligned} M_1' &= M_0 - Hy_1' + Vx_1' + \frac{g'}{2} x_1'^2 e \\ M_2' &= M_0 - Hy_2' + Vb + \frac{g'}{2} b^2 e \\ N_1' &= H \cos \beta + V \sin \beta + g' x_1' e \sin \beta \\ N_2' &= g' b e + V \end{aligned} \right\} \dots \text{Gl. (2)}$$

e ist darin die Entfernung der einzelnen Shedgespärre.

Setzt man nun

$$\left. \begin{aligned} q' e &= q, & g' e &= g \\ x_1 &= \frac{a}{h_1} \cdot y_1, & x_1' &= \frac{b}{h_1} \cdot y_1', \\ \sin \alpha &= \frac{h_1}{l}, & \sin \beta &= \frac{h_1}{l'}, \\ \cos \alpha &= \frac{a}{l} & \cos \beta &= \frac{b}{l'}, \end{aligned} \right\}$$

so schreiben sich Gl. (1) in der Form

$$\left. \begin{aligned} M_1 &= M_0 - Hy_1 - \frac{Va}{h_1} y_1 + \frac{q}{2} \cdot \left(\frac{a}{h_1}\right)^2 \cdot y_1^2 \\ M_2 &= M_0 - Hy_2 - Va + \frac{q}{2} a^2 \\ N_1 &= H \frac{a}{l} - V \frac{h_1}{l} + q \frac{a}{l} \cdot y_1 \\ N_2 &= qa - V \end{aligned} \right\} \text{Gl. (I)}$$

und Gl. (2) lauten:

$$\left. \begin{aligned} M_1' &= M_0 - Hy_1' + V \frac{b}{h_1} y_1' + \frac{g}{2} \left(\frac{b}{h_1}\right)^2 \cdot y_1'^2 \\ M_2' &= M_0 - Hy_2' + Vb + \frac{g}{2} b^2 \\ N_1' &= H \frac{b}{l'} + V \frac{h_1}{l'} + g \frac{b}{l'} \cdot y_1' \\ N_2' &= gb + V \end{aligned} \right\} \text{Gl. (II)}$$

Für die Deformationsarbeit eines durch Biegemomente + Achsialkräfte beanspruchten Systems gilt die allgemeine Gleichung:

$$\mathfrak{A} = \frac{1}{2} \int \frac{M^2}{EJ} ds + \frac{1}{2} \int \frac{N^2}{EF} ds \dots \text{Gl. (3)}$$

und unter Voraussetzung eines konstanten Elastizitätsmoduls E folgen die Bedingungsgleichungen für das Minimum der Deformationsarbeit aus der Differentiation der Gl. (3) nach den unbekanntem statisch unbestimmten Größen also in der Form:

$$\left. \begin{aligned} E \cdot \frac{\partial \mathfrak{A}}{\partial H} = 0 &= \int \frac{M}{J} \cdot \frac{\partial M}{\partial H} \cdot ds + \int \frac{N}{F} \cdot \frac{\partial N}{\partial H} \cdot ds & a \\ E \cdot \frac{\partial \mathfrak{A}}{\partial M_0} = 0 &= \int \frac{M}{J} \cdot \frac{\partial M}{\partial M_0} \cdot ds + \int \frac{N}{F} \cdot \frac{\partial N}{\partial M_0} \cdot ds & b \\ E \cdot \frac{\partial \mathfrak{A}}{\partial V} = 0 &= \int \frac{M}{J} \cdot \frac{\partial M}{\partial V} \cdot ds + \int \frac{N}{F} \cdot \frac{\partial N}{\partial V} \cdot ds & c \end{aligned} \right\} \dots \text{Gl. (III)}$$

Die Integration hat sich natürlich über das ganze System zu erstrecken und soll für die erste der Gl. (III) im folgenden ausgeführt werden. — Zu diesem Zwecke werden zunächst mit Benutzung der Gl. (I) und (II) folgende Differentialquotienten gebildet:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial M_1}{\partial H} = -y_1; \quad \frac{\partial M_2}{\partial H} = -y_2; \quad \frac{\partial M_1'}{\partial H} = -y_1'; \quad \frac{\partial M_2'}{\partial H} = -y_2' \\ \frac{\partial N_1}{\partial H} = \frac{a}{1}; \quad \frac{\partial N_2}{\partial H} = 0; \quad \frac{\partial N_1'}{\partial H} = \frac{b}{1'}; \quad \frac{\partial N_2'}{\partial H} = 0 \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots \text{Gl. (4)}$$

Unter Berücksichtigung von Gl. (I), (II), (IIIa) und (4) folgt die erste Bestimmungsgleichung mit:

$$\begin{aligned} 0 = \frac{1}{J_1} l \cdot h_1 \left\{ -\frac{M_0}{2} + \frac{2}{3} H h_1 + \frac{2}{3} V a - \frac{3}{8} q a^2 \right\} + \frac{1}{J_2} \cdot \left\{ -M_0 \cdot \frac{h_2^2 + 2h_1 h_2}{2} + \right. \\ \left. + \frac{2}{3} H (h_2^3 + 3h_1^2 h_2 + 3h_2^2 h_1) + V a \cdot \frac{h_2^2 + 2h_1 h_2}{2} - q \frac{a^2}{8} (h_2^2 + 2h_1 h_2) \right\} + \\ \left. + \frac{1}{J_1'} l' h_1 \left\{ -\frac{M_0}{2} + \frac{2}{3} H h_1 - \frac{2}{3} V b - \frac{3}{8} g b^2 \right\} + \frac{1}{J_2'} \cdot \left\{ -M_0 \cdot \frac{h_2^2 + 2h_1 h_2}{2} + \right. \\ \left. + \frac{2}{3} H \cdot (h_2^3 + 3h_1^2 h_2 + 3h_2^2 h_1) - V b \cdot \frac{h_2^2 + 2h_1 h_2}{2} - g \frac{b^2}{8} (h_2^2 + 2h_1 h_2) \right\} + \\ \left. + \frac{1}{F_1} \cdot \frac{a}{1} \cdot \left\{ H a - V h_1 + q \frac{a h_1}{2} \right\} + \frac{1}{F_1'} \cdot \frac{b}{1'} \cdot \left\{ H b + V h_1 + g b \frac{h_1}{2} \right\} \dots \dots \dots \text{Gl. (IVa)} \end{aligned}$$

In ganz analoger Weise läßt sich Gl. (IIIb) und (IIIc) auswerten.

Gl. (IVa) läßt sich vereinfacht in der Form schreiben:

$$\left. \begin{aligned} A + BH - CM_0 + DV = 0 \text{ und die aus Gl. (IIIb) und (IIIc) abgeleiteten} \\ \text{sind ganz analog gebildet.} \\ E - CH + GM_0 + F \cdot V = 0, \\ J + DH + FM_0 + K \cdot V = 0, \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots \text{Gl. (V)}$$

Darin sind die Koeffizienten A, B, C, D, E, F, G, J, K gegeben durch die Ausdrücke:

$$\left. \begin{aligned} A = \frac{h_1}{2} \cdot \left(\frac{q \cdot a^2}{2F_1 l} + \frac{g b^2}{2F_1' l'} \right) - \frac{h_2^2 + 2h_1 h_2}{8} \cdot \left(\frac{q a^2}{J_2} + \frac{g b^2}{J_2'} \right) - \frac{3}{8} h_1 \left(\frac{l q a^2}{J_1} + \frac{l' g b^2}{J_1'} \right) \\ B = \frac{2}{3} \left\{ h_1^2 \left(\frac{1}{J_1} + \frac{l'}{J_1'} \right) + (h_2^3 + 3h_1^2 h_2 + 3h_2^2 h_1) \left(\frac{1}{J_2} + \frac{l'}{J_2'} \right) \right\} + \frac{a^2}{F_1 l} + \frac{b^2}{F_1' l'} \\ C = \frac{h_1}{2} \left(\frac{1}{J_1} + \frac{l'}{J_1'} \right) + \frac{h_2^2 + 2h_1 h_2}{2} \left(\frac{1}{J_2} + \frac{l'}{J_2'} \right) \\ D = \frac{2}{3} h_1 \left(\frac{a l}{J_1} - \frac{b l'}{J_1'} \right) + \frac{h_2^2 + 2h_1 h_2}{2} \left(\frac{a}{J_2} - \frac{b}{J_2'} \right) + h_1 \left(\frac{b}{F_1' l'} - \frac{a}{F_1 l} \right) \\ E = q a^2 \left(\frac{1}{3J_1} + \frac{h_2}{2J_2} \right) + g b^2 \left(\frac{l'}{3J_1'} + \frac{h_2}{2J_2'} \right) \\ F = b \left(\frac{l'}{2J_1'} + \frac{h_2}{J_2'} \right) - a \left(\frac{1}{2J_1} + \frac{h_2}{J_2} \right) \\ G = h_2 \left(\frac{1}{J_2} + \frac{l'}{J_2'} \right) + \frac{1}{J_1} + \frac{l'}{J_1'} \\ J = \frac{3}{8} \left(\frac{l' b^3 g}{J_1'} - \frac{l a^3 q}{J_1} \right) + \frac{h_2}{2} \left(\frac{g b^3}{J_2'} - \frac{q a^3}{J_2} \right) + \frac{h_1^2}{2} \left(\frac{g b}{F_1' l'} - \frac{q a}{F_1 l} \right) + h_2 \left(\frac{g b}{F_2'} - \frac{q a}{F_2} \right) \\ K = \frac{2}{3} \left(\frac{l a^2}{J_1} + \frac{l' b^2}{J_1'} \right) + h_2 \left(\frac{a^2}{J_2} + \frac{b^2}{J_2'} \right) + h_1^2 \left(\frac{1}{l F_1} + \frac{1}{l' F_1'} \right) + h_2 \left(\frac{1}{F_2} + \frac{1}{F_2'} \right) \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots \text{Gl. (VI)}$$

Die Gl. (V) im Verein mit den Gl. (VI) geben nach H, V und M_0 aufgelöst die statisch unbestimmten Ersatzgrößen, mit deren Hilfe sich jetzt unter Benützung der früher aufgestellten Gl. (I) und (II) Momente und Axialkräfte für jeden Punkt der Sparren und Ständer finden lassen. Für verschiedene Belastungen ändern sich bloß die Koeffizienten A, E und J und ist daher eine Berücksichtigung der für verschiedene Querschnitte bestehenden ungünstigsten Lastverteilung leicht durchführbar.

Als Näherung ist es gestattet, die Trägheits-

momente J_2 und J_2' , eventuell auch J_1 und J_1' gleichzusetzen, wodurch die unter (VI) angeführten Koeffizienten eine einfachere Form annehmen.

Wie man sich leicht überzeugen kann, haben auch die Stabverdrückungen auf die Größe der statisch unbestimmten Größen nur einen untergeordneten Einfluß und kann man die Werte der Koeffizienten A—K durch Weglassung der Glieder, welche die Flächengrößen F enthalten, ohne einen großen Fehler zu begehen, vereinfachen. Die Gleichungen VI nehmen dann folgende Form an:

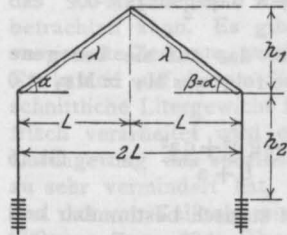


Fig. 2.

$$\left. \begin{aligned} A' &= - \left\{ \frac{h_2^2 + 2 h_1 h_2}{8} \cdot (q a^2 + g b^2) + \frac{3}{8} h_1 (l q a^2 + l' g b^2) \right\} \\ B' &= \frac{2}{3} \{ h_1^2 (1 + l') + (h_2^3 + 3 h_1^2 h_2 + 3 h_2^2 h_1) 2 \} \\ C' &= \frac{h_1}{2} (1 + l') + (h_2^2 + 2 h_1 h_2) \\ D' &= \frac{2}{3} h_1 (a l - b l') + \frac{h_2^2 + 2 h_1 h_2}{2} (a - b) \\ E' &= q a^2 \left(\frac{1}{3} + \frac{h_2}{2} \right) + g b^2 \left(\frac{l'}{3} + \frac{h_2}{2} \right) \\ F' &= b \left(\frac{l'}{2} + h_2 \right) - a \left(\frac{l}{2} + h_2 \right) \\ G' &= 2 h_2 + l + l' \\ J' &= \frac{3}{8} (l' b^3 g - l a^3 q) + \frac{h_2}{2} (g b^3 - q a^3) \\ K' &= \frac{2}{3} (l a^2 + l' b^2) + h_2 (a^2 + b^2) \end{aligned} \right\} \text{ Gl. (VII)}$$

Diese Gleichungen VII werden zur ersten Dimensionierung gute Dienste leisten, da sie von den unbekannt Dimensionen J und F frei sind und bloß die durch lokale Verhältnisse bedingten, daher gegebenen Größen a, b, h_1 , l, l', q und g enthalten.

Der vorliegende Fall kann aber auch leicht spezialisiert werden. Setzt man z. B. in den Gleichungen VI: $a = b = L$ und $l = l' = \lambda$, so erhält man die Formeln für den symmetrischen Dachbinder (Fig. 2) oder allgemein gesprochen

für den Rahmen mit symmetrisch gebrochenem Gurt. Die Gleichsetzung von $J_1 = J_1'$ u. $J_2 = J_2'$ dürfte dann in den meisten Fällen wohl berechtigt sein. Setzt man dann auch konsequenterweise $F_1 = F_1'$ u. $F_2 = F_2'$, so fallen die Koeffizienten D, F der Gleichung V weg und die allgemeinen Gleichungen zeigen dann eine außerordentlich einfache Form. Die für diesen Fall maßgebenden Koeffizienten sind unter Gleichung VIII zusammengestellt:

$$\left. \begin{aligned} A &= \frac{h_1}{2} \cdot \frac{L^2}{F_1 \lambda} (q + g) - \frac{(h_2^2 + 2 h_1 h_2) L^2}{8 J_2} (q + g) - \frac{3}{8} \frac{h_1 \lambda L^2}{J_1} (g + q) = \\ &= A_1 = (g + q) L^2 \left\{ \frac{h_1}{2 F_1 \lambda} - \frac{h_2^2 + 2 h_1 h_2}{8 J_2} - \frac{3}{8} \frac{h_1 \lambda}{J_1} \right\} \\ B_1 &= \frac{4}{3} \left\{ \frac{h_1^2 \lambda}{J_1} + \frac{h_2^3 + 3 h_1^2 h_2 + 3 h_2^2 h_1}{J_2} \right\} + \frac{2 L^2}{F_1 \lambda} \\ C_1 &= \frac{h_1 \lambda}{J_1} + \frac{h_2^2 + 2 h_1 h_2}{J_2} \\ D_1 &= 0 \\ E_1 &= L^2 \left(\frac{\lambda}{3 J_1} + \frac{h_2}{2 J_2} \right) (g + q) \\ F_1 &= 0 \\ G_1 &= 2 \left(\frac{h_2}{J_2} + \frac{\lambda}{J_1} \right) \\ J_1 &= (g - q) L \left\{ \frac{3}{8 J_1} \lambda L^2 + \frac{h_2}{2} \cdot \frac{L^2}{J_2} + \frac{h_1^2}{2 F_1 \lambda} + \frac{h_2}{F_2} \right\} \\ K_1 &= 2 L^2 \left(\frac{2}{3} \cdot \frac{\lambda}{J_1} + \frac{h_2}{J_2} \right) + 2 \left(\frac{h_1^2}{\lambda F_1} + \frac{h_2}{F_2} \right) \end{aligned} \right\} \dots \dots \text{ Gl. (VIII)}$$

Betrachten wir nun die dritte der Gl. V und die für diesen Spezialfall maßgebenden Koeffizienten (Gl. VIII) J_1, D_1, F_1, K_1 , so sehen wir, daß, wie bereits erwähnt, für jede Belastung die Koeffizienten D und F Null werden.

Der Koeffizient J_1 wird für $g = q$, also symmetrische Belastung Null, der Koeffizient K_1 wird wegen der durchwegs positiven Glieder nie Null; daraus folgt, daß im Falle des steifen Rahmens mit symmetrisch gebrochener Gurte bei symmetrischer Belastung die statisch unbestimmte Größe V verschwindet.

Durch Vernachlässigung der in den Koeffizienten vorkommenden Glieder, welche F enthalten, sowie Annahme gleicher Trägheitsmomente für alle Rahmenteile ergeben sich ganz analog wie früher folgende für die Praxis hinreichend genaue Näherungsausdrücke für die zur Auflösung der Hauptgleichungen V nötigen Koeffizienten:

$$\left. \begin{aligned} A_1' &= -(g+q)L^2 \left\{ \frac{h_2^2 + 2h_1h_2}{8} - \frac{3}{8}h_1\lambda \right\} \\ B_1' &= \frac{4}{3} \left\{ h_1^2\lambda + h_2^2 + 3h_1^2h_2 + 3h_2^2h_1 \right\} \\ C_1' &= h_1\lambda + h_2^2 + 2h_1h_2 \\ E_1' &= (g+q)L^2 \left\{ \frac{\lambda}{3} + \frac{h_2}{2} \right\} \\ G_1' &= 2(h_2 + \lambda) \\ J_1' &= (g-q)L^3 \left\{ \frac{3}{8}\lambda + \frac{h_2}{2} \right\} \\ K_1' &= 2L^2 \left\{ \frac{2}{3}\lambda + h_2 \right\} \end{aligned} \right\} \text{Gl. (IX)}$$

Denkt man sich weiterhin im Firstpunkt ein Gelenk angebracht, so hat die damit verknüpfte Bedingungsgleichung $M_o = 0$ zur Folge, daß die Koeffizienten C, G und F sämtlich gleich Null werden; durch Wegfall einer statisch unbestimmten Größe schmelzen die 3 Hauptgleichungen (Gl. V) auf 2 zusammen von der Form:

$$A_1' + B_1'H = 0; \quad J_1' + K_1'V = 0 \quad \dots \text{Gl. (X)}$$

Dieser Spezialfall erlaubt noch weitere Spezialisierungen, auf die aber hier nicht eingegangen werden soll.

Wir gehen nun wieder auf den allgemeinen Fall zurück und spezialisieren denselben in einer anderen Richtung, indem wir uns die Fußpunkte der Ständer nicht mehr fest eingespannt, sondern gelenkig gelagert vorstellen. Das Moment, auf den linken Fußpunkt bezogen, läßt sich mit Benutzung von Gl. I ausdrücken durch:

$$\left. \begin{aligned} M_F &= M_o - H(h_1 + h_2) - Va + \frac{q}{2}a^2 \\ \text{in bezug auf den rechten Fußpunkt} \\ \text{Gleichung II:} \\ M_F' &= M_o - H(h_1 + h_2) + Vb + \frac{g}{2}b^2 \end{aligned} \right\} \dots \text{Gl. (5)}$$

Da für Gelenkpunkte das auf sie bezogene Moment 0 werden muß, so folgt aus $M_F = M_{F1} = 0$ für V der Wert:

$$V = -\frac{1}{2} \cdot \frac{-gb^2 + qa^2}{b+a} \quad \dots \text{Gl. (6)}$$

Die Größe von V ist statisch bestimmbar und ist ihr Wert durch Gl. 6 gegeben. Es entfällt also für diesen Fall die dritte der Gl. V und die ersten beiden lauten jetzt:

$$\left. \begin{aligned} A_2 + BH - CM_o &= 0 \\ E_2 - CH + GM_o &= 0 \end{aligned} \right\} \text{Gl. (XI)}$$

Darin ist $A_2 = A - DV$
 $E_2 = E - FV$ } $\dots \dots \dots$ Gl. (XIa) zu setzen.

Man könnte nun in strenger Konsequenz der in diesen Zeilen gegebenen allgemeinen Ableitungen noch den Fall des steifen dachförmigen Rahmens mit gelenkigem Zugband entwickeln, was aber hier mit Rücksicht auf den knappen Raum unterlassen wird. Es sei nur noch bemerkt, daß zur raschen Lösung der Hauptgleichungen mit 3 bzw. 2 Unbekannten die Determinantentheorie als elegante und rasche Lösung empfohlen wird.

ÜBER HERRICHTUNG VON WASSERDICHTEM MÖRTEL UND BETON.

Von W. Olschewsky, Dipl. Hütteningenieur.

Der erfahrene, mit den einschlägigen Prüfungsmethoden vertraute Mörteltechniker wird, wenn er wasserdichten Mörtel herrichten soll, zunächst dahin streben, dafür einen Sand zu wählen resp. zu mischen, der schon an sich ein möglichst hohes Litergewicht hat, so daß schon hieraus hervorgeht, daß in den Hohlräumen zwischen den gröberen Körnern immer wieder feinere Körnchen

Lagerung finden. An feinsten Teilchen, die durch das 900-Maschensieb hindurchgehen, sind die weit aus meisten Sande arm, wenn solche überhaupt enthalten sind. Das 900-Maschensieb entspricht, wenn Maschenweite und Drahtstärke gleich sind, einem Durchmesser der Sandkörnchen von 0,17 Millimeter. Für die nachstehenden Betrachtungen sei angenommen, daß der für Mörtel und Beton

verwendete Sand in erheblicher Menge Teilchen nicht enthält, die kleiner als etwa 0,17 mm sind.*) Das Litergewicht bei gewöhnlicher Einfüllung von Sand kann dann angenommen werden mit durchschnittlich

1,45 kg für gleichkörnigen Sand und
1,65 kg für gemischtkörnigen.

Für Zementmörtel und Beton wird zweckmäßig gemischtkörniger Sand mit einem durchschnittlichen Litergewicht von etwa 1,65 kg, für Kalkmörtel dagegen besser gleichkörniger, aber feinerer Sand im Litergewicht von nur etwa 1,45 kg vorzuziehen sein.

Was die Bindemittel anbelangt, so sind diese ja durchweg so feinkörnig, daß man sie als durch das 900-Maschensieb vollkommen durchgehend betrachten kann. Es gibt zurzeit nur noch sehr vereinzelte Zemente, welche einen nennenswerten Rückstand auf diesem Siebe lassen. Das durchschnittliche Litergewicht für Zement, der ziemlich frisch verarbeitet wird und der durch zu lange Luftlagerung das spezifische Gewicht noch nicht zu sehr vermindert hat, kann mit etwa 1,700 kg und das von Kalkteig mit 1,400 kg bei einem Gehalt von etwa 60% Wasser und 40% trockenem Kalkhydrat angenommen werden (spezifisches Gewicht des trocknen Kalkhydrats = 2,2). Da guter Zement etwa 30% Wasser zum Anmachen ohne Raumvergrößerung verbraucht, kann das Litergewicht von Zementbrei mit durchschnittlich 2,200 kg eingesetzt werden (in 100 der breiigen Masse 77% Zement und 23% Wasser). Dieses Verhältnis gilt natürlich nur für die Herrichtung von gewöhnlichem Mörtel oder eingestampftem Beton, da der Gehalt an Anmachewasser für Portlandzement wesentlich geringer sein muß, wenn z. B. Platten, Kunststeine usw. unter höherem Druck gepreßt werden.

Wird Sand in Korngröße von über 0,17 mm mit Bindemittel gemischt, das stets wesentlich feiner ist, so werden sich die Teilchen des letzteren zusammen mit dem Wasser in den Hohlräumen des ersteren abgelagert; nur wenn der Zusatz von Bindemasse einen die Porenfüllung übersteigenden Raumanteil ausmacht, wird sich ein Teil der Bindemasse zwischen den Sandkörnchen befinden und zur Raumvergrößerung beitragen. Dieser Fall dürfte jedoch kaum vorkommen, da man schon aus Rücksicht auf die Kosten einen so hohen Versatz mit Bindemasse selten geben wird.

Betrachten wir nun zunächst einmal näher die Eigenschaften und das Verhalten von Portlandzementmörtel. In Mischung von 1:3 gleichkörnigem Sand würde das Gewicht von

3 l Sand 4,35 kg betragen. Dazu würden kommen 1,45 kg Zement und mindestens 0,550 kg Wasser, so daß 6,30 kg Mörtel entstehen. (In 100 der erdfeuchten Masse etwa 68,5% Sand, 22,8% Zement und 8,7% H₂O.)

Auf den Literinhalt umgerechnet würden 1,450 kg Sand in Betracht kommen, die bei 2,65 spezifischem Gewicht einen Raum von 547 ccm einnehmen, so daß 453 ccm Gesamthohlräume vorhanden sein würden. Der Sand würde bei 3:1 an Portlandzement 483 g und dieser Zement würde bei 8,7% Wasser 42 g hiervon erfordern, so daß der Liter Mörtel 1,975 kg wiegen würde. Bei gemischtkörnigem Sand, von dem der Liter 1,650 kg wiegt, würden beim Mischverhältnis 3:1 an Zement 550 g und an Wasser 48 g erfordern werden, so daß der Liter Mörtel 2,248 kg wiegen würde.

Ein Litergewicht von 2,248 kg ist bei Zementmörtel 3:1 tatsächlich zu erreichen, so daß ein solcher Mörtel, solange der Wassergehalt von 8,7% darin verbleibt, als wasserdicht würde gelten können. Bei gleichkörnigem Sand dagegen würde das Mischverhältnis von 1 Zement auf 3 Sand noch nicht zur vollen Porenfüllung ausreichend sein, so daß schon wegen nicht vollkommener Erfüllung aller Sandhohlräume Poren vorhanden sein müßten und zwar um so mehr, als das Litergewicht unter 2,254 kg herabgeht. Bei Zementmörtel ist demnach das Verhältnis 3 Sand:1 Zement die äußerste Grenze, wenn von einer hinreichenden Wasserdichtigkeit ohne weiteres soll die Rede sein können. Bei einem Mischverhältnis von 2:1 dagegen wird selbst schon bei gleichkörnigem Sand stets mehr Zementbrei vorhanden sein, als zur vollen Füllung der Sandhohlräume verbraucht wird, so daß bei derartigem Mörtel die Wasserdichtigkeit weniger durch den Sand als durch den Zement an sich bedingt wird. Bei Mörtel oder Beton im Mischverhältnis von über 3 Sand:1 Zement kann Wasserdichtigkeit schon deshalb nicht vorhanden sein, weil unausgefüllte Poren im Füllstoff verbleiben.

Die Wasserdichtigkeit von Zementmörtel wird, abgesehen von der mehr oder minder günstigen Füllung der Sandhohlräume aber auch dadurch beeinflusst, daß der Zement vielfach, namentlich bei der Lufterhärtung, beim Abbinden und bei der hinterher erfolgenden Erhärtung nicht das ganze Anmachewasser verbraucht, um sich chemisch damit zu verbinden. Läßt man Zement, der mit 38% seines Gewichtes Wasser angerührt ist, auf wassersaugender Unterlage oder in poröser Umwandlung stehen, so wird schon durch allmähliche Absickerung ein Teil dieses Wassers entzogen, während ein anderer, nicht unwesentlicher Teil des Wassers durch Austrocknung an der Luft fortgeht. Selbstredend müssen an Stelle dieses bis zum vollkommenen Abbinden noch ab-

*) Der Einfluß von sehr feinem Sand auf die Wasserdichtigkeit von Zementmörtel soll zum Schluß näher erörtert werden.

sickernden und hinterher bei der Luftlagerung verdunstenden Wassers Porenräume treten. Selbst sehr guter, d. h. recht frischer und sehr fein gemahlener Portlandzement verbraucht innerhalb der ersten 14 Tage bei der Luftlagerung kaum 10% seines Trockengewichtes an Wasser derart, daß dieses chemisch gebunden wird und unter Quellung des Zementes zur Porenfüllung beigetragen hat. Ist der Zement demnach auch nur mit 30% seines Gewichtes vermengt, die bei reinem Zement oder bei Mischungen bis zu $1\frac{1}{2}$ Sand für Hervorrufung des breiförmigen Zustandes allenfalls noch genügen, so kann von dieser Wassermenge durch Absickern und durch Austrocknung bis zu $\frac{2}{3}$ fortgehen, wenn die Masse nicht möglichst bald nach dem Abbinden unter Wasser kommt, sondern an der Luft bleibend Gelegenheit hat, Wasser verdunsten zu können. Ein Körper aus abgebindenem Zement, der pro Liter Inhalt etwa 2,2 kg wiegt, kann bei schneller Austrocknung innerhalb von 4—5 Tagen ganz gut bis zu 250 g Wasser verlieren und es wird dann von Wasserdichtigkeit natürlich keine Rede sein können. Wird der Zement dagegen tunlichst vor Austrocknung geschützt, so wird schon in den ersten Tagen der Erhärtung der weitaus größte Teil des Anmachewassers derart gebunden, daß er durch die Lufttrocknung nicht mehr wesentlich verändert werden kann. Derartige Zementkörper haben schon nach wenigen Tagen nur noch eine Porosität von 4—5%, d. h. sie saugen lufttrocken für je 100 g ihres Trockengewichtes nur noch 4—5 g Wasser auf und die Oberfläche hat auch eine dieser geringen Gesamtporosität entsprechende Dichtigkeit, die sich dadurch kennzeichnet, daß 1 cm Wasser in eine entsprechende Vertiefung eingefüllt, schon mehrere Stunden braucht, um vollständig aufgesaugt zu werden. Wird an der Luft verbleibender, abgebundener Zement öfters wieder mit Wasser angefeuchtet, so dichten sich seine, anfänglich etwa durch zu starke Wasserentziehung entstandenen Poren durch die nachträgliche Quellung der einzelnen Zementteilchen mit der Zeit doch noch derart, daß der ursprünglich mit etwa 30% seines Gewichtes angerührte Zement schon nach etwa 8 Tagen als hinreichend wasserdicht gelten kann. Während 1 cm Wasser in den ersten Tagen noch in einigen Stunden einzieht, steht diese Wassermenge nach etwa 8 Tagen schon recht lange, bis vollständiges Einziehen eintritt. Nach 6—8 Wochen wird reiner Portlandzement durch Quellung seiner Teilchen so vollkommen gedichtet, daß Wasser überhaupt nicht mehr in den lufttrocknen Körper eindringt. Nur wenn die Proben zur Feststellung des Raumgewichtes resp. der Porosität auf 100—120° C erhitzt werden, was eigentlich unzulässig ist, zieht Wasser wieder in geringer Menge ein.

Angestellte Versuche, auf die hier nicht näher

eingegangen werden braucht, haben die an sich schon bekannten Tatsachen bestätigt, wonach reiner Zement und auch noch Mörtel 1:1, selbst wenn er nur an der Luft erhärtet, sehr bald vollkommen wasserdicht sein kann, falls er gegen zu schnelles Austrocknen geschützt wird, wohingegen aber andererseits auch ziemlich beträchtliche Porosität sich einstellen kann, wenn das Anmachewasser zum Teil an der Luft in beträchtlicher Menge entzogen wird. Zementmörtel aus 1:2 Sand dagegen bleibt selbst bei gut geeignetem Mischsand ziemlich lange stark wassersaugend und selbst durchfiltrierend, wenn er an der Luft erhärtet und nur ab und zu angefeuchtet wird.

Was Kalkmörtel anbetrifft, so würde bei gleichkörnigem Sand, der pro Liter 1,450 kg wiegt und 453 ccm Gesamtporenraum hat, dieser Raum durch Kalkbrei zu erfüllen sein. Kalkbrei ist nun aber ein je nach dem Wassergehalt selbst bei geringer Änderung sich sehr verschiedenartig verhaltender Stoff. Bei einem Litergewicht von 1,400 kg ist fast jeder Kalkbrei so steif, daß er bei seinem Gebrauch als Porenfüllmaterial gegen geringen Druck hinreichenden Widerstand bietet und als wasserdicht wirkend erachtet werden kann. Derartige Kalkbrei enthält etwa 40% trocknes Hydrat und 60% Wasser. Wird der Wassergehalt aber nur verhältnismäßig wenig erhöht, so ändert sich die Beweglichkeit des Breies oder Schlammes jedoch sehr bedeutend. Bei einem Litergewicht von nur 1,150 kg entsteht schon Kalkmilch, die so beweglich ist, daß sie in den Porenräumen von grobkörnigem Sand sich leicht fortbewegen und Kalkhydrat an einzelnen stark verengten Stellen ablagern kann, wie auf einem Filter. Bei feinkörnigem Sand in gleicher Korngröße und bei Mischsanden wird diese Entmischung von zu dünnem Kalkschlamm natürlich weniger eintreten können, wie bei gleichkörnigem Grobsand.

Wird gleichkörniger Grobsand im Gewichte von 1,45 kg mit 0,534 kg = 453 ccm Kalkbrei von 1,400 kg Litergewicht vermischt, so entstehen 1,984 kg Kalkmörtel, bei dem unter guter Durchmischung volle Porendichtung und demgemäß auch Wasserdichtigkeit vorhanden ist. Solcher Mörtel läßt sich durch Einstampfen gut verformen und er ist infolge der dickbreiigen Beschaffenheit auch von vornherein wesentlich wasserdichter selbst wie reiner Zement, weil Wasser, welches in eine obere Vertiefung eingegossen wird, darin lange stehen bleibt, wohingegen solches selbst bei reinem Zement in der ersten Zeit nach der Verformung sich in den Hohlräumen bewegen und zum Teil nach unten hin abfiltrieren kann. Die Sachlage ändert sich aber bei Kalkmörtel mit der Austrocknung gegenüber dem Zementmörtel sehr wesentlich, weil selbst steifer Kalkbrei im Gemenge mit Sand an der Luft schnell Wasser

verliert und vollkommen austrocknet, da nicht, wie im Zement, Wasser chemisch gebunden wird. Der trocknende Kalkbrei schrumpft dabei nicht etwa, wie dies z. B. bei Ton der Fall ist, unter gleichmäßiger Schwindung und erhöhter Festigkeit zusammen, sondern die Masse bleibt in sich stark porös, und sie verliert ihren festen Zusammenhang durch vielfache Risse. An der Luft getrocknetes Kalkhydrat hat eine Wasseraufnahmefähigkeit von 40—50% des Trockengewichtes, wobei das Wasser verhältnismäßig leicht aufgesaugt wird, wenn auch die einzelnen Poren überaus fein sind. Wenn bei recht nasser Verformung von Kalkbrei der getrocknete Körper auch oberflächlich durch eine dünne Haut von Kohlensäurem Kalk wasserdicht erscheinen sollte, so erweist er sich doch nach dem Abschaben dieser Haut als stark porös.

Trocknen 1,984 kg Kalkmörtel, die in den Sand Hohlräumen 0,534 kg steifen Kalkbrei enthalten, an der Luft aus, so ist das in den Hohlräumen zurückgelassene, in sich durch Risse zerklüftete Kalkhydrat in stande, wieder etwa 214 g Wasser anzusaugen, sodaß die verbleibende trockene Mörtelmasse eine Porosität von mindestens etwa 12% haben muß. Von Wasserdichtigkeit des Mörtels kann dabei natürlich keine Rede sein.

Es kommt nun aber noch ein anderer Einfluß hinzu, der die bei Kalkmörtel gewöhnlicher Zusammensetzung stets schon vorhandene, beträchtliche Porosität noch mehr vergrößert. Bei einem aus 1,45 kg Sand und 0,543 kg steifem Kalkbrei gemischten Mörtel ist die Zusammensetzung = 72,7% Sand, 10,9% Kalkhydrat und 16,4% Wasser. Dieser Wassergehalt von nur 16,4% in 100 breiiger Masse genügt aber noch nicht, um den kellengerechten Zustand des Mörtels herbeizuführen, weil dafür erfahrungsgemäß etwa 21% Wasser erforderlich sind. Wird dem Mörtel aber die hieran fehlende Wassermenge zugefügt, so wird der Kalkbrei so dünn, daß er sich in den Poren, namentlich bei grobkörnigem Sand, nahezu so leicht wie reines Wasser fortbewegen kann. Wenn die Mauersteine stark saugend wirken, so kann dabei eine Einmischung des Kalkmörtels in den Fugen eintreten, indem der sehr dünne Kalkschlamm in der Fuge von oben nach unten derart absickert, daß oben eine Entleerung der Sandhohlräume eintritt, während das Kalkhydrat in der Tiefe der Fuge angereichert wird. Der Mörtel muß dann natürlich oben poröser und lockerer sein, wie im unteren Teil der Fuge. Spart man unter solchen Umständen auch noch an Kalkbrei, so wird, da der Wassergehalt doch nahezu der gleiche sein muß, die Beweglichkeit des Kalkschlammes immer größer. Von einer gleichmäßigen und vollkommenen Erfüllung der Sandhohlräume kann dann gar keine Rede mehr sein, und es ist ohne

weiteres klar, daß dann der an der Luft ausgetrocknete Kalkmörtel sich wie ein sehr durchlässiger Filterstein verhalten kann.

Mörtel aus Zement und Kalkbrei. Nach dem Vorstehenden ist das Verhalten des sogenannten verlängerten Zementmörtels eigentlich schon gegeben. Der in Wasser aufgeführte dünne Kalkbrei hat so überaus feine Teilchen, daß diese sich auch in die allerfeinsten Hohlräume der Zementteilchen einlagern können. Durch diese Einlagerung von Kalkschlamm, der gegenüber reinem Wasser schwerer beweglich ist, wird bei dem mit Wasser angemachten, noch nicht abgebundenen Zement das Abfiltrieren von Wasser aus den Poren erschwert, so daß schon allein hieraus die Erhärtung sich günstiger vollziehen kann. Wenn dann hinterher bei der weiteren Erhärtung des Zementes die einzelnen Teilchen bei der mit der chemischen Bindung von Wasser verknüpften Quellung ihr Volumen auch nicht soweit vergrößern, daß dadurch die zwischen ihnen ursprünglich auch bei der engsten Aneinanderlagerung noch vorhanden gewesenen Hohlräume ganz gedichtet werden, so bietet doch das diese Poren erfüllende, weiche Kalkhydrat dieser Quellung kein Hindernis. Der Zement kann quellen und dadurch zur Porenfüllung soviel beitragen, als möglich. Der Rest an überaus feinen Poren, welcher bei reinem Zement auch dann noch verbleibt, wenn die Quellung zum vollkommenen Porenschluß nicht auslangt, wird durch zusammengepreßtes und demnach auch weniger poröses Kalkhydrat erfüllt.

Die auch durch die praktische Erfahrung erwiesene günstige Einwirkung, welche Kalkbrei in dem erhärteten Zement ausüben kann, ist aber insofern eine beschränkte, als das Gegenteil herbeigeführt werden muß, wenn die Zumengung von Kalkbrei eine gewisse Grenze überschreitet und etwa soweit getrieben werden würde, daß die einzelnen Zementteilchen durch Kalkhydrat getrennt sind, da dieses bei zu weit getriebener Beimengung nicht nur Raum in den feinsten Poren findet, sondern die Berührung der Zementteilchen hindern kann. Die Erfahrung hat gelehrt, daß zweckmäßig auf 1 Raumteil Zement nur $\frac{1}{2}$ Raumteil Kalkteig kommen darf. Da ein Liter Zement in engster Aneinanderlagerung ein Gewicht von etwa 1,750 kg und einen Gesamthohlraum von 427 ccm hat, so würde bei Zumengung von $\frac{1}{2}$ Liter Kalkbrei (1,40 kg Literegewicht) 0,7 kg Kalkbrei mit etwa 280 g trockenem Kalkhydrat zugeführt werden. Bei einem spezifischen Gewicht von 2,2 würde diese Kalkhydratmenge einen Raum von nur 127 ccm bei stärkster Zusammenpressung erfüllen. Da 1 l Zement aber selbst bei engster Ineinanderlagerung 427 ccm Poren hat, so kann diese Menge von Kalkhydrat selbst dann noch bequem darin Platz finden, wenn die ein-

zelen Zementteilchen die sich bei der Erhärtung einstellende Quellung vollziehen. Selbst wenn durch diese Quellung $\frac{2}{3}$ des ursprünglichen Gesamtporenraumes, d. h. also etwa 280 ccm beseitigt werden, findet das trockene Kalkhydrat bei seiner überaus feinen Zerteilung und Zusammendrückbarkeit noch in den verbleibenden 147 ccm Raum genug. Für fein gemahlene Zement ist die günstige Wirkung von Kalkhydrat demnach sehr gut zu erklären, da dieses als eine Porenfüllmasse wirkt, die gar nicht besser sein kann. Wenn der in engen Grenzen gehaltene Zusatz von Kalkbrei zu Zement und Zementmörtel in Mischung von höchstens 1:3 Sand auch recht günstig auf die Wasserdichtigkeit einwirken kann, so kann dies nicht ohne weiteres auch dann zugegeben werden, wenn Kalkbrei als Porenfüllstoff bei sehr magerem Zementmörtel verwendet wird. Wie schon hervorgehoben wurde, ist Kalkhydrat im allgemeinen ein keineswegs sehr geeigneter Füllstoff, weil er selbst nur eine geringe Festigkeit annimmt und weil er andererseits auch sehr porös resp. wasseransaugend ist.

Wird z. B. ein Zementmörtel im Verhältnis von 1 Zement zu 5 Sand gemischt, so findet der Zement Raum genug zur Einlagerung in die Hohlräume, so daß eine Raumvermehrung durch dessen Beimengung nicht eintreten wird. Bei gleichkörnigem Sand enthält ein Liter 453 ccm Hohlräume. Da bei Mischung von 5 Sand zu 1 Zement nur 290 g Zement im Liter Trockenmasse enthalten sind, nehmen diese nur einen Raum von 95 ccm ein, so daß noch 358 ccm Porenraum frei sein würden. Wollte man diese durch steifen Kalkbrei erfüllen, so würden davon etwa 500 g verbraucht werden. Wenn derartige Masse beim Einstampfen im erdfeuchten Zustande auch wasserdicht ist, so würde doch beim Verbleib an der Luft der darin enthaltene Kalkbrei hinterher sein Wasser wieder abgeben (etwa 180 g), so daß derartige Mörtel im trocknen Zustande doch mindestens wieder eine Porosität von etwa 10% haben würde und von Wasserdichtigkeit keine Rede sein könnte, weil das ausgetrocknete, stark poröse Kalkhydrat, wenn die einzelnen Poren auch noch so fein sind, Wasser doch begierig aufzusaugen vermag.

Wenn bei magerem Zementmörtel und Beton auch durch die möglichst vollständige Erfüllung der noch freien Sandhohlräume mit Kalkbrei die Dichtigkeit und Festigkeit bei der Erhärtung unter Wasser günstig beeinflusst werden kann, so muß diese günstige Einwirkung des Kalkbreies doch wieder ganz oder doch wenigstens zum großen Teil aufgehoben werden, wenn der Mörtel beim Verweilen an der Luft austrocknen kann. Kalkhydrat ist in dieser Hinsicht eine sehr schlecht geeignete Porenfüllmasse, weil es zur Herbeiführung des breiartigen Zustandes sehr viel Wasser

verbraucht und weil es beim Austrocknen unter Eintritt von Rissen eine nur sehr wenig feste Masse hinterläßt, die wieder etwa 100% des Trockengewichtes an Wasser aufzusaugen vermag.

Wird dem Kalkbrei Seife beigemischt, so tritt eine an sich schon lange bekannte wasserdichtende Einwirkung derart hervor, daß die hinterher wieder ausgetrocknete Masse, obschon sie nahezu noch das gleiche Raumgewicht hat, wie reines trocknes Kalkhydrat, Wasser von der Oberfläche aus nicht mehr anzieht. Mit Seife versetzter Kalkbrei, der hinterher getrocknet wird, verhält sich an der Oberfläche gegen aufgetropftes Wasser ähnlich abweisend, wie poröse Ton- oder Steinflächen, die teilweise mit Öl erfüllt sind. Wenn auch keine wirkliche Porenfüllung bei Kalkhydrat durch Zugabe von Seife herbeigeführt wird, so verhalten sich die überaus feinen Poren doch vollkommen abweisend gegen Wasser. Während bei Kalkbrei, der nur mit Wasser angerührt ist, nach dem Trocknen 1 ccm Wasser, in eine obere Vertiefung eingegeben, sehr schnell einzieht, steht es tagelang in der Vertiefung, wenn der Körper aus steifem Kalkbrei geformt wird, dem Seife zugefügt worden war.*) Ein nachteiliger Einfluß von beigemischter Seife ist bisher weder bei Zement noch bei Kalkhydrat bekannt geworden, so daß diese, auf die Wasserdichtigkeit sowohl bei Zement wie auch bei Kalkhydrat sehr günstige Einwirkung anstandslos zur praktischen Nutzenanwendung gebracht werden kann.

Wenn sich nach Vorstehendem auch die zu starke und für die Wasserdichtigkeit nachteilige Porosität des Kalkhydrates bei dessen Verwendung als Porenfüllmasse beseitigen läßt, so verbleibt doch noch das so überaus ungünstige Verhalten des Kalkhydrates beim allmählichen Austrocknen als ein wesentlicher Nachteil. Nach den von H. Burchartz durchgeführten, in seinem Werke „Luftkalke und Luftmörtel“ 1908 (Verlag von Julius Springer-Berlin) bekanntgegebenen Befunden erforderte Kalkhydratpulver, für dessen Herstellung 6 verschiedene Sorten von Fettkalk verwendet wurden, zwischen 38,5 bis 47% Wasser, um derart erdfeucht zu werden, daß daraus mit vieler Mühe Probekörper für Zug- und Druckproben hergestellt werden konnten. Das Raumgewicht schwankte bei den Proben zwischen 0,943 bis hinauf zu etwa 1,290, woraus schon auf hohe Porosität zu schließen ist, da das spezifische Gewicht von trockenem Kalkhydrat etwa 2,2 beträgt. Die Zugfestigkeit schwankte bei 28 tägiger Erhärtung zwischen 2,5 und 3,8 kg/qcm und die Druckfestigkeit zwischen 7,0 bis 19,4 kg/qcm. Wird hierbei noch in Betracht gezogen, daß bei Kalkbrei, der bei seiner Austrocknung bis zu 70% seines Gewichtes an Wasser

*) Die gleiche Wirkung tritt ja bekanntlich auch bei Zement und Zementmörtel ein, wenn dem Anmachewasser Seife beigemischt wird.

abgibt, starkes Reißen eintritt, so kann dem reinen Kalkhydrat als Porenfüllmasse selbst dann nur ein geringer Wert beigemessen werden, wenn die Wasserdichtigkeit durch den Seifenzusatz erzielt wird.

An sich ist es bekannt, daß Kalkbrei, wenn er mit nicht zuviel Sand versetzt wird, sich beim darauf folgenden Austrocknen wesentlich günstiger verhält, indem die Rissigkeit beseitigt wird und indem meist eine wesentlich höhere Festigkeit er-

reicht wird. Es ist ferner an sich bekannt, daß feine, schluffige Sandarten an sich schon, durch das bloße Trocknen, eine nicht unerhebliche Zusammenhangsfestigkeit erlangen können. Wird Kalkbrei mit derartigen, feinsten Mineraltrümmern gemengt, die vielfach auch noch verbindungs-fähige Kieselsäure enthalten, so können ohne nachteilige Schwindung beim Trocknen recht beträchtliche Festigkeiten erzielt werden.

(Schluß folgt.)

EINIGES ÜBER NEUERE BÜCHER AUS DEM GEBIETE DES EISENBETONBAUES.

Von Dipl.-Ing. W. Obrist (St. Gallen).

III.

Méthode de calcul du béton armé par A. Nivet, ing.
Paris 1908.

Ausgehend von einer besonderen Auffassung über die Lage der Neutralachse in elastisch ungleich widerstehenden Querschnitten, entwickelt der Verfasser eine Methode zur Berechnung und Dimensionierung von bewehrten Platten und Rippenbalken. Neben einigen Beispielen der Verwendung des Eisenbetons im Hoch- und Tiefbau sind Tabellen vorhanden, welche für gleichmäßig verteilte Belastungen und verschiedene Spannweiten von 1—15 m Platten- und Rippenstärke sowie auch Eisenquerschnitt und Eigengewicht angeben, entsprechend einem Biegemoment $M = \frac{Pl^2}{8}$. Die zulässigen Spannungen sind zu 25 u. 1000 kg/cm² angenommen. Die Tabellen lassen sich aber auch für andere Spannungen benutzen, nur muß dann eine entsprechende Umrechnung der Dimensionen erfolgen.

Außer einer Anleitung zum Gebrauch der aufgestellten Tabellen gibt der Verfasser noch die statische Berechnung der verschiedenen Konstruktionen, wie eingespannte Balken, kontinuierliche Träger usw.

Diese allgemeinen Erörterungen sollen hier nicht weiter besprochen werden, dagegen sei im folgenden die von Nivet angeführte Methode zur Berechnung der Konstruktionselemente, der Platten und Rippenbalken, mitgeteilt und mit anderen Berechnungsarten verglichen.

Durch eine Reihe von Versuchen gelangt der Verfasser zu dem Gesetz über die Lage der Neutralachse in Betonprismen:

„Die Nullinie teilt die Höhe des Prismas im umgekehrten Verhältnis der Quadratwurzeln aus der Druck- und Zugfestigkeit“, d. h. ist T die Zugfestigkeit und

C „ Druckfestigkeit und bedeuten

H_t und H_c die Höhe der Zug- resp. Druckzone, so ist

$$\frac{H_c}{H_t} = \frac{\sqrt{T}}{\sqrt{C}} \dots \dots \dots (1)$$

Um analytisch auf diese Beziehung zu gelangen, wird folgender Weg eingeschlagen: Nach der Navierschen Biegeformel ist bekanntlich

$\sigma = \frac{M}{W}$ und für rechteckigen Querschnitt, dessen Breite a und dessen Höhe = H, ist $W = \frac{a \cdot H^2}{6}$.

Für $M = \frac{Pl}{4}$ ist also $\sigma = \frac{3}{2} \cdot \frac{Pl}{a H^2}$.

In bezug auf vorige Bezeichnungen ist dann

$$C = \frac{3Pl}{2aH_c^2},$$

$$T = \frac{3Pl}{2aH_t^2},$$

$$\frac{C}{T} = \frac{H_t^2}{H_c^2} \text{ oder } \frac{H_c}{H_t} = \sqrt{\frac{T}{C}}$$

H_c ist also die Höhe eines Prismas, dessen Zug- und Druckfestigkeit gleich groß, und zwar gleich C ist. Für dieses hypothetische Prisma liegt die Nullinie bekanntlich in halber Höhe des Querschnittes, Zug- und Druckgurt haben die Höhe $\frac{H_c}{2}$. Analog bedeutet H_t die Höhe eines homogenen Querschnitts, dessen Festigkeit gleich T ist.

$\frac{H_c}{2}$ ist also die Höhe der Druckzone und

$\frac{H_t}{2}$ ist diejenige der Zugzone.

Verbindet man diese beiden Teilprismen, so ergibt sich ein Prisma, dessen Höhe

$$H = \frac{1}{2}(H_c + H_t) \dots \dots \dots (2)$$

und dessen Zug- und Druckfestigkeit bei derselben Bruchlast erreicht wird.

Diese Beziehungen wurden durch die Versuche ziemlich genau bestätigt. Nivet gibt als Mittelwerte an für quadratischen Querschnitt 2 × 2 cm und l = 10 cm:

$P = 19,5 \text{ kg}, T = 16,79 \text{ kg}, C = 169,25 \text{ kg},$ *

$H_c = 0,009\,215\,8, H_t = 0,030\,764,$

$H = \frac{H_c}{2} + \frac{H_t}{2} = 0,019\,989\,9.$

Betrachtet man bei einem auf Biegung beanspruchten Steinbalken in einem Querschnitt die Spannungslinie, so kann man die Lage der Nulllinie, wenigstens angenähert auf folgende Weise bestimmen:

Die gekrümmte Spannungslinie kk' wird in der Druck- und Zugzone ersetzt durch je eine Gerade, so daß die entsprechenden Flächen

$oqK = oqC \text{ resp. } obk' = obd.$

Unter der Annahme ebenbleibender Querschnitte und Proportionalität zwischen Dehnungen und Spannungen in jeder der beiden Zonen läßt sich ableiten:

$\frac{H_t}{H_c} = \sqrt{n} \dots \dots \dots (3)$

wobei n das Verhältnis der Elastizitätszahlen für Druck und Zug bedeutet.

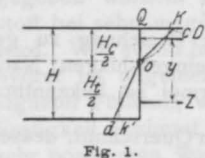


Fig. 1.

Vergleicht man diesen Ausdruck mit dem von Nivet abgeleiteten, so sieht man, daß

$\sqrt{n} = \sqrt{\frac{C}{T}}, \text{ d. h. } \frac{E_{\text{Druck}}}{E_{\text{Zug}}} = \frac{C}{T} \dots (4)$

Für homogene Körper, die dem Hookeschen Gesetz folgen, ist $\sigma = \alpha E$ und unter obigen Voraussetzungen besteht also die Gleichung 4. Es ist aber durch Versuche bewiesen worden, daß eine Proportionalität zwischen Dehnungen und Spannungen bei Beton nicht genau vorhanden ist, deshalb kann also Gleichung 4 tatsächlich nicht bestehen, wenn auch praktisch der Unterschied nicht ins Gewicht fällt.

Die Beziehung 1 hat Nivet durch Versuche ermittelt. Es ist aber dazu zu bemerken, daß es sich um Laboratoriumsversuche kleinsten Stils handelt. Die Probekörper hatten quadratischen Querschnitt von 2 cm Seitenlänge und waren in einer Stützweite von 10 cm durch eine Einzellast in der Mitte der Öffnung belastet.

In dem Werke sind die oben angeführten Mittelwerte für P, C und T mitgeteilt ohne Bemerkung über Mischung, Wassergehalt und Alter der Probekörper. Es wäre interessant, die einzelnen Versuchsergebnisse zu wissen, um zu erfahren, in welchen Grenzen das Gesetz Gültigkeit hat. Die Untersuchungen sind aber in so kleinem Maßstab ausgeführt worden, daß man nicht zu allgemeine Schlüsse daraus ableiten kann.

Bestimmt man die Lage der Nulllinie in Steinquerschnitten unter Annahme der Gültigkeit des Hookeschen Gesetzes, so ist der dadurch entstandene Fehler, wie erwähnt, praktisch wohl

kaum von Bedeutung und es kann also die von Nivet angegebene Bestimmung ohne Bedenken benutzt werden, dagegen liegen die Verhältnisse bei armierten Querschnitten nicht mehr so wie bei reinen Steinbalken.

Zur Bestimmung der Neutralachse in armierten Plattenbalken benutzt Nivet die angeführte Methode, indem er die Höhe eines homogenen Querschnittes berechnet, unter Annahme der zulässigen Druckspannung.

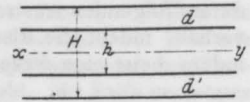


Fig. 2.

Allgemein ist $\sigma = \frac{M}{W} = \frac{Mm}{J_n}$

Entsprechend den Plattenbalken ist der Druckgut d in seiner Höhe zu bestimmen.

Mit bezug auf Fig. 2 ist

$J = \frac{a(H^3 - h^3)}{12}$

Ist $M = \frac{P l^2}{8}$ und $m = \frac{H}{2}$, dann folgt:

$\sigma = \frac{3 P l^2 H}{4 a (H^3 - h^3)} \dots \dots \dots (5)$

Nivet vereinfacht nun die Rechnung, indem er $\frac{H}{h} = \text{const.} = 2$ setzt, dann ergibt sich

$\sigma = \frac{6 P l^2}{7 a H^2}, \quad H = \sqrt{\frac{6 P l^2}{7 a \sigma}} \dots \dots (6)$

$\frac{H}{2}$ ist der Abstand der Neutralachse vom äußersten Rand des Druckgurtes und

$\frac{H}{4} = C =$ die Höhe desselben.

a ist die Breite des Druckgurtes $\leq \frac{1}{3}$.

Analog wie die Höhe des Druckgurtes bestimmt sich der Eisenquerschnitt.

Ersetzt man in Gleichung (5) H durch F und h durch f , so ist:

$f = \sqrt[3]{\frac{4 a_1 \sigma_e F^3 - 3 F P l^2}{4 a_1 \sigma_e}} \dots \dots \dots (7)$

wobei σ_e die zulässige Eisen- spannung bedeutet. Die Höhe des Plattenbalkens wird angenommen, ebenso ist r gegeben, somit auch F , und nachdem f bestimmt ist, ergibt sich die Größe der Armierung zu

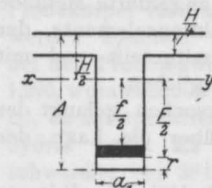


Fig. 3.

$F_e = a_1 \frac{F - f}{2}$

Für Platten bestimmen sich Nulllinie und Armierung auf dieselbe Art und Weise.

Die Höhe des homogenen Prismas ist

$H = \sqrt[3]{\frac{3 P l^2}{4 a \sigma}} \dots \dots \dots (6a)$

*) C und T bedeuten hier die Bruchlasten.

indem nämlich

$$J = \frac{a H^3}{12}$$

und

$$\sigma = \frac{P l^2}{8} \cdot \frac{H}{2} \cdot \frac{12}{a H^3} = \frac{3}{4} \cdot \frac{P l^2}{a H^2}.$$

Für f ergibt sich genau derselbe Ausdruck wie in Gleichung 7, nur ist a_1 zu ersetzen durch die Plattenbreite a .

Die Höhe des Druckgurtes ist $\frac{H}{2}$ und es ist also die Lage der Neutralachse auch dadurch bestimmt. Für eine beliebige Plattenstärke d ermittelt man nach Gleichung 7 die Armierung.

Wie Versuche gezeigt haben, wandert bei armierten Platten die Nulllinie mit wachsender Beanspruchung nach oben und ist die Größe des Eisenquerschnittes von wesentlichem Einfluß auf die Lage der Neutralachse. Je größer derselbe, desto tiefer liegt diese. Die nach Ritter berechnete Nulllinie liegt unter der Plattenmitte und stimmt ziemlich überein mit der beobachteten Anfangslage derselben, während die nach den Leitsätzen berechnete Lage identisch ist mit der höchsten beobachteten.

Entsprechend den, den beiden Berechnungsarten zugrundegelegten Annahmen erklären sich die Unterschiede der Resultate. In beiden Fällen wird der vorhandene Eisenquerschnitt und die Plattenstärke in Rücksicht gezogen, während dem das bei der Methode Nivet nicht geschieht. Die hier mitgeteilten Formeln 6 u. 7 dienen eigentlich zum Dimensionieren von Querschnitten; die Höhe des homogenen Druckprismas wird berechnet, daraus die Höhe des Druckgurtes, also die Nulllinie bestimmt und nach Annahme des Wertes F , auf diese bezogen, die Eiseneinlagen ermittelt. Weil nun Druck- und Zugzone unabhängig voneinander bemessen werden, so ist ein allgemeiner Vergleich mit anderen Rechnungsarten nicht gut möglich.

Mit Hilfe der dem Buche beigegebenen Tabellen läßt sich leicht der günstigste Querschnitt für die verschiedenen Lasten und Spannweiten bestimmen und es möge hier ein im Buche enthaltenes Beispiel zum Vergleich herangezogen werden:

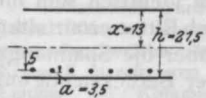


Fig. 4.

Es soll eine Platte von 5 m Weite für eine Nutzlast von 250 kg/m² dimensioniert werden für eine zulässige Spannung

$$\sigma_b = 25 \text{ kg/cm}^2 \text{ und } \sigma_e = 1000 \text{ kg/cm}^2.$$

Nach Nivet ist

$$h = 21,5 \text{ cm, } x = 18 \text{ cm,}$$

$$F_e = 26 \text{ cm}^2/\text{lfm, Eigengewicht rund 560 kg.}$$

Nach den Leitsätzen berechnet sich für vorstehenden Querschnitt mit $n = 15$

$$x = 9,6 \text{ cm,}$$

$$\text{da } M = \frac{810 \cdot 2500}{8} = 253\,000 \text{ kgcm,}$$

$$\sigma_b = \text{rund } 35 \text{ kg/cm}^2, \sigma_e = 660 \text{ kg/cm}^2.$$

Entsprechend dem Höherrücken der Nulllinie ergibt sich eine Erhöhung der Betonspannung, während das σ_e wesentlich kleiner ausfällt, als es nach Nivet der Rechnung zugrundegelegt wurde.

Nach Ritter ergibt sich die Neutralachse in der halben Höhe des um den n -fachen Eisenquerschnitt vergrößerten Betonquerschnittes

$$x = 12,7 \text{ cm,}$$

$$\sigma_b = \frac{M x}{J} = \text{rund } 31,5 \text{ kg/cm}^2 \text{ und}$$

$$\sigma_e = \frac{M}{\left(h - \frac{x}{3}\right) F_e} = \text{rund } 700 \text{ kg/cm}^2.$$

Wie eingangs erwähnt, stimmt in diesem Falle die Nulllinie besser überein mit der nach Nivet bestimmten. Trotzdem die Werte für x ziemlich gleich sind, fällt aber nach Ritter die Eisenspannung doch bedeutend niedriger aus und ziemlich gleich wie die nach den Leitsätzen ermittelte. Der Einfluß von x in dem Ausdruck für σ_e ist eben bei so kleinen absoluten Werten nicht bedeutend und der Unterschied gegenüber Nivets Berechnung der Eiseneinlagen erklärt sich daraus, daß dieser in dem Ausdruck $\sigma_e = \frac{M}{\zeta F_e}$ für ζ den Wert F einsetzt. Da F in der Regel kleiner ist als $\left(h - a - \frac{x}{3}\right)$, so ergibt sich eine größere Eisenmenge resp. kleinere Eisenspannungen, wie dies aus dem Beispiel deutlich hervorgeht.

In der Praxis werden die Rittersche Rechnungsweise wie auch die Leitsätze benutzt und es ergeben sich in der Regel nach letzterer Methode höhere Druckspannungen (z. B. bei 0,75% Armierung entspricht einer Beanspruchung von 40 kg/cm² nach den Leitsätzen bestimmt, eine solche von rund 28 kg/cm² nach Ritter). Innerhalb der praktischen Grenzen weicht auch die Methode Nivet nicht weiter von den anderen Resultaten ab und können die einfachen Formeln resp. die Tabellen wohl verwendet werden, wenn auch die Grundlagen, auf welchen sich die Berechnung aufbaut, nicht einwandfrei sind. Natürlich muß bei der Benutzung derselben sehr vorsichtig vorgegangen werden, da sich sonst ganz abnorme Abmessungen ergeben können.

Wenn auch, wie Gleichung 6 und 7 zeigen, die Berechnung der Plattenbalken sehr einfach vor sich geht, so ist klar, daß für solche Querschnitte eine Übereinstimmung mit den genannten Rechnungsarten wohl selten möglich ist. Bekanntlich sind bei Plattenbalken in bezug auf die Nulllinie zwei Fälle zu unterscheiden: entweder ist x kleiner oder gleich wie die Plattenstärke oder

aber größer als dieselbe, und daraus ergeben sich bekanntlich die beiden verschiedenen Gleichungen zur Bestimmung der Spannungen. Nach Nivet liegt die Nulllinie stets unterhalb der Platte, und zwar im Abstand $2d$ von der oberen Kante, wenn d die Plattenstärke bezeichnet.

Bei der Willkürlichkeit in der Dimensionierung ist es nicht ausgeschlossen, daß Fälle ersterer Art $x \leq d$ nach denselben Grundsätzen berechnet werden wie für $x > d$, und die sich daraus ergebenden Unterschiede in den Spannungen resp. Abmessungen sind unter Umständen ganz beträchtlich.

Wenn die Methode Nivet für die Plattenberechnung noch als annehmbar bezeichnet wurde, so ist dies für Plattenbalken doch nicht mehr der Fall. Es möge auch hier ein Beispiel zum Vergleich nach den Leitsätzen berechnet werden.

Für die im vorigen Beispiel vorgeschriebene Nutzlast und Spannweite soll ein Plattenbalken dimensioniert werden.

Nivet ermittelt dafür nebenstehenden Querschnitt unter Annahme einer Balkenentfernung von 1 m.

Es ist für $\sigma_b = 25 \text{ kg/cm}^2$ u. $\sigma_e = 1000 \text{ kg/cm}^2$

$$x = 2d = 11,4 \text{ cm,}$$

$$h - a = 16,4 \text{ cm,}$$

$$F_e = 2 \varnothing 31 \text{ mm} = 15 \text{ cm}^2,$$

$$\text{Eigengewicht rund } 190 \text{ kg/lfm.}$$

Nach den Leitsätzen ergibt sich

$$x = 6,7 \text{ cm}$$

und für $M = \frac{Pl^2}{8} = \text{rund } 138\,000 \text{ kgcm}$ ist

$$\sigma_e = 650 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_b = 30 \text{ kg/cm}^2.$$

Entsprechend der höheren Lage der Nulllinie ergibt sich eine bedeutend niedrigere Eisenbeanspruchung, während die Druckspannung verhältnismäßig wenig von der angenommenen abweicht. Nimmt man nach den Leitsätzen $\sigma_e = 1000 \text{ kg/cm}^2$ an, so bestimmt sich die nötige Eisenmenge zu rd. 10 cm^2 , also wesentlich geringer als nach Nivet.

Betrachten wir die Art und Weise, wie dieser die Querschnitte bemißt, so fällt auf, daß er als Belastung die Summe aus Nutzlast und Eigengewicht des Druck- resp. Zugprismas von der Höhe $\frac{H}{2}$ resp. $(A - \frac{H}{2})$ in Rechnung setzt. Die Belastung besteht doch aus der Nutzlast und dem tatsächlichen Eigengewicht. Für dieses Beispiel ist demnach

$$P = 250 + 190 = 440 \text{ kg}$$

und darnach ist das Moment $\frac{Pl^2}{8}$ berechnet. Demgegenüber ist für den Druckquerschnitt

$$P = 600 \text{ kg/lfm}$$

und für den Zugquerschnitt

$$P = 350 \text{ kg/lfm}$$

eingeführt. Ersterer ist also für eine zu große Last bemessen, während für die Berechnung der Armierung eine zu kleine Last angenommen wurde. Für $P = 440 \text{ kg/lfm}$ würde sich ein größerer Eisenquerschnitt ergeben und würde also der Unterschied gegenüber den Leitsätzen noch bedeutender.

Um zu zeigen, daß die nach den beiden Methoden bestimmten Dimensionen resp. Spannungen recht verschieden sein können, soll noch ein Beispiel gegeben werden:

Ein Hauptträger einer kontinuierlichen Balkenbrücke hat eine Belastung von 180 kg/m^2 bei einer Stützweite von 10 m und einer Rippenentfernung von 1 m aufzunehmen. Unter-Voraussetzung der zulässigen Spannungen

$$\sigma_b = 25 \text{ kg/cm}^2 \text{ und}$$

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

ermittelt Nivet nebenstehenden Querschnitt, der in seinen Verhältnissen wohl ziemlich extrem erscheint:

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

$$F_e = 7,6 \text{ cm}^2,$$

$$h - a = 58 \text{ cm,}$$

$$\text{Eigengewicht} = \text{rund } 480 \text{ kg/lfm.}$$

Nach den Leitsätzen bestimmt sich

$$x = \text{rund } 10 \text{ cm}$$

und für $M = \frac{Pl^2}{8} = 825\,000 \text{ kgcm}$ ist

$$\sigma_e = \text{rund } 2000 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_b = \text{rund } 30 \text{ kg/cm}^2.$$

Der große Wert für σ_e erklärt sich daraus, daß die Armierung für eine Belastung von 350 kg/lfm berechnet wurde (entsprechend dem Zugquerschnitt). Die Druckzone ist für 900 kg/lfm berechnet; würde für diesen Wert σ_b nach den Leitsätzen bestimmt, so wäre

$$M = \frac{Pl^2}{8} = 1\,125\,000 \text{ kgcm und}$$

$$\sigma_b = \text{rund } 41 \text{ kg/cm}^2.$$

Wenn auch die in der Konstruktion tatsächlich vorhandenen Spannungen nicht identisch sind mit den aus den Leitsätzen oder nach Ritter ermittelten, so geben sie doch ein Bild über die Spannungsverteilung im Querschnitt unter Berücksichtigung der den Bestimmungen zugrundegelegten Annahmen. Wie die erwähnten Beispiele zeigen, ist die Abweichung der Nivetschen Resultate von den nach den anderen Methoden bestimmten ganz verschiedener Natur. Während die Druckspannungen nach den Leitsätzen berechnet in der Regel höher ausfallen, so ergeben sich die Spannungen im Eisen größer oder kleiner als nach der Nivetschen Methode, und zwar sind die Unterschiede der Resultate bedeutender, als es bei der Betonspannung der Fall ist. Meistens ist auch der Abstand der nach den Leitsätzen berechneten Null-

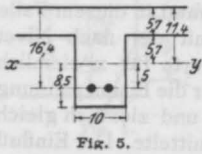


Fig. 5.

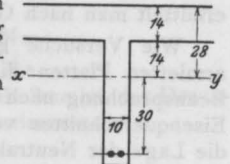


Fig. 6.

linie von der Randfaser des Druckgurtes geringer und insbesondere trifft dies bei den Plattenbalken zu. Weil Nivet in bezug auf die Nulllinie die Spannungen etwas anders berechnet, als dies nach den Leitsätzen geschieht, kann auch kein

direkter Vergleich gezogen werden, aber es läßt sich nach dem Gesagten doch behaupten, daß die seiner Berechnung resp. Dimensionierung zugrundegelegten Voraussetzungen für armierte Querschnitte wohl kaum zutreffend sind.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Deutscher Ausschuß für Eisenbeton.

Am 25. Juni 1908 hat unter Vorsitz des Geheimen Oberbaurats Germelmann in Berlin im Ministerium der öffentlichen Arbeiten eine Sitzung des deutschen Ausschusses für Eisenbeton stattgefunden, an der Vertreter aller größeren Bundesstaaten teilgenommen haben.

Nach der Tagesordnung wurde über Verteilung der Mittel, den Vorschlägen des Arbeitsausschusses entsprechend, beschlossen.

Zurzeit sind die Materialprüfungsanstalten in Groß-Lichterfelde, Stuttgart und Dresden mit Versuchen beschäftigt. Später soll auch Darmstadt mit herangezogen werden, und vielleicht auch München und Braunschweig.

Die auf Antrag des Deutschen Betonvereins in der Ausführung begriffenen Versuche mit Stampfbeton werden durch umfangreiche Versuchsreihen mit den zu dem Beton verwendeten Mörteln erweitert. Weitere Versuche werden über das Verhalten verschiedener Metalle im Zement angestellt.

Wichtige Beschlüsse hat der Ausschuß dadurch gefaßt, daß die von dem Arbeitsausschuß vorgelegten allgemeinen Bestimmungen für die Vorbereitung, Ausführung und Prüfung von Bauten aus Stampfbeton sowie Normen für vergleichende Druckversuche mit Stampfbeton und Bestimmungen für Druckversuche bei der Ausführung von Bauten aus Stampfbeton zur Annahme gelangt sind. Die Veröffentlichung dieser Beschlüsse steht demnächst zu erwarten.

Der 5. Kongreß des internationalen Verbandes für die Materialprüfung der Technik.

Der 5. Kongreß findet im Anfang September 1909 in Kopenhagen statt, auf welchem im ganzen 16 Hauptfragen zur Besprechung gelangen, von welchen hervorzuheben sind die Hauptfragen über hydraulische Bindemittel

Eisenbeton,
Fortschritte in den Methoden der Prüfung,
Zement in Meerwasser,
Volumbeständigkeit,
einheitliche Versuche mittels Prismen, Normalsand,
Wetterbeständigkeit der Bausteine.

Bekanntlich wurde auf dem Brüsseler Kongreß im Jahre 1906 eine Kommission zum Studium des Eisenbetons eingesetzt, welche über diese wichtige Frage auf dem Kongreß zu referieren haben wird. Da Considère von der Leitung der Kommission zurückgetreten ist, ruht die Leitung zurzeit in den Händen der beiden Stellvertreter, Professor Schüle, Zürich, und Geheimrat Germelmann, Berlin.

Schließlich sei darauf verwiesen, daß seit Mai 1908 die Mitteilungen des internationalen Verbandes in zwanglosen Heften in deutscher, französischer und englischer Sprache erscheinen.

Eine interessante Entscheidung des österreichischen Patentamtes.

Entscheidung des Patentamtes (Beschw.-Abt. A) vom 8. Juni 1907, Z. 20.904:

»In der Anwendung eines bestimmten Materials bei einem bekannten Gegenstande zu dem

Zwecke, diesem nur die bekannten Eigenschaften des verwendeten Materials zu verleihen, ist keine Erfindung gelegen.«

Mit der angefochtenen Entscheidung der Anm.-Abt. II vom 21. März 1907, Z. 4743 wurde die Anmeldung des Beschwerdeführers betreffend einen Rieseleinbau für . . . u. dgl., zurückgewiesen.

Die Gründe dieser Entscheidung hatten gelautet:

Die Anwendung von Beton mit Eisenlagen zur Erzielung großer Haltbarkeit und Festigkeit ist für die verschiedenartigsten Konstruktionen allgemein bekannt. Die den Anmeldegegenstand bildende Anwendung dieses Materials für den Rieseleinbau für . . . u. dgl. erfolgt zu dem Zwecke, der bei der Anwendung dieses Materials stets verfolgt wird, nämlich, diesem Einbau eine größere Haltbarkeit zu verleihen. Weil aber in der Anwendung eines bestimmten Materials bei irgend einem Gegenstande zu dem Zwecke, diesem nur die bekannten Eigenschaften des dazu verwendeten Materials zu verleihen, keine Erfindung liegt, ist der Anmeldegegenstand nach § 1 Pat. Ges. überhaupt nicht patentfähig.

Die Behauptung in der Äußerung, daß das »bekannte Material für einen neuartigen und eigenartigen Verwendungszweck« nutzbar gemacht wird, ist keineswegs zutreffend, denn der Zweck des Anmeldegegenstandes, d. i. der Anwendung von Eisenbeton bei einem Rieseleinbau, ist so wie in jedem anderen Falle der Verwendung dieses Materials der Erzielung größerer Haltbarkeit; diese ist aber mit der Bestimmung des Bauwerkes, an dem eine Eisenbetonkonstruktion angebracht wird, nicht zu verwechseln.

Die Anwendung war daher mangels der Patentfähigkeit ihres Gegenstandes nach § 1 Pat. Ges. zurückzuweisen.

Die gegen diese Entscheidung eingebrachte Beschwerde wird abgewiesen und der angefochtene Beschluß aus seinen zutreffenden Gründen bestätigt.

Unfälle bei Eisenbetonbauten und Vorschläge zu ihrer Verhütung.

Über dieses interessante Thema hielt Herr Geheimer Oberbaurat Launer auf dem internationalen Architektenkongreß in Wien einen Vortrag, der im Z. d. B. in Nr. 47 vom 13. Juni veröffentlicht wurde, und welchem wir nachstehende Ausführungen entnehmen:

»Die mächtigen Fortschritte auf dem Gebiete des Eisenbetonbaues, welche auf eine wesentliche Umgestaltung unserer Baukonstruktionen hinführen, sind von schädlichen Erscheinungen begleitet, die die Vorteile dieser Bauweise stark beeinträchtigen und vielfach zu ernstlichen Bedenken Veranlassung gaben. Die vielen in den technischen Zeitschriften und Tageszeitungen behandelten Unfälle sind geeignet, die Bevölkerung zu beunruhigen. Wir haben eine ähnliche Zeit im Anfange des vorigen Jahrhunderts mit den Eisenkonstruktionen durchgemacht, als die theoretische und praktische Behandlung des Eisens noch nicht Allgemeinheit der bauenden Welt war. Wir werden auch die gegenwärtige Unsicherheit auf dem Gebiete der Eisenbetonbauweise überwinden, sobald wir aus dem Stadium der vorläufigen Bestimmungen und Leitsätze auf Grund der fast bei allen Völkern im Gange befindlichen fachwissenschaftlichen Versuche und theoretischen Studien zu endgültigen Grundsätzen gelangt sind.

Sie werden alle beobachtet haben, wie bei Behörden, Architekten und Bauherren infolge berechtigter Zweifel an

der Sicherheit der neuen Bauweise eine gewisse, ich glaube zunehmende Zurückhaltung eingetreten ist, die für ihre Weiterentwicklung sehr zu bedauern sein möchte. Uns liegt die verantwortungsvolle Aufgabe ob, im Hinblick auf die öffentliche Sicherheit und Wirtschaftlichkeit nach Maßnahmen zu suchen, welche zu einer möglichststen Vermeidung von Unfällen zu führen geeignet sind.

Nach den folgenden Ausführungen will ich Ihrem sachkundigen Urteil einige Vorschläge nach dieser Richtung hin unterbreiten.

1. Der Unterricht in der Eisenbetonbauweise sollte für die jungen Studierenden auf allen baugewerblichen Fachschulen und an den technischen Hochschulen Pflichtunterricht sein, er müßte, dem derzeitigen Stande dieses besonderen Zweiges der Technik entsprechend, die theoretischen Vorträge durch Anschauung, Versuche und Besichtigungen unterstützen. Die Unterweisung müßte erschöpfend sein, ohne durch ein zu tiefes Eingehen auf schwierige mathematische Aufgaben das praktische Verständnis zu vermindern oder zu verwirren.

2. Für die in amtlichen Stellungen bereits befindlichen oder zur Überwachung derartiger Bauausführungen berufenen Personen, welche die neue Bauweise während ihres Studienganges noch nicht kennen zu lernen Gelegenheit gehabt haben, dürfte durch besondere Veranstaltungen oder durch Ferienkurse an Hochschulen oder sonstigen Fachanstalten nachträglich Gelegenheit zu geben sein, ihre Studien nach dieser Richtung hin zu vervollkommen, wobei mit den Fachschülern mehr das praktische Verständnis, als die Theorie zu pflegen sein möchte.

3. Die Ausbildung besonderer Poliere (Betonmeister), wie sie auch Herr v. Emperger vorschlägt, dürfte sehr zu empfehlen sein.

4. Bei der Verdingung von Eisenbetonarbeiten sollte nicht die Billigkeit eines Angebotes maßgebend sein; es ist vielmehr unter möglichster Vermeidung öffentlicher Verdingungen auf die Heranziehung eines beschränkten Kreises von bei größeren Bauten bewährten Unternehmern Bedacht zu nehmen.

5. In die technischen Bedingungen der Verträge sind auch Vorschriften über einen geregelten und streng zu handhabenden Überwachungsdiens durch fachwissenschaftlich gebildete Persönlichkeiten aufzunehmen.

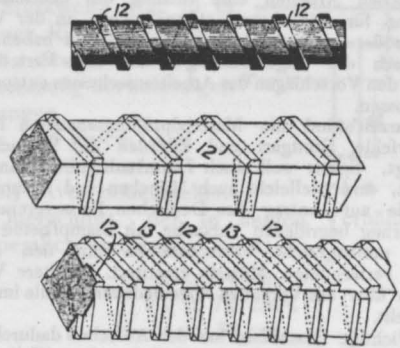
Die Ortspolizeibehörden werden bei Erteilung von Eisenbetonkonstruktionen in die Bauscheine Sonderbestimmungen aufzunehmen haben.

6. Besonders wirkungsvoll zur Abwehr leichtsinniger, ungenügend vorgebildeter Unternehmer erscheint die Veröffentlichung von Unfällen in amtlichen Zeitschriften. Die mit der Genehmigung, Überwachung und Abnahme von Bauten betrauten Behörden und Beamten dürften zur Berichterstattung an die maßgebende Stelle zu verpflichten sein, welche die Veröffentlichung in genannter Weise besorgen wird. Eine solche Statistik wird wesentlich zur fachwissenschaftlichen Belehrung und Kennzeichnung fahrlässiger Unternehmer führen. Die Veröffentlichung dürfte sich unter Bezeichnung der Baufirma, zur möglichsten Vermeidung unliebsamer Auseinandersetzungen auf eine sachliche Darstellung des Vorfalles zu beschränken haben, ohne dem richterlichen Urteil vorzugreifen.

7. Von wesentlicher Bedeutung für die Verhinderung von leichtsinnigen Ausführungen kann im Deutschen Reiche das Gesetz zur Abänderung der Gewerbeordnung vom 7. Januar 1907, das seit dem 1. April 1907 in Geltung ist, herangezogen werden. Danach kann nach Art. 1 Bauunternehmern und Bauleitern der Betrieb des Gewerbes oder einzelner Zweige desselben untersagt werden, wenn die Unzuverlässigkeit in diesem Betriebe dargetan ist; nach

Art. 3 kann die Ausführung und Leitung eines Baues bestimmten Personen untersagt werden, wenn nach dem Ermessen der Behörde die praktische Erfahrung oder die technische Vorbildung dieser Person nicht genügt oder Unzuverlässigkeit ihn ungeeignet macht. Dieses Gesetz gewährt die beste Handhabe zur Reinigung des Baugewerbes im allgemeinen und des Eisenbetonbaues im besonderen von leichtfertigen, gewinnstüchtigen und unfähigen Persönlichkeiten und gewährleistet die öffentliche Sicherheit und die allgemeine Wohlfahrt.

Ein neues Armierungseisen von E. Flad, St. Louis, Nordamerika.



BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Paul Gödel, die Praxis und Theorie des Eisenbetons. Verlag der Tonindustrie-Zeitung, Berlin 1908.

Der Verfasser hat es sich zur Aufgabe gemacht, ein gutes Lehrbuch über Eisenbeton für technische Mittelschulen zu schreiben; dass ihm dies gelungen ist, sei gleich konstatiert.

Der I. Teil umfaßt die Praxis des Eisenbetonbaues. Im Kapitel Hochbau werden die bedeutenderen Decken-, Säulen- und Treppenbauweisen in ihrer Bedeutung und konstruktiven Durchbildung eingehend besprochen. Bei dem Umstande, daß der Hochbau heute das Hauptanwendungsgebiet des Eisenbetons ist, ist es selbstverständlich, daß dieses Kapitel im Buche einen entsprechenden Raum einnimmt.

Das Kapitel Tiefbau beschäftigt sich mit den Brücken- und Rohrbauweisen. Eine große Anzahl guter Textzeichnungen, aus denen die Konstruktionsdetails zu entnehmen sind, begleiten an allen Stellen die Ausführungen des Verfassers.

Der II. Teil des Buches bringt die Statik des Eisenbetons. Zunächst werden die wichtigsten Formeln abgeleitet und hierauf eine Reihe von Beispielen durchgearbeitet. Sehr ausführlich behandelt der Verfasser die Theorie des Eisenbetongewölbes.

Im Anhang sind die preußischen Bestimmungen vom 24. Mai 1907 abgedruckt.

Eine Dimensionierungstabelle für frei aufliegende Platten beschließt das Werk.

Wir wünschen dem Buche viele Freunde.

Ing. Eduard Steiner, Wien.

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