

ARMIERTER BETON.

1911. FEBRUAR.

INHALT:

- Tetmajers Eisenbetonversuche. Bearbeitet von den Professoren Bernhard Kirsch und Dr.-Ing. Rudolf Saliger (Wien). S. 29.
- Mitteilung über Zug- und Dehnungsversuche an Betonkörpern mit besonderer Bewehrung. Von Ing. Eduard Steiner (Wien). S. 35.
- Portlandzement und Eisenportlandzement. Von Professor M. Foerster (Dresden). S. 39.
- Neue Versuche mit Eisenbetonbalken. Ausgeführt für den Deutschen Ausschuß für Eisenbeton von C. v. Bach unter Mitwirkung von O. Graf. Besprochen von Professor M. Foerster (Dresden). S. 41.
- Versuche mit durchlaufenden Platten an einem Eisenbetonbau. Besprochen von Dr.-Ing. E. Probst (Berlin). S. 44.
- Bemerkenswerte Bauwerke in Eisenbeton. Von Ingenieur Hart (Berlin). (Mit 1 Tafel.) S. 48.
- Dimensionierung doppelt armierter Querschnitte. Von B. Löser (Dresden). S. 52.
- Die Haupthalle des Empfangsgebäudes im neuen Personen-Bahnhof Karlsruhe. Von Dipl.-Ing. Spangenberg und Dipl.-Ing. Stark (Karlsruhe). (Fortsetzung von S. 10.) S. 56.
- Neue Versuche über die Wirkung des elektrischen Stromes auf Eisenbeton. Von F. l'Allemand (Berlin). S. 63.
- Runderlaß, betreffend baupolizeiliche Prüfung und Abnahme der auf Druck beanspruchten Bauteile aus Stampfbeton. S. 67.
- Betrachtungen zum Runderlaß vom 8. Dezember 1910. Von H. Sturmman (Berlin). S. 68.
- Literaturschau. Von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. F. Kögler (Dresden). S. 70.
- Mitteilungen über Patente. S. 76. — Verschiedene Mitteilungen. S. 77. — Bücherbesprechungen. S. 78. — Neue Bücher. S. 80. — Zuschrift an die Schriftleitung. S. 80. — Berichtigung. S. 80.

TETMAJERS EISENBETONVERSUCHE.

Bearbeitet

von den Professoren Bernhard Kirsch und Dr.-Ing. Rudolf Saliger (Wien).

a) Beschreibung der Versuche.

1. Einleitung.

Die umfassenden Versuche, über die hier auszugswise und nachträglich berichtet wird, sind der Anregung Prof. L. v. Tetmajers († 31. Januar 1905) zu verdanken. Tetmajer hatte bereits in Zürich die Absicht, für die Schaffung einer auf unumstößlichen Tatsachen gegründeten Theorie des Eisenbetons großzügige Versuche anzustellen, die bald nach seiner Berufung (1901) an die Technische Hochschule in Wien begonnen wurden. Unter Mitwirkung von Fachleuten wie Professor Brik, Oberbaurat Haberkalt u. a. stellte Tetmajer ein Programm für Druck-, Zug-, Gleit- und Biegeversuche auf. Die 821 Probekörper stellte vereinbarungsgemäß die Firma Ed. Ast & Co. in Wien im Herbst 1903 kostenlos her; der Verband österreichischer Zementfabrikanten spendete 10 000 Kronen und die Kurowitzer Zementfabrik zwei Waggon Zement. Die Eisenstangen im Gewicht von 2300 kg mußten käuflich beschafft werden. Im April 1905 wurden die Probekörper an das mech.-techn. Laboratorium zur Prüfung abgeliefert, waren also rund $1\frac{1}{2}$ Jahre alt. Mit der Aufsicht über die Erzeugung der Probekörper und mit der Ausführung der Versuche hatte Tetmajer seinen im Experimentieren erfahrenen Konstrukteur Dr.-Ing. Oswald Meyer beauftragt, der diesen Arbeiten mit großem Eifer und fast allein — ein kleiner Teil lag den Konstrukteuren Dr.-Ing.

Renezeder († 1910) und Dr. Tischler ob — gerecht wurde. Die Erprobung der Versuchskörper erfolgte also erst nach Tetmajers Tode und auch eine Einflußnahme der Berichterstatter hat nicht stattgefunden.

Obwohl seit 1905 eine große Zahl der bedeutendsten Versuche über Eisenbeton ausgeführt sind, wodurch die in Rede stehenden z. T. überholt erscheinen, werden die Versuchsreihen Tetmajers, eines Altmeisters auf dem Gebiete der Materialforschung, doch auch jetzt noch Interesse finden.

2. Umfang der Versuche.

Die Versuche umfaßten die Erforschung der Festigkeit und Elastizität des Materials unter Druck-, Zug- und Biegebeanspruchungen sowie der Haftung und zwar bei verschiedenen Betonmischungen, Eiseneinlagen und Lagerungsarten.

Alle Probekörper hatten rechteckige Querschnitte; die Eisen waren Rundeisen von 5, 10, 15, 20 und 25 mm. Die Lagerungen waren zweierlei Art: 1. die ganze Zeit bis zur Prüfung im Wasser und 2. 4 Wochen im Wasser, die übrige Zeit an der Luft; bei der Luftlagerung wurden die Probekörper jeden zweiten Tag mit Wasser besprengt. Von jeder Zusammensetzung und jeder Bauart sind stets je 6 Körper hergestellt, von denen 3 trocken (bezeichnet 1—3) und 3 naß (bezeichnet 4—6), wie erwähnt, lagerten.

Für Vergleichszwecke kam noch Achauer und Waldmühler Zement (Proben Nr. 3, 4, 6 und 7) in Betracht.

4. Herstellung der Probekörper.

Form. Für die Druck- und Gleitversuche sind Prismen von 20 · 20 cm Querschnitt und 30 cm Höhe gewählt (Fig. 1, 2 u. 6), für die Zugversuche Körper von 15 · 15 cm Querschnitt und 95 cm Länge (Fig. 3—5), für die Biegeversuche Balken von 20 cm Breite, 30 cm Höhe und 180 cm Länge (Figur 7).

Bewehrung. Bei Druck kamen 4 verschiedene Armierungen in Betracht und zwar 1 \varnothing 20 mm (in der Druckachse), 2 \varnothing 20 mm (Fig. 1), 4 \varnothing 20 mm (Fig. 2) und 4 \varnothing 10 mm (Fig. 2); alle Stäbe waren 290 mm lang.

Bei den Zugkörpern gelangten 6 verschiedene Einlagen zur Verwendung und zwar 1 \varnothing 20 mm, 2 \varnothing 20 mm, 4 \varnothing 20 mm; 1 \varnothing 10 mm, 2 \varnothing 10 mm und 4 \varnothing 10 mm (Anordnung aus den Figuren 3, 4 und 5).

Die Gleitproben sind in der Fig. 6 dargestellt; die Eisen hatten 5, 10, 15, 20 und 25 mm Dicke.

Die Balken (Fig. 7) hatten 5 verschiedene Armierungen von je 2 \varnothing 5, 10, 15, 20 und 25 mm Dicke. Außer der in Fig. 7 dargestellten Anordnung wurden noch Versuche mit 6 und 9 cm Abstand ausgeführt. An einer Serie wurden die Eisen in der Mitte freigelegt. Auf die Einhaltung der richtigen Eisenlage wurde Wert gelegt.

Einförmigkeit. Für die Herstellung der Druck- und Gleitproben dienten zerlegbare Gußeisenformen, für die Zugproben Holzformen, an deren Seitenwände gußeiserne Füllstücke geschraubt wurden; die Bolzenlöcher sind durch Holzkerne erzeugt, die einige Stunden nach dem Einstampfen herausgezogen wurden. Auch die Formen für die Balken waren aus Holz.

Sämtliche Formen sind vor ihrer Füllung mit einer Mischung von 1 T. Leinöl und 3 T. Petroleum eingefettet.

Dem Sand und Kies ist zunächst der Zement trocken zugemischt. Die Wassermenge wurde so gewählt, daß die Masse sich gut ballen ließ. Beim Stampfen ergab sich an der Oberfläche mäßiger Wasseraustritt. Die Druck- und Gleitproben sind in 6 Schichten von 5 cm Stärke (zusammen 30 cm) gestampft, die Zugkörper in 4 Schichten senkrecht zu den Achsen der Einspannlöcher, die Balken in 6 Schichten parallel der oberen und unteren Begrenzung. Die Stampfrichtung war stets zur Schichtung senkrecht.

Die Lagerung an der Luft und im Wasser fand derart statt, daß ein Zwischenraum von 3 bis 5 cm zwischen den einzelnen Probekörpern vorhanden war. Alle 14 Tage fand eine Umlagerung statt, so daß die vorher unten gelegene Seite

nach oben kam. Während des Winters hatten die Lagerräume (Werkstätte der Firma Ast & Co. in Leopoldau bei Wien) eine gleichmäßige Temperatur von nicht unter 10° C. Vom Zeitpunkt der Ablieferung an die Technische Hochschule bis zur Prüfung lagen die Probekörper in einem feuchten Keller.

Das Alter der Körper betrug bei der Erprobung rund 1½ Jahre.

5. Ausführung der Versuche.

Vorbereitungen. Die Angriffsstellen der Kräfte beim Versuch wurden mit Zement geetnet, die Bolzenlöcher unter Einsteckung der Maschinenbolzen mit Zement ausgegossen. Zur Anbringung der Spiegelapparate für die Feinmessungen bei

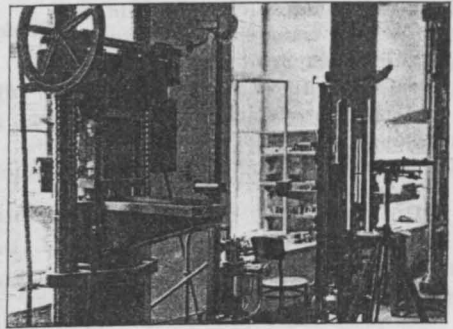


Fig. 8. Druckversuchsausführung.

den Druck-, Zug- und Biegeproben wurden kleine Löcher ausgemeißelt und Eisenstifte eingegipst.

Maschinelle Hilfsmittel. Die Zugproben fanden in einer Werdermaschine von 100 t Leistung, die Druckproben in einer Amslermaschine mit lotrechter Anordnung und 150 t Leistung, die Haftproben in einer ebensolchen von 50 t und die Biegeproben in einer Amslermaschine mit 3 verschiebbaren Druckzylindern für Balken bis zu 4,5 m größter Auflagerentfernung statt. Bei den Biegeversuchen wurden 2 Druckpunkte angewendet, welche die Spannweite von 156 cm in 3 gleiche Teile teilten. Diese Maschinen sind aus verschiedenen Veröffentlichungen bekannt.

Meßapparate. Von je 3 vollständig gleichartigen Versuchskörpern für Druck, Zug und Biegung wurde immer einer mit Feinmeßapparaten untersucht. Dazu diente die Föppl'sche Anordnung*) mit 2 Spiegeln (auf den gegenüberliegenden Seiten des Versuchskörpers) unter Anwendung einer Meßlänge von 20 cm (Fig. 1, 3 u. 7).

Bei jeder Biegeprobe wurde die Durchbiegung der Mitte mit einem Fühlhebel (zehnfache Ver-

*) Mitteilungen des mechanisch-technischen Laboratoriums der Technischen Hochschule München, 1896, Heft 24, „Die Biegeelastizität der Steinbalken“.

größerung) bestimmt. Die Auflagerverschiebungen waren so gering, daß diese nur bei den ersten Versuchen gemessen wurden.

Für die Feinmessungen an den Balken dienten im Mittelquerschnitt 3 Spiegel mit 20 cm Meßlänge auf jeder Seite (zusammen 6 Spiegel), und zwar je zwei 3 cm vom oberen Rand, in der halben Höhe und 3 cm vom unteren Rand. Je 2 in gleicher Höhe liegende Spiegelmessungen sind zu einem Ergebnis vereinigt. Bei einer kleinen Zahl von Versuchen wurden außerdem noch 2 weitere Spiegelmessungen vorgenommen, so daß bei diesen die Längenänderungen in 3, 9, 15, 21 und 27 cm vom unteren Rand ermittelt werden konnten (diese Messungen konnten wegen mangelhafter Versuchsdurchführung nicht bearbeitet werden).

Besondere Aufmerksamkeit wurde bei allen Zug- und Biegeversuchen der Rißbildung geschenkt.

Wie weit die gewählte Form der Versuchs-

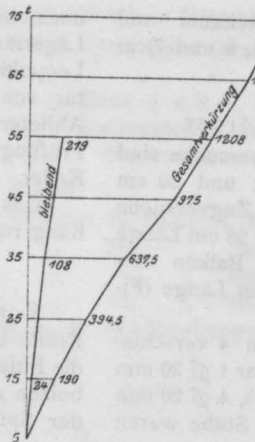


Fig. 9.

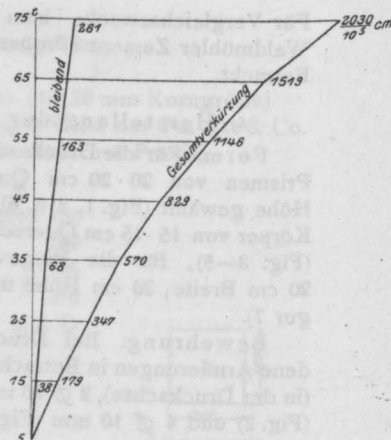


Fig. 10.

Druckversuch Körper B₁ ohne Eisen. Druckversuch Körper B₄ ohne Eisen.

körper und ihre Bewehrungen sowie die Versuchsausführung als zweckmäßig und für das erstrebte Ziel als brauchbar zu erachten sind, bleibe den Ansichten der Fachgenossen anheimgestellt.

b) Ergebnisse der Versuche.

I. Druckversuche.

Tabelle I.

Mischung	Eisen	Versuch	Elastizität			Größte gemessene Verkürzung		Mittlere Druckfestigkeit kg/cm ²
			Laststufe kg/cm ²	Verkürzung 1/1000 mm/m	E t/cm ²	Last kg/cm ²	Verkürzung 1/1000 mm/m	
A	keine	1-3	12,5-87,5	281	267	225	1052	285
		4-6	12,5-112	287	348	300	1203	364
B	keine	1-3	87,5-12,5	264	284	175	827	199
		4-6	87,5-12,5	251	298	175	1015	225
C	keine	1-3	12,5-87,5	381	197	125	832	164
		4-6	87,5-12,5	300	250	125	882	154
D	keine	1-3	12,5-87,5	363	207	100	686	147
		4-6	12,5-87,5	200	375	175	788	223
A	4 Ø 10	1-3	87,5-12,5	271	277	250	1166	309
		4-6	12,5-112	253	395	250	933	300
B	4 Ø 10	1-3	87,5-12,5	308	243	150	960	195
		4-6	87,5-12,5	302	248	150	1100	186
C	4 Ø 10	1-3	87,5-12,5	331	227	125	1098	159
		4-6	75,0-12,5	323	194	112	1327	127
D	4 Ø 10	1-3	87,5-12,5	262	287	150	1067	170
		4-6	87,5-12,5	173	433	175	825	213
A	4 Ø 20	1-3	12,5-112	395	253	250	1540	326
		4-6	12,5-112	312	321	250	1134	320
B	4 Ø 20	1-3	—	—	—	—	—	223
		4-6	87,5-12,5	329	228	125	1067	184
C	4 Ø 20	1-3	112-12,5	587	170	125	853	170
		4-6	87,5-12,5	286	262	100	722	161
D	4 Ø 20	1-3	112-12,5	342	293	150	987	199
		4-6	87,5-12,5	178	423	175	777	222

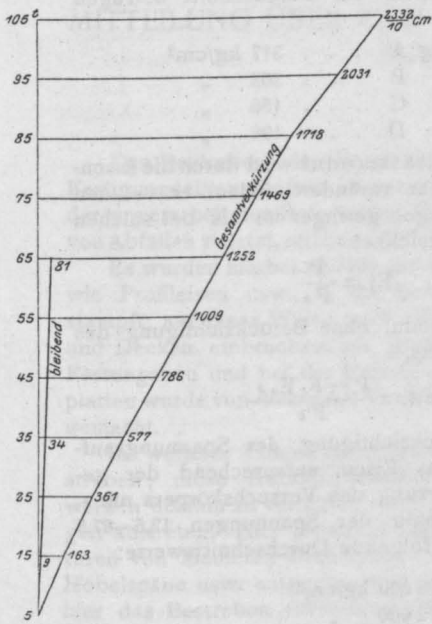


Fig. 11.

Druckversuch Körper A₁ 4 Ø 10.

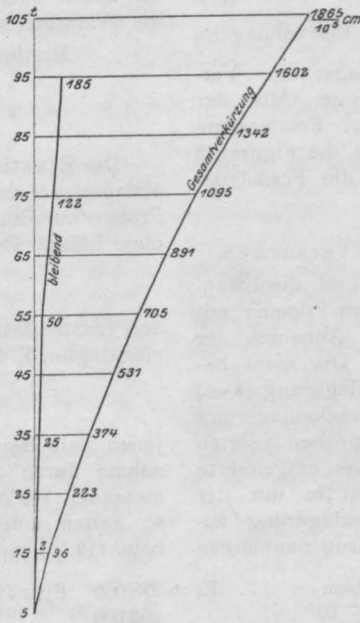


Fig. 12.

Druckversuch Körper A₁ 4 Ø 10.

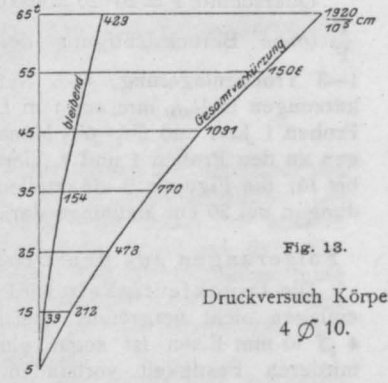


Fig. 13.

Druckversuch Körper B₁
4 Ø 10.

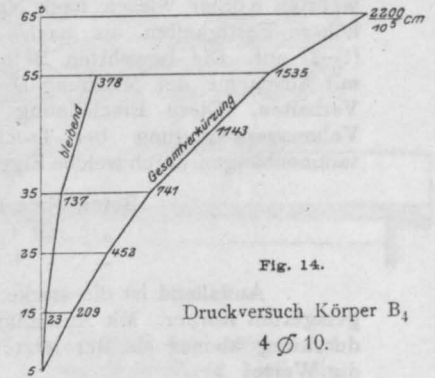


Fig. 14.

Druckversuch Körper B₁
4 Ø 10.

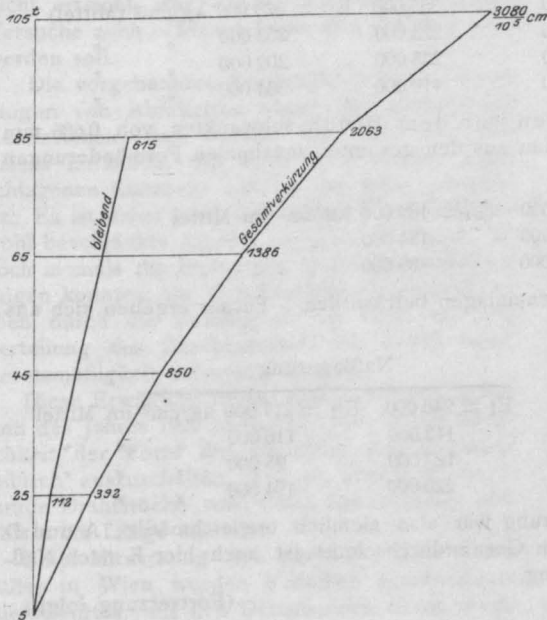


Fig. 15.

Druckversuch Körper A₁ 4 Ø 20.

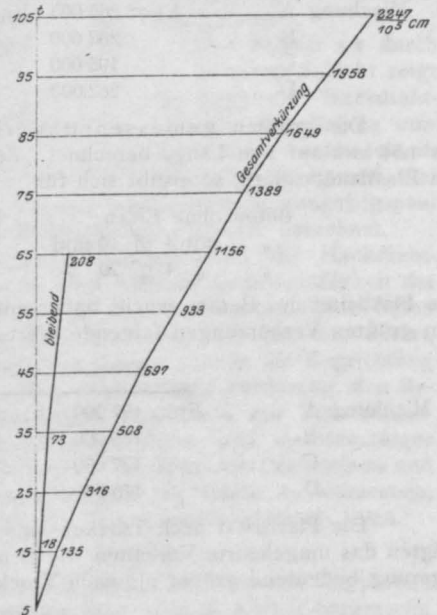


Fig. 16.

Druckversuch Körper A₁ 4 Ø 20.

Querschnitt $F = 20 \cdot 20 = 400 \text{ cm}^2$. Spannungen $\frac{P}{F}$ (ohne Berücksichtigung der Eiseneinlagen).

1–3 Trockenlagerung, 4–6 Naßlagerung. Verkürzungen in $\frac{1}{1000}$ mm auf 1 m Länge. Alter der Proben 1 Jahr und $5\frac{1}{2}$ – $6\frac{1}{2}$ Monate. Feinmessungen an den Proben 1 und 4 (hierzu die Figuren 8 bis 16; die Figuren 9–16 stellen die Formänderungen bei 20 cm Meßlänge dar).

Folgerungen aus den Druckversuchen.

Die Druckfestigkeit wird durch die Eiseneinlagen nicht vergrößert. Bei den Prismen mit $4 \varnothing 10$ mm Eisen ist sogar eine Abnahme der mittleren Festigkeit vorhanden. Die nicht bewehrten Körper wiesen nach Naßlagerung (4–6) höhere Festigkeiten als nach Trockenlagerung (1–3) auf. Die bewehrten Betonproben zeigten mit Ausnahme der Mischung D das umgekehrte Verhalten. Diese Erscheinung dürfte mit der Volumsverminderung bei Trockenlagerung zusammenhängen, durch welche Eigenspannungen

Beton ohne Eisen . . .	$E_I = 278\ 000$	$E_{II} = 278\ 000 \text{ kg/cm}^2$
" mit $4 \varnothing 10$. . .	288 000	272 000
" " $4 \varnothing 20$. . .	277 000	224 000

Auffallend ist die starke Verschiedenheit der Elastizität der trocken (1–3) und der naß (4–6) gelagerten Körper. Mit Ausnahme der Körper C mit $4 \varnothing 10$ ist der Elastizitätsmodul der ersteren durchweg kleiner als der letzteren. Innerhalb der Pressungen 12,5 bis 87,5 bzw. 112 kg/cm^2 sind die Werte:

Mischung	Trockenlagerung		Naßlagerung	
	E_I	E_{II}	E_I	E_{II}
A . . .	266 000	239 000	355 000	329 000 kg/cm^2 (Mittel)
" B . . .	263 000	224 000	273 000	233 000 " "
" C . . .	195 000	172 000	235 000	209 000 " "
" D . . .	262 000	236 000	410 000	384 000 " "

Die größten gemessenen Verkürzungen vor dem Bruch schwankten von 0,686 mm bis 1,54 mm auf 1 m Länge berechnet. Ermittelt man aus den gesamten maximalen Formänderungen die Elastizitätsziffern, so ergibt sich für

Beton ohne Eisen . . .	$E_I = 189\ 000$	$E_{II} = 189\ 000 \text{ kg/cm}^2$ im Mittel
" mit $4 \varnothing 10$ mm . . .	166 000	124 000 " " "
" " $4 \varnothing 20$ " . . .	174 000	89 000 " " "

Die Plastizität des Betons wuchs daher mit den Eiseneinlagen beträchtlich. Ferner ergeben sich aus den größten Verkürzungen folgende Werte:

Mischung	Trockenlagerung		Naßlagerung	
	E_I	E_{II}	E_I	E_{II}
A . . .	197 000	171 000	246 000	217 000 kg/cm^2 im Mittel
" B . . .	185 000	140 000	142 000	116 000 " " "
" C . . .	137 000	111 000	122 000	95 000 " " "
" D . . .	146 000	120 000	220 000	194 000 " " "

Die Plastizität nach Trocken- und Naßlagerung war also ziemlich ungleichmäßig; A und D zeigten das umgekehrte Verhalten wie B und C. Im Gesamtdurchschnitt ist auch hier E nach Naßlagerung bedeutend größer als nach Trockenlagerung.

(Fortsetzung folgt.)

im Beton entstehen. Im Durchschnitt betragen die Festigkeiten der

Mischung A . . .	317 kg/cm^2
" B . . .	202 "
" C . . .	156 "
" D . . .	196 "

Der Elastizitätsmodul wird durch die Eiseneinlagen scheinbar verändert, indem er bei den Proben mit Einlagen geringer ist als bei solchen ohne Eisen. Bezeichnet

$$E_I = \frac{P}{F \epsilon}$$

den Elastizitätsmodul ohne Berücksichtigung des eingelegten Eisens,

$$E_{II} = \frac{P - F_c E_c \epsilon}{F \epsilon}$$

jenen mit Berücksichtigung der Spannungsaufnahme durch das Eisen, entsprechend der gemessenen Verkürzung des Versuchskörpers um ϵ , so gelten innerhalb der Spannungen 12,5–87,5 bzw. 112 kg/cm^2 folgende Durchschnittswerte:

MITTEILUNG ÜBER ZUG- UND DEHNUNGSVERSUCHE AN BETONKÖRPERN MIT BESONDERER BEWEHRUNG.

Von Ing. Eduard Steiner (Wien).

Das Bestreben, den Beton dadurch in seinen Festigungseigenschaften zu verstärken, daß man der unverarbeiteten Betonmasse Eisen in der Form von Abfällen zusetzt, reicht zeitlich sehr weit zurück.

Es wurden hierbei Abfälle größeren Gewichtes, wie Profileisen usw., in die Betonmasse eingestampft; auf diese Weise wollte man z. B. Wände und Decken einbruchssicher gestalten. Auch im Festungsbau und bei der Herstellung von Panzerplatten wurde von dieser Art Verstärkung Gebrauch gemacht.

In weiterer Folge sehen wir schon das Bestreben, diese Abfalleisenbewehrung in Tragwerken dorthin zu verlegen, wo Zugbeanspruchungen auftreten. Hier treten uns auch schon Armaturen von kleineren Dimensionen, wie Dreh- und Hobelspäne usw. entgegen und läßt sich bereits hier das Bestreben erkennen, Verbundkörper zu erzeugen, die auch in ihren Elementen bereits den Charakter des Eisenbetons zeigen.

Diese letztgenannte Bewehrungsart hat, trotzdem darauf verschiedene Patente erteilt wurden, bisher in der Praxis keine nennenswerte Anwendung gefunden. Es wurde eben durch diese Bewehrung der beabsichtigte Zweck der Verstärkung nicht erreicht, was ich durch meine bezüglichen Versuche auch erwiesen habe, wie später gezeigt werden soll.

Die vorgenannten Verbundkörper mit Bewehrungen von Abfalleisen haben das gemeinsame Kennzeichen, daß sowohl die Verteilung des Eisens im Beton, wie auch die Form der zugeschlagenen Eisenteile zufällig und ganz gesetzlos ist. Es ist daher klar, daß solche Verbundkörper wohl beschränkte Anwendungsgebiete finden, jedoch niemals die Bedeutung eines Baustoffes erlangen konnten, da ihre Festigkeitseigenschaften eben durch die Zufälligkeit der Form und der Verteilung des Zuschlageisens im Beton keine Gesetzmäßigkeit aufweisen können.

Diese Erwägung führte den Verfasser zu Beginn des Jahres 1909 zunächst dazu, die Willkürlichkeit der Form der einzelnen Zuschlageisen dadurch auszuschalten, daß er dieselben durch gerade Drahtstücke von 1 mm Durchmesser und 4 bis 6 cm Länge ersetzte.

Unter Mitwirkung des Herrn Ingenieur Erich Müller in Wien wurden 3 Balken rechteckigen Querschnittes, mit den Dimensionen 10 cm breit, 15 cm hoch und 1,8 m lang erzeugt, welche mit Drahtstücken von 1 mm Durchmesser und 4 cm Länge bewehrt waren. Diese Hackdrahtarmatur entsprach ca. 1,5% des gesamten Betonquer-

schnittes und war der Beton im Verhältnis von 1 Teil Zement auf 3 Teile Sand gemischt. Die Hackdrahtarmatur war dem Beton der unteren 3 cm starken Schichte a (s. Fig. 1) vor dem Einstampfen zugeschlagen und mit demselben innig vermischt worden. Nach Einstampfen dieser Schichte a wurde sofort der obere Teil des Balkens b ausgestampft.

Aus der Art der Herstellung der armierten Schichte folgt, daß die Stäbchen wohl alle in Ebenen, parallel zur unteren Balkenebene liegen, daß diese jedoch sonst alle möglichen Richtungen in dieser Ebene haben können; wahrscheinlich ist

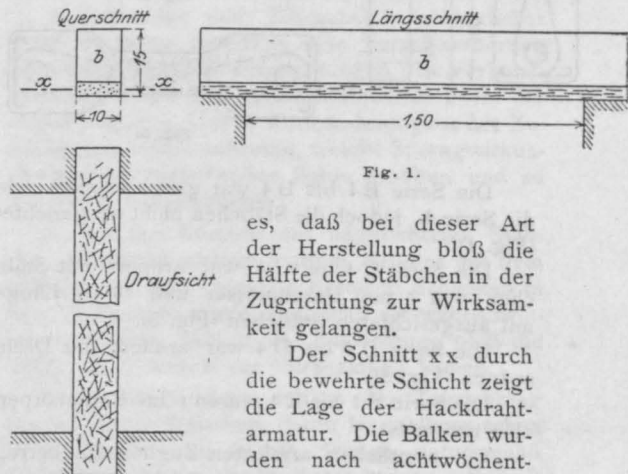


Fig. 1.

es, daß bei dieser Art der Herstellung bloß die Hälfte der Stäbchen in der Zugrichtung zur Wirksamkeit gelangen.

Der Schnitt xx durch die bewehrte Schicht zeigt die Lage der Hackdrahtarmatur. Die Balken wurden nach achtwöchentlicher Erhärtung auf Biegung geprobt und hierbei eine Biegungszugspannung von 60 kg/cm² beim Bruche berechnet.

Naheliegend war nunmehr, die Hackdrahtstäbchen, die jetzt wohl die Gesetzmäßigkeit der Form und eine teilweise bestimmte Lage im Beton hatten, in der Zugrichtung auszurichten, derart, daß sie mit ihrer Längsachse in die Zugrichtung kommen. Die patentamtliche Forderung, den Beweis zu erbringen, daß Beton mit Stäbcheneinlagen gesetzmäßiger Form und gesetzmäßiger Lage im Beton der Armatur mit Drehspänen und dergleichen überlegen ist, führte zu Versuchen, die im folgenden eingehend beschrieben seien.

1. Zugversuche.

Diese Proben sollten vorzugsweise Zugproben sein und wurden insgesamt 20 Körper hergestellt, deren Abmessungen aus umstehender Zeichnung Fig. 2 zu ersehen sind. Sämtliche Probekörper wurden unter Beaufsichtigung und Leitung des Verfassers und des Ingenieurs Erich Müller

hergestellt und sämtlich von ein und demselben Arbeiter gemischt und gestampft. Insgesamt wurden fünf Serien à 4 Stück Zugkörper hergestellt.

Die Serie A 1 bis A 4 war armiert mit Stäbchen von 1 mm Durchmesser und 6 cm Länge, welche Stäbchen in der Zugrichtung ausgerichtet waren (Fig. 3).

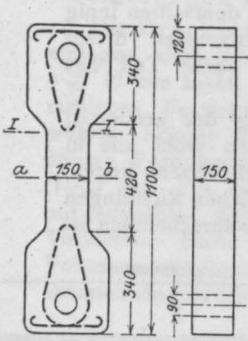


Fig. 2.

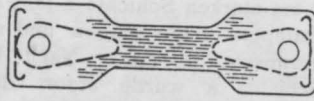


Fig. 3.

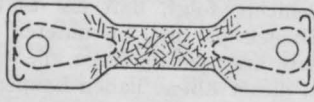


Fig. 4.

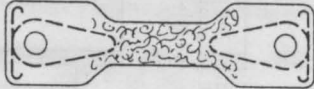


Fig. 5.

Die Serie B 1 bis B 4 war gleich armiert, wie die Serie A, jedoch die Stäbchen nicht ausgerichtet (Fig. 4).

Die Serie C 1 bis C 4 war armiert mit Stäbchen von 1 mm Durchmesser und 10 cm Länge mit ausgerichteten Stäbchen (Fig. 3).

Die Serie D 1 bis D 4 war armiert mit Drehspänen (Fig. 5).

Die Serie E 1 bis E 4 waren reine Betonkörper, also unarmiert.

Bei sämtlichen armierten Zugkörpern betrug das Gewicht der Armatur je 3,5 kg, welche auf den mittleren Körperteil von 500 mm Länge verteilt war; der Kopf war aus Beton im selben Mischungsverhältnisse hergestellt und betrug daselbe dem Volumen nach 1 Teil Zement auf 3 Teile Sand.

Was die Herstellung des armierten, mittleren Teiles anbetrifft, erfolgte dieselbe in der Weise, daß man zunächst den Sandbeton für den ganzen Zugkörper (also ohne Eisenzuschlag) herstellte, hierauf die für den mittleren Teil notwendige Kubatur der ganzen Mischung entnahm, zu diesem Beton die Armatur zuschlug und nach innigem Durchmischen dieselbe in den mittleren Probekörperteil einbrachte. Das Ausrichten der Stäbchen in der Zugrichtung wurde vermittels eines eisernen, nebenstehend skizzierten Rasters von 3 cm Höhe und 2 cm Rasterweite durchgeführt (Fig. 6), durch welchen die bewehrte Betonmasse durchgedrückt wurde; es entstanden auf diese Weise Stampfschichten von maximum 3 cm Höhe und wurde hierauf immer der Raster gehoben. Selbstredend

wurde ohne nennenswerte zeitliche Differenz der Kopf gleich mitgestampft. Die Körper wurden in Hartholzformen, welche mit Blech ausgekleidet waren, hergestellt. Die Herstellung der Körper erfolgte in der Zeit von Ende Mai bis Anfang Juli 1910. Die Erprobung geschah durch die königlich sächsische mechanisch-technische Versuchsanstalt an der Technischen Hochschule in Dresden in der Zeit von Mitte September bis Ende Oktober 1910. Es wurden Zug- und Dehnungsversuche vorgenommen.

Was die Zugversuche anlangt, so ist zu erwähnen, daß bei den Serien A, B und C mit Stäbcheneinlagen die Resultate, obgleich äußerst

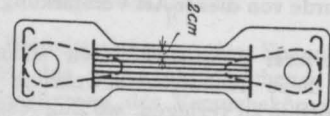


Fig. 6.

günstig, nicht Höchstwerte der Zugfestigkeit darstellen, da in den meisten Fällen der Bruch nicht in dem gefährlichen Querschnitt a-b erfolgte, vielmehr kam es zum Bruche entweder durch Aufreißen eines Kopfes, wobei die Zugfestigkeit des Verbundkörpers nicht erschöpft war, oder es erfolgte der Bruch im Querschnitte II (Fig. 2), wo infolge der Kopfarmatur (2 Rundeisen, Durchmesser 20 mm) der Betonbruchquerschnitt wesentlich kleiner war, als der in die Rechnung eingesetzte gefährliche Querschnitt, somit auch die wirkliche Bruchspannung größer sein mußte, als die berechnete. Bei den Serien D (Drehspäne) und E (unarmiert) erfolgte der Bruch in II bzw. a-b.

Wie schon erwähnt, wurden fünf Serien à 4 Körper hergestellt, um Mittelwerte bilden zu können und eventuelle Fehlresultate eines oder des anderen Körpers, wie sie bei Versuchen immer vorkommen, ausscheiden zu können.

Zunächst seien die Mittelwerte der Zugfestigkeiten berechnet:

Körper	Zugfestigkeit per kg in cm ²
A 1	53,9
„ 2	48,2
„ 3 wird ausgeschaltet .	—
„ 4	57,00
Mittelwert	159,10 : 3 = 53,03.

Körper	Zugfestigkeit in kg/cm ²
C 1	49,9
„ 2 wird ausgeschaltet .	—
„ 3	51,5
„ 4	45,5
Mittelwert	146,9 : 3 = 48,97.

Aus beiden Serien A und C (mit gerichteten Stäbchen) ergibt sich somit eine mittlere Zugfestigkeit

$$\frac{53,03 + 48,97}{2} = 51 \text{ kg/cm}^2.$$

Es sei hier nochmals hervorgehoben, daß diese gerechneten Zugfestigkeiten nicht die wirklichen sind, sondern daß letztere noch größer sein müssen, da der Bruch in allen Fällen eintrat, bevor noch die Zugfestigkeit im maßgebenden Querschnitt erschöpft war, das heißt, daß die Bruchspannung berechnet wurde aus der Belastung beim Bruche dividiert durch den gefährlichen Querschnitt a—b.

Die Körper mit ungerichteten Stäbchen ergaben:

Körper	Zugfestigkeit in kg/cm ²
B 1	34,4
" 2	29,1
" 3	32,5
" 4	32,1
Mittelwert . .	128,4 : 4 = 32,1.

Die Körper mit Drehspänen ergaben:

Körper	Zugfestigkeit in kg/cm ²
D 1	18,8
" 2	16,6
" 3	15,6
" 4	13,6
Mittelwert . .	64,6 : 4 = 16,1.

Die unarmierten Betonkörper ergaben:

Körper	Zugfestigkeit in kg/cm ²
E 1 wird ausgeschaltet .	—
" 2	20,8
" 3	16,1
" 4	20,9
Mittelwert . .	57,8 : 3 = 19,3.

Es ergibt sich somit:

Die Zugkörper armiert mit Drehspänen (das sind willkürliche Eisenabfälle) ergaben die ungünstigsten Resultate, sie hatten eine geringere Zugfestigkeit als die unarmierten Betonkörper, mit anderen Worten, der Beton ist durch die Armatur nicht verbessert, vielmehr verschlechtert worden.

Bezeichnet man die Zugfestigkeit des unarmierten Betons mit 1, so ergibt sich in proportionaler Darstellung:

Stäbchen gerichtet	Stäbchen ungerichtet	Dreh- späne	Beton unarmiert
51	: 32,1	: 16,1	: 19,3

oder:

$$2,64 : 1,665 : 0,835 : 1 ;$$

bei einem Vergleich der armierten Serien, wenn man die Zugfestigkeit der mit Drehspänen armierten Körper mit 1 bezeichnet, ergibt sich die Proportion:

Stäbchen gerichtet	Stäbchen ungerichtet	Drehspäne
3,17	: 1,995	: 1

Nach letzter Proportion ergibt sich eine Überlegenheit in bezug auf Zugfestigkeit gegenüber der Armatur mit Drehspänen, die für die Körper mit ungerichteten Stäbchen den doppelten Wert an Zugfestigkeit, für die Körper mit gerichteten Stäbchen den mehr als dreifachen Wert an Zugfestigkeit zeigt.

Die Erklärung dieser Erscheinung läßt sich durch eine einfache Überlegung finden und zwar:

1. Drehspäne oder Eisenabfälle willkürlicher Form im Beton bewirken eine Verschlechterung desselben, da bei Beanspruchungen des Verbundkörpers infolge der ganz willkürlichen Form der zugeschlagenen Abfälle Formänderungen der Zuschlagseisen selbst auftreten, welche Sprengwirkungen auf den umgebenden Beton ausüben und so den Bruch beschleunigen.

2. Bei den Körpern mit ungerichteten Stäbchen, die derart erzeugt wurden, daß der mit dem Stäbchenzuschlag bewehrte Beton in Schichten in Form gestampft wurde, kann man als wahrscheinlich annehmen, daß in der Zugrichtung bloß die Hälfte der Stäbchen zur Wirksamkeit kamen.

3. Bei den Körpern, mit in der Zugrichtung ausgerichteten Stäbchen, deren Herstellung schon früher beschrieben wurde, kamen naturgemäß sämtliche Stäbchen in die Zugrichtung und somit zur Wirkung.

2. Dehnungsversuche.

Von den Versuchskörpern A bis E wurden je 2 Körper, also insgesamt 10 Körper, auf ihr elastisches Verhalten geprüft. Es wurde eine Feinmeßlänge von 20 cm betrachtet und sowohl die gesamten als auch die bleibenden Verlängerungen gemessen. Die Resultate wurden in 10 Zahlentafeln dargestellt und vom Verfasser zeichnerisch aufgetragen. Nebenstehend seien bloß die Dehnungsverhältnisse für den Körper C 1 mit gerichteten Stäbchen dargestellt (Fig. 7).

Aus den elastischen Veränderungen und der hierzu gehörigen Spannung wurden nach dem Hookeschen Gesetz die Elastizitätsmoduli für die einzelnen Belastungsstadien der Körper berechnet.

Um die Elastizitätsmoduli vergleichen zu können, wurde auf den unarmierten Beton zurückgegangen.

Für den Körper

E 1 ergab sich als Mittelwert $E = 285\ 300\ \text{kg/cm}^2$,
 E 2 " " " " " $E = 275\ 700$ "

Mittelwert für den unarmierten

Beton daher $561\ 000 : 2$
 $= 280\ 500\ \text{kg/cm}^2$.

Der Vergleich der übrigen Körper innerhalb desselben Belastungsbereiches ergab (unter Ausschaltung gewisser Sprungwerte):

Körper	Mittelwert E in kg/cm^2
A 1	434 800
A 2	420 000
C 1	441 500
C 2	347 400

des Verbundkörpers, armiert mit Stäbchen gesetzmäßiger Form und Lage gegenüber dem Beton, armiert mit Drehspänen und ist auch hier die bezügliche proportionale Darstellung interessant.

Der Elastizitätsmodul des unarmierten Betons mit 1 bezeichnet, ergibt sich:

Stäbchen gerichtet	Stäbchen ungerichtet	Drehspäne	Beton unarmiert
432 000	309 000	284 900	280 500

oder
 $1,54 : 1,1 : 0,91 : 1$
 Bei bloßem Vergleich der armierten Körper ergibt sich:

Stäbchen gerichtet	Stäbchen ungerichtet	Drehspäne
1,63	1,16	1

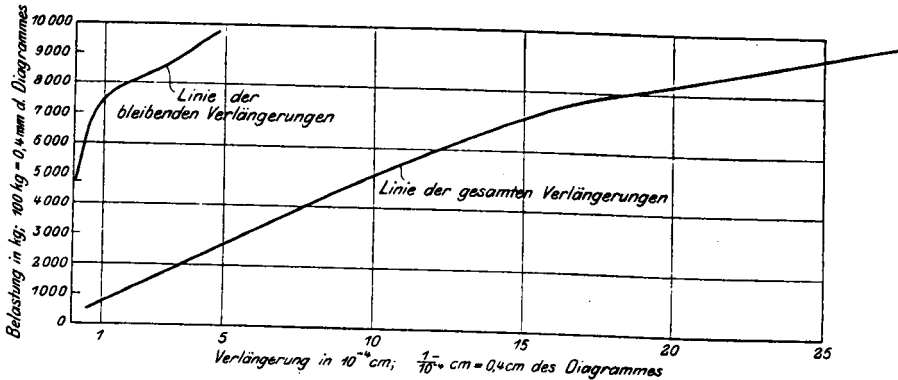


Fig. 7. Diagramm für den Körper.

Bei Ausschaltung von C 2, welcher Körper auch schon bei Ermittlung der Zugfestigkeit als aus der Reihe fallend, nicht für die Bestimmung des Mittels in Betracht kam, ergibt sich als Mittelwert der Körper mit ausgerichteten Stäbchen A 1, A 2 und C 1, $E = 432\ 000\ \text{kg/cm}^2$.

Für die Körper B 1 und B 2 mit ungerichteten Stäbchen ergab sich:

Körper	Mittelwert E in kg/cm^2
B 1	302 250
B 2	315 800

daher Mittelwert für die Körper mit ungerichteten Stäbchen . . . $E = 309\ 000$

Für die Körper D 1 und D 2, armiert mit Drehspänen, ergab sich:

Körper	Mittelwert E in kg/cm^2
D 1	287 600
D 2	242 360

daher Mittelwert E für den mit Drehspänen armierten Beton . . . $E = 264\ 900$

Es ergibt sich somit auch bezüglich des elastischen Verhaltens eine bedeutende Überlegenheit

Der Wert des Elastizitätsmoduls des Körpers C 2 mit $E = 347\ 400$ liegt in der Mitte zwischen den Werten, welche sich für Körper mit ungerichteten Stäbchen (B 1 und B 2) und Körper mit gerichteten Stäbchen (A 1, A 2, C 1) ergaben, was darauf hindeutet, daß bei diesem Körper eben die Stäbchen nicht vollständig in der Zugrichtung ausgerichtet waren.

Als Zusammenfassung der Zug- und Dehnungsversuche ergibt sich somit folgendes:

Ogleich es sich um erste, primitive Versuche handelt, wobei es selbstverständlich ist, daß die Versuchsanordnung nicht gleich am zweckmäßigsten getroffen wurde, zeigen die Resultate für den Verbundkörper mit Einlagen von Eisenteilchen, vorwiegend linearer Ausdehnung (also Einlagen von gewisser, gesetzmäßiger Form), eine bedeutende Überlegenheit gegenüber Verbundkörpern, bewehrt mit Eisenabfällen willkürlicher Form und Beschaffenheit (Drehspäne und dergleichen), wie auch gegenüber unarmiertem Beton; durch die Versuche ist diese Überlegenheit sowohl in bezug auf die Zugfestigkeit wie auch in bezug auf das elastische Verhalten nachgewiesen.

Die Versuche zeigen weiter, daß die Werte der Qualitätsziffern, wie Zugfestigkeit und Elastizitätsmodul, gewisse konstante Größen zeigen für die Körper mit Stäbcheneinlagen im Gegensatz zu den Körpern mit Drehspänen, welche letztere vollständig ungesetzmäßige, sprunghafte Werte zeigen.

Die Überlegenheit der Verbundkörper mit Stäbcheneinlagen tritt um so mehr in die Erscheinung, je mehr die lineare Ausdehnung der Stäbchen mit der Zugrichtung zusammenfällt.

Es ist selbstverständlich, daß auch die kombinierten Festigkeiten, bei welchen die Zugfestigkeit eine Rolle spielt (Torsions-, Scher-, Knickfestigkeit), entsprechend der erhöhten Zugfestig-

keit des Verbundkörpers mit Stäbcheneinlagen die gleiche Überlegenheit gegenüber dem Beton mit Eiseneinlagen willkürlicher Form und dem unarmierten Beton zeigen müssen.!

Der Verbundkörper mit Stäbcheneinlagen hat gewissermaßen sehnige Struktur, während der unarmierte Beton oder der Beton mit Eiseneinlagen willkürlicher Form bloß körnige Struktur aufweist.

Es wäre bei weiteren Versuchen möglich, auch den Zusammenhang der Festigkeits- und Elastizitätseigenschaften mit der Stäbchenlänge herauszufinden, wie auch den Einfluß der Quantität des zugeschlagenen Eisens auf die Festigkeitseigenschaften klarzulegen.

420
7

PORTLANDZEMENT UND EISENPORTLANDZEMENT.

Von Professor M. Foerster (Dresden).

In dem vor nicht langem erschienenen Protokoll der Generalversammlung des Vereins Deutscher Portlandzementfabrikanten vom Jahre 1910 sind die auf dieser Versammlung bereits mitgeteilten Ergebnisse größerer Versuchsreihen bekanntgegeben*), die zur Klärung des Verhältnisses der oben genannten Bindemittel von seiten der Interessenten durchgeführt worden sind. Ihnen fiel vorwiegend die Aufgabe zu, nachzuweisen, ob eine „normenmäßige“ Prüfung und Bewährung des Eisenportlandzementes hierbei genüge, um auf ein günstiges Verhalten bei Bauausführungen, namentlich in mageren Mischungen, von vornherein schließen zu können. Daß man dies bei dem eigentlichen Portlandzementmörtel (ohne Zusatz) vermag, haben jahrzehntelange Erfahrungen und dauernde Kontrollversuche einwandfrei erwiesen.

Die durch das Prüfungsamt in Groß-Lichterfelde ausgeführten Vergleichsversuche haben die folgenden Ergebnisse zeitigt:

1. Eisenportlandzement ist eigentlich weiter nichts als ein mit rd. 30% geeigneter Hochofenschlacke verdünnter, normaler Portlandzement. Während vom Verein der Eisenportlandzement-Fabrikanten der Gehalt von 30% Beimengung als Höchstwert bezeichnet wird, zeigte eine Anzahl der untersuchten Zemente dieser Gruppe einen erheblich höheren Schlacken-zusatz; es besaßen:

Marke	G	E	F	G ₁	H
	41	34	32	38	34% Schlacke.

*) Da einer größeren Anzahl unserer Leser das Protokoll der Generalversammlung des Vereins Deutscher Portlandzementfabrikanten nicht zur Verfügung stehen dürfte, auch eine kurze Übersicht aus den weitläufigen Verhandlungen nicht leicht zu gewinnen ist, so dürfte es im Interesse unserer Leser liegen, sie in vorliegendem Aufsätze mit den Hauptergebnissen der durchgeführten Untersuchungen bekannt zu machen.
Die Schriftleitung.

Die zugelassene Höchstmenge war also zum Teil erheblich überschritten. Diese Unsicherheit muß für die Verwendung in der Praxis um so schwerwiegender sein, als es kein einfaches Verfahren gibt, sich bei einem vorliegenden Eisenportlandzement über die Höhe des Schlacken-zusatzes zu unterrichten. Demnach wäre es durchaus nicht unangebracht, wie das in Amerika geschieht, gemahlene Hochofenschlacke für sich in den Handel zu bringen und ihre jeweilige Zufügung zum reinen Portlandzement dem Verbraucher zu überlassen. Daß dies nachträgliche Zufügen möglich ist, ohne die Festigkeitsverhältnisse des endgültigen Bindemittels ungünstig zu beeinflussen, lassen die unter 2. erwähnten Ergebnisse erkennen. Diese Methode würde dem Verbraucher eine größere Sicherheit der verwendeten Mischung gewähren, als sie ihm jetzt geboten ist.

2. Die Mischung der Portlandzemente mit dem Zusatz von Hochofenschlacke kann ebenso gut auf der Baustelle wie in der Fabrik vor sich gehen. Die bezüglichen Versuche des Prüfungsamtes, bei denen im Laboratorium die Mischung von Schlacke mit reinen Klinkern durchgeführt wurde, zeitigten sogar zu-fälligerweise größere Festigkeiten als der aus denselben Rohstoffen in der Fabrik erzeugte Eisenportlandzement; namentlich ist in magerer Mischung 1:7 und an der Luft erhärtet der mit 30% Schlacke frisch gemischte Portlandzement dem Eisenportlandzement überlegen, im Mittel 128 gegen 117 kg/qcm*).

*) Es verhält sich demgemäß der Eisenportlandzement in obigem Sinne durchaus gleichartig dem 1896 in Dänemark hergestellten Sandzement, einem gewöhnlichen Portlandzement mit Zusatz von innig fein gemahlendem Quarzsande; auch hier wurde es später dem Verbraucher überlassen, die Mischung selbst vorzunehmen (vergl. oben unter 1.); zu diesem Zwecke wurde Quarzmehl besonders geliefert.

Es wäre nicht uninteressant, wenn sich hier in Zukunft noch einige andere Vergleichsversuche anschließen würden mit Zusätzen von feinem Quarzsande, fein gemahlenem Ziegelabfall, Glasstaub usw. Hierbei dürfte sich leicht erkennen lassen, daß der zugefügten Schlacke kaum eine andere Bedeutung innewohnt als den oben genannten Beimengungen und ähnlichen, nur eine Verdünnung darstellenden Zusatzstoffen.

3. Die Normenprüfung*) läßt nicht erkennen, wie sich gemischte Zemente für alle Verwendungszwecke, so namentlich an der Luft und bei magerer Mischung verhalten werden.

Untersucht wurden 4 Portland- und 4 Eisenportlandzemente; von jeder Sorte wurden der beste und schlechteste zum Vergleiche der Versuchsergebnisse herangezogen; es waren das die Portlandzemente: „B“ und „D“ und die Eisenportlandzemente: „G“ und „H“.

Es ergab sich bei der Normenprobe die Druckfestigkeit von:

Portlandzement	.. „B“	.. 326 kg/qcm
„	.. „D“	.. 211,5 „
	i. M.	.. 269 kg/qcm
Eisenportlandzement	„G“	.. 298 kg/qcm
„	„H“	.. 181,5 „
	i. M.	.. 240 kg/qcm

Der Unterschied beider Mörtel beträgt also bei der Normenprobe 29 kg/qcm.

Bei einer Mischung von 1:5 und einer Lagerung von zwei Jahren an der Luft zeigten sich die folgenden Druckfestigkeiten:

Portlandzement	.. „B“	.. 265 kg/qcm
„	.. „D“	.. 212 „
	i. M.	.. 238 kg/qcm
Eisenportlandzement	„G“	.. 173 kg/qcm
„	„H“	.. 115 „
	i. M.	.. 144 kg/qcm

Mithin ist hier ein Unterschied von 94 kg/qcm vorhanden. Abgesehen davon, daß eine Vergleichung der absoluten Zahlen eine sehr erhebliche Überlegenheit des Portlandzementes zeigt, lassen die Zahlen vor allem erkennen, daß man nicht aus den Ergebnissen der Normenprüfung (1:3) auf ein ähnliches Verhalten der hier in Vergleich stehenden Bindemittel bei anderen (schwächeren) Mischungen schließen kann.

Um auszuschließen, daß die obigen Ergebnisse als Zufallszahlen bezeichnet werden konnten, wur-

*) Bei den Versuchen war noch die frühere Normenprüfung maßgebend, die keine Lufterhärtung kannte. Durch die neuere Normenprobe sind die Verhältnisse günstiger geworden, die fraglichen Bindemittel gegeneinander abzuwägen; doch müßte hier zum Vergleiche neben der Normalprobe 1:3 noch eine solche 1:6 bis 1:7 Aufnahme finden.

den die Versuche auch mit anderen, neuen, Marken ausgeführt; das Ergebnis ist das folgende:

Druckfestigkeit nach der Normenprobe
(1:3 und 28 Tage Wasserlagerung)

Portlandzement	.. „J“	.. 360 kg/qcm
„	.. „K“	.. 221 „
„	.. „L“	.. 177 „
„	.. „M“	.. 291 „
	i. M.	.. 262 kg/qcm
Eisenportlandzement	„N“	.. 173 kg/qcm
„	„O“	.. 246 „
	i. M.	.. 209 kg/qcm

Druckfestigkeit bei einer Mischung von 1:7 und Lagerung während zweier Jahre an der Luft.

Portlandzement	.. „J“	.. 181 kg/qcm
„	.. „K“	.. 171 „
„	.. „L“	.. 120 „
„	.. „M“	.. 178 „
	i. M.	.. 162 kg/qcm
Eisenportlandzement	„N“	.. 93 kg/qcm
„	„O“	.. 141 „
	i. M.	.. 117 kg/qcm

Wenn auch in dieser zweiten Reihe der Eisenportlandzement bessere Ergebnisse zeitigt, so sind diese doch insofern nur scheinbare, als die Portlandzemente „K“ und „L“, wie aus den Festigkeitsergebnissen sich unmittelbar zeigt, nicht gut sind; jedenfalls erkennt man aber das erheblich ungünstigere Verhalten des Eisenportlandzementes bei höherem Sandzusatz gegenüber dem gleichartigen Portlandzement.

Schließlich seien auch hier die Versuche erwähnt, die ebenfalls im Groß-Lichterfelder Prüfungsamt und zwar im Auftrage von Dr. Müller-Kalkberge mit Hercyniazement ausgeführt wurden; sie lieferten die folgenden Ergebnisse:

Normalprüfung

(1:3 und 7 bzw. 28 Tage Wasserlagerung bzw. Luftlagerung).

	nach 28 Tagen	
	nach 7 Tagen Wasser-	Luft-
	lagerung	lagerung
Druckfestigkeit.	66	139
Zugfestigkeit	6	16,5
		20,6 „
	Mischung 1:5.	

Die Festigkeiten sind so gering, daß der Zement als ein brauchbares Bindemittel nicht mehr angesehen werden kann:

	nach 7 Tagen	nach 28 Tagen
	Wasser-	Wasser-
	lagerung	lagerung
Druckfestigkeit.	12	40
Zugfestigkeit	1,4	4,5
		5,9 „

Bei einer Mischung 1:8 zerfielen die 7 Tage alten Zugproben beim Einspannen in den Apparat,

während die 28 Tage alten Proben bei Wasserlagerung kaum meßbare Ergebnisse lieferten; auch bei Luftlagerung wurden nach 28 Tagen nur 1,5 kg/qcm Zug- und 9 kg/qcm Druckfestigkeit erzielt.

Zu allen Versuchen sei noch bemerkt, daß bei der Luftlagerung, das sogen. „Verdursten“ der Probekörper ausgeschlossen war, da sie sich, nachdem sie die normale Zeit im feuchten Kasten gestanden, später stets in einem Raume mit sehr hohem Feuchtigkeitsgehalte befunden haben*).

Eindeutig geht aus allen Versuchen hervor, daß die für die Beurteilung der Portlandzemente aufgestellten Normen sich nicht auf die andersgearteten Eisenportland- (und Schlacken-) Zemente anwenden lassen; namentlich ist man Trugschlüssen ausgesetzt, wenn man bei Eisenportlandzementen aus der 28tägigen Normenprobe auf das Verhalten in mageren Mischungen schließen wollte, während, wie vorerwähnt, bei Portlandzementen derartige Schlüsse durchaus berechtigt sind.

Demgemäß erscheint auch eine Modifikation des preußischen Ministerialerlasses vom 6. März 1909 erwünscht, demzufolge vorgeschrieben ist, daß, „falls bei der Untersuchung nach den jeweils geltenden Normen für Lieferung und Prüfung von Portlandzement die Eisenportlandzemente nicht nur bei Wasser-, sondern auch bei

Lufterhärtung befriedigende Ergebnisse zeigen, gegen ihre Verwendung bei öffentlichen Bauten nichts einzuwenden ist“. Praktisch eingeschränkt ist die Bedeutung dieses Erlasses allerdings dadurch erheblich, daß, wie in der letzten Jahresversammlung des Vereins deutscher Portlandzementfabrikanten mitgeteilt wurde, es den ausführenden Behörden neuerdings zur Pflicht gemacht worden ist, sich nicht auf die Normenprüfung allein zu verlassen, sondern die Prüfung in der Mischung wie sie auf der Baustelle Verwendung finden soll und mit demselben Sande, der hier benutzt wird, anzustellen. Es steht zu erwarten, daß gerade diese letztere Bestimmung dazu beitragen wird, aus vielen Einzeluntersuchungen in einwandfreier Weise das gegenüber den Portlandzementen anders geartete und oft ungünstigere Verhalten der Eisenportlandzemente festzulegen. Eines wird es aber hierzu noch bedürfen und das ist die heut noch nicht überall durchgeführte, genaue „Bezeichnung in der Zementmarke“ in der Art, daß kein Zweifel darüber möglich ist, ob man es mit einem Portlandzement oder einem Mischzement zu tun hat. In dieser Forderung sollten neben den staatlichen Behörden und den städtischen Verwaltungen auch alle einzelnen privaten größeren und kleineren Baubetriebe einig sein, d. h. auf einer richtigen und genauen Deklaration der Zementmarke nach ihrer Art mit allem Nachdrucke bestehen.

240

NEUE VERSUCHE MIT EISENBETONBALKEN**).

Ausgeführt für den Deutschen Ausschuß für Eisenbeton von C. v. Bach
unter Mitwirkung von O. Graf.

Besprochen von Professor M. Foerster (Dresden).

Die großen und bedeutungsvollen Versuchsreihen über auf Biegung belastete Eisenbetonbalken, welche in den Mitteilungen über For-

*) Es ist eine bekannte Tatsache, daß Eisenportlandzemente weit weniger als Portlandzemente in den ersten Tagen nach der Verarbeitung ein „Verdursten“ vertragen. Dies ist namentlich wichtig bei Herstellung solcher Bauteile, die allseitig dem Luftzuge ausgesetzt sind und somit besonders leicht austrocknen können.

**) Der hier vorliegende Aufsatz bildet die Fortsetzung der Veröffentlichung, welche vom Verfasser des obigen Aufsatzes in „Armiertes Beton“ 1909, S. 393—407 gegeben wurde; vergl. Mitteilungen über Forschungsarbeiten, Heft 72—74. Die obigen neueren Versuche sind aus Heft 95, Berlin 1910, Kommissionsverlag von Julius Springer, zu ersehen.

schungsarbeiten, Heft 72—74, von seiten der oben genannten Forscher im Jahre 1907 veröffentlicht worden sind, haben jetzt ihre Fortsetzung und ihren Abschluß gefunden**). Aus den Ergebnissen der Versuche, welche sich in erster Linie auf den Einfluß des Alters auf die Probabalken, namentlich die Größe des Gleitwiderstandes, die Zug- und Druckfestigkeit des Betons sowie die Durchbiegung der Balken beziehen, dann aber auch die Einwirkung der Mischungsverhältnisse auf diese Größen festlegen, endlich auch den Einfluß einer verschiedenen hohen Lage der Zugarmierung nachprüfen, sei das Nachfolgende im Auszuge mitgeteilt:

I. Einfluß des Alters.

A. Mischung 1:2:3; Lagerung bis zur Prüfung auf feuchtem Sande und mit nassen Säcken bedeckt.

a) Gleitwiderstand.

Alter	28 Tage	45 Tage	6 Mon.	1 Jahr
Wasserzusatz α^*) . . .	19,6	21,7	27,7	30,6
Verhältnis zum Gleitwiderstande von 45 Tagen = 1 gesetzt	0,9	1,0	1,28	1,41
bei Wasserzusatz α				

Die Versuche mit Wasserzusatz β^*) zeigen, daß dem höheren Wassergehalte im allgemeinen ein kleinerer Gleitwiderstand entspricht, zeigen aber in den Einzelergebnissen Unregelmäßigkeiten, die eine Verwertung der einzelnen Zahlen nicht gestatten.

b) Rißbildung.

Wasserzusatz „ α “.

Setzt man die Belastung, bei der an 45 Tage alten Balken die erste Rißbildung eintritt, = 1, so ergibt sich für letztere Größe:

Alter	28 Tage	45 Tage	6 Monate	1 Jahr
	0,95	1,0	1,26	1,32

Auch hier sind die Ergebnisse mit Wasserzusatz β keine einwandfreien.

Die Zugspannungen im Beton unmittelbar vor der Rissebildung sind:

Alter	28 Tage	45 Tage	6 Mon.	1 Jahr
Wasserzusatz:				
α	23,2	24,8	30,8	32,9 kg/qcm
β	18,9	20,5	29,2	31,0 „

c) Die gesamten Durchbiegungen betragen unter der durch 2 Einzellasten von je 1500 kg gebildeten Belastung:

Alter	28 Tage	45 Tage	6 Mon.	1 Jahr
Durchbieg.				
b. Wasserzusatz α	0,175	0,175	0,155	0,140 mm

Ähnliche Ergebnisse zeitigen die Versuche mit dem Wasserzusatz „ β “.

*) Wasserzusatz α bedeutet 7,8, Wasserzusatz β 9,0 0/0 Wasser.

B. Mischung wie bei A; Lagerung bis zum 7. Tage mit nassen Säcken bedeckt, dann an der Luft

(Temperatur schwankend zwischen + 12° und + 24° C).

a) Gleitwiderstand in kg/qcm.

Alter	28 Tage	45 Tage	6 Mon.	1 Jahr
Wasserzusatz α	19,1	22,5	25,1	25,6
„ β	16,6	20,6	21,3	25,4
Verhältnis zum Gleitwiderstande von 45 Tagen (bei α) = 1 gesetzt	0,85	1,0	1,12	1,14
„ β „				
	0,74	0,92	0,95	1,13

Den Einfluß der Art der Lagerung „A“ gegen „B“ läßt die nachfolgende Zusammenstellung für Wasserzusatz „ α “ erkennen:

Alter	28 Tage	45 Tage	6 Mon.	1 Jahr
Gleitwiderstand:				
bei „A“	19,6	21,7	27,7	30,6 kg/qcm
bei „B“	19,1	22,5	25,1	25,6 „
Untersch. „B“				
geg. „A“	-2,6	+ 3,7	- 9,4	- 16,3 0/0

b) Druck- (Würfel-) und Zugfestigkeit des Betons.

Hier wurde gefunden:

Alter	28 Tage	45 Tage	6 Mon.	1 Jahr
Druckfestigkeit } Wasserzus. α	225	253	337	371
„ β	191	209	297	329
Zugfestigkeit } „ α	12,4	13,7	19,5	23,7
„ β	12,0	11,8	15,3	23,1
Verhältn. beider Festigk. } „ α	18,1	18,5	17,3	15,7
„ β	15,9	17,7	19,4	14,2

Aus den Zugversuchen wurden für Spannungen von 0,5 bis zu 7,5 kg/qcm die folgenden Elastizitätszahlen für Zug gefunden:

Alter	28 Tage	45 Tage	6 Monate	1 Jahr
	kg/qcm	kg/qcm	kg/qcm	kg/qcm
Wasserzusatz α	300 500 bis 306 000	324 900 bis 328 700	361 700 bis 345 000	385 300
Wasserzusatz β	—	321 200 bis 313 100	323 000 bis 327 000	378 400 bis 357 900

c) Rißbildung.

Die Risse entstanden bei Lagerung „B“ unter erheblich kleineren Belastungen als bei „A“; so wurden z. B. bei den 1 Jahr alten Balken mit Wasserzusatz α die ersten Risse bei feuchter Lagerung bei rd. 7500 kg, bei trockener Aufbewahrung schon bei 4250 kg beobachtet.

Die nach den preußischen Bestimmungen errechneten auftretenden Biegungszugspannungen enthält die nachfolgende Zusammenstellung:

Zugspannung (Zugfestigkeit) in kg/qcm.

Alter	28 Tage	45 Tage	6 Mon.	1 Jahr
α	16,8	15,0	17,0	17,9
β	14,0	14,5	15,8	14,3

d) Durchbiegung.

Hier ergibt sich für eine Gesamtlast $P = 3000$ kg bei Wasserzusatz α eine Durchbiegung bei einem Alter von

28 Tagen	45 Tagen	6 Monaten	1 Jahr
0,190	0,190	0,170	0,180
(0,175)	(0,175)	(0,155)	(0,140)

Die oben in Klammern zugefügten Zahlen beziehen sich auf die nasse Behandlung „A“.

Aus den Versuchen „A“ und „B“ ergeben sich neben den wertvollen Einzelwerten meist schon bekannte Gesetzmäßigkeiten, die also eine Bestätigung und Stützung finden:

- Der Gleitwiderstand, die Druck- und Zugfestigkeit des Betons sowie die Belastung beim ersten Risse nehmen mit dem Alter der Probekörper zu. Das gleiche gilt von der Elastizitätszahl für Zug; hier finden sich ähnliche Verhältnisse wie bei Druckbelastung. Die Einzelzahlen liegen bei höherem Wasserzusatz tiefer als bei geringem.
- Die Werte der Biegungszugspannungen bei Auftreten der ersten Risse schwanken nicht sehr erheblich mit zunehmendem Alter.
- Ein wesentlicher Unterschied in den Größen des Gleitwiderstandes tritt bei feuchter oder lufttrockener Lagerung innerhalb der ersten 45 Tage nicht auf, zeigt sich aber in späterer Zeit in erheblichem Maße und zwar zum Vorteil der feuchten Lagerung.
- Die Durchbiegung der Balken verringert sich mit zunehmendem Alter dieser. Ein Mehr an Durchbiegung tritt bei lufttrocken gelagerten Balken gegenüber feucht gehaltenen auf, eine Erscheinung, die sich durch den größeren Wert der Dehnungs-

zahl bei Luftlagerung und durch die Ausbildung von Zuganfangsspannungen im bewehrten Beton hierbei erklärt.

II. Einfluß der Mischung.

Im zweiten Teile der Untersuchungen sind zunächst mit Heidelberger Zement hergestellte, 7 Tage feucht, alsdann bis zu 45 Tagen an der Luft gelagerte Probekörper untersucht. Die Versuche stellen sich als Parallelversuche zu früher*) bereits ausgeführten mit feucht gelagerten Balken dar. Untersucht sind 3 verschiedene Mischungen:

- 1 Zement : 3 Sand : 4 Kies**)
- 1 „ : 2 „ : 3 „
- 1 „ : 1,5 „ : 2 „

Auch hier bestätigen die Versuche zum Teil bereits bekannte Gesetze:

- Die Größe des Gleitwiderstandes steigt mit der Zunahme des Zementes, wenn auch das Wachstum weniger stark ist als bei feucht gelagerten Balken.
- Die Druckfestigkeit wächst gegenüber der Mischung 1 bei 2 um 77, bei 3 um 108%; für die Zugfestigkeit gelten die entsprechenden Zahlen 27 bzw. 25%. Letztere Zahlen sind weniger hoch als bei feuchter Lagerung.
- Die Elastizitätszahl auf Zug der mageren Mischung 1 ist erheblich kleiner als die von 2 und 3, bei denen in dieser Hinsicht kein ausgeprägter Unterschied vorhanden ist***).
- Die Belastung vor Eintritt der ersten Risse ist bei der Mischung 2 am größten (?), bei 1 u. 3 nicht allzu verschieden, ein eigenartiges Ergebnis†), das naturgemäß auch zu höherem Werte von σ_{bz} für Mischung 2 führt, sich aber nicht bei feuchter Lagerung der Balken wiederholt; hier steigt die Last beim ersten Risse mit dem Zementgehalte††). Die früher bei feuchter Lagerung gefundenen Werte sind erheblich höher als die jetzt für die trockene Aufbewahrung bestimmten.
- Die Durchbiegungen sind den Dehnungszahlen entsprechend und bei dem mageren Material höher als bei den zementreichen.

*) Vgl. Mitteilungen über Forschungsarbeiten, Heft 72 bis 74, sowie Armierter Beton 1909, S. 393 ff.

**) Material aus dem Rhein.

***) Die betreffenden Zahlen sind: 235 200, und 327 700—313 600; bzw. 318 500 bis 320 900 kg/qcm.

†) Bei der zweiten Zementmarke M_2 nahm die Bruchlast zu mit dem Zementgehalt; es dürfte wohl im obigen nicht wahrscheinlichsten Ergebnis ein Zufallswert vorliegen.

	Wasserzusatz α	Wasserzusatz β
Mischung 1	$P = 4500$	4450 kg
„ 2	$P = 5687$	4667 „
„ 3	$P = 7750$	7083 „

bei Auftreten des ersten Risses.

Die mit einer zweiten Zementmarke „M₂“ ausgeführten gleichartigen Versuchsreihen lieferten, den Sonderheiten des hier verwendeten, ohne Frage nicht alltäglichen Zementes entsprechend, Ergebnisse, welche sich nicht ohne weiteres in die obigen Schlüsse einfügen lassen. Bemerkenswert ist beim Vergleiche der Zemente Heidelberg und M₂ jedoch der Umstand, daß nach den alten Normenproben sich sehr erhebliche Abweichungen der Festigkeit ergeben, während nach der neuen Probe beide Zemente weit kleinere Unterschiede aufweisen und zwar unter Vergrößerung der Druck- und Zugfestigkeit auf beiden Seiten.

III. Einfluß der Höhenlage der Zugbewehrung.

Schließlich wurden noch Versuche ausgeführt über den Einfluß des Abstandes der gezogenen Eiseneinlagen von der unteren Balkenfläche; hier wurden für das 25 mm starke Eisen Abstände von 10 und 40 mm in Vergleich gezogen.

Es ergab sich naturgemäß eine Steigerung der Tragfähigkeit bei dem geringeren Abstände, während für die Größe der Zugspannung im Beton kurz vor Eintritt der Risse sich keine ausgeprägten Unterschiede zeigen, auch der Gleitwiderstand mit verstärkter Überdeckung des Eisens nur wenig wächst; das gleiche gilt von der Durchbiegung des Balkens.

VERSUCHE MIT DURCHLAUFENDEN PLATTEN AN EINEM EISENBETONBAU.

Besprochen von Dr.-Ing. E. Probst (Berlin).

(Nach Mitteilungen in den Zeitschriften *Eng. News* und *Eng. Record*.)

Bei der alljährlich wiederkehrenden Hauptversammlung der amerikanischen Betonfachleute berichtete Arthur R. Lord über Versuche, welche an einem Bau in der Praxis vorgenommen wurden zu dem Zwecke, die wirklich auftretenden Spannungen mit den aus der Rechnung ermittelten Spannungen zu vergleichen. Zu bemerken wäre hier gleich, daß die amerikanische Praxis andere

dort, wie man es früher auch in unserer Praxis beobachten konnte, derart, daß für die Momente in der Feldmitte und über den Stützen gewisse Annahmen gemacht werden (z. B. in der Feldmitte $\frac{p l^2}{10}$ und über den Stützen $\frac{p l^2}{8}$). Daß diese Annahmen nicht zutreffen, daß vielmehr die Berücksichtigung der Kontinuität Spannungen ergibt, die den wirklich auftretenden näher kommen, zeigt eben dieser sehr interessante amerikanische Versuch, über welchen im folgenden berichtet werden soll:

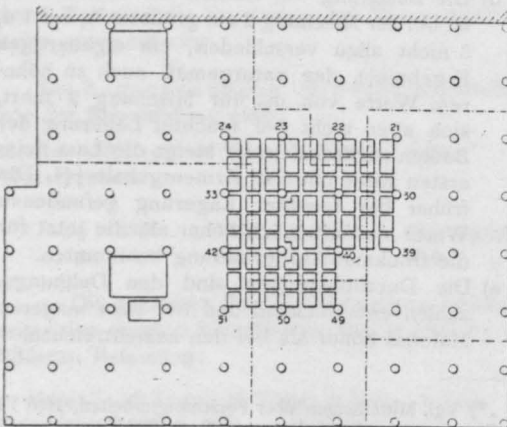


Fig. 1. Lastverteilung bei den Versuchen (3. Stockwerk des Gebäudes).

Berechnungsverfahren anwendet, als dies bei uns der Fall ist. U. a. wird dort die bis zu einem gewissen Grade bestehende Kontinuität von Platten und Plattenbalken, welche über mehrere Stützen durchlaufen, nicht berücksichtigt; man hilft sich

Der Versuch wurde mit Unterstützung von Baufirmen von der bereits durch andere wertvolle wissenschaftliche Untersuchungen bekannten University of Illinois ausgeführt, deren Vorstand der bekannte Professor Talbot ist. Ausgeführt wurden die Untersuchungen an einem im Bau befindlichen zehnstöckigen Eisenbetonbau in Minneapolis an den Decken des 3. Stockwerkes. Der Grundriß ist in Fig. 1 ersichtlich, auf welchem auch durch die eingezeichneten kleinen Rechtecke der belastete Teil eingezeichnet ist. Die bei diesem Bau angewendete Bauweise ist ein System, das man bei uns in Europa wohl aus wirtschaftlichen Gründen nicht ausführt. Die kapitalartig erweiterten runden Säulen tragen Platten ohne Unterzüge, welche eine Armierung in vier Richtungen aufweisen, sowohl parallel zu den Mittellinien als auch zu den Diagonalen der Platten, wie dies in Fig. 2 durch die strichpunktierten Linien angedeutet ist, in welcher auch diejenigen Stellen bezeichnet sind, an welchen die Feinmessungen vorgenommen wurden. Die

hier in Betracht kommende Decke ist für eine Nutzlast von 1100 kg/qm gerechnet, ihre Spannweiten zwischen den Säulen betragen 5,69 bzw. 5,82 m; die Stärke der Platten beträgt 27,6 cm und die Eiseneinlagen sind 11,1 mm Rundeisen nach den vier Richtungen derart eingelegt, daß 4 bis 5 Rundeisen auf den laufenden Meter entfallen. Der 40 Tage alte Beton hatte eine Mischung von 1:6. Die in Fig. 1 eingezeichneten strichpunktierten Linien zeigen diejenigen Stellen an, an welchen die Betonierung unterbrochen wurde. Die Messungen wurden in folgender Weise vorgenommen:

Für die Ermittlung der größten Eisenspannungen in der Feldmitte diente eine Vorrichtung, die mit Hilfe von Klammern an die Armierung fest angeschlossen war (s. Fig. 3a). An einer Stelle war der Zeigerapparat, an der zweiten Stelle ein feiner mit Seide überzogener Kupferdraht befestigt; dieser wurde unterhalb der Eisen über die Trommel des Zeigerapparates geführt. Auf diese Weise konnten die Längenänderungen bei einer Meßstrecke von etwa 38 cm mit einer Genauigkeit von $\frac{1}{2000}$ cm gemessen werden. Die Messungen der Eisenspannungen der oberen Eiseneinlagen (s. Fig. 3b) wurde mit Hilfe eines Berryschen Spannungsmessers derart vorgenommen, daß in die bloßgelegten Eisen in einer Entfernung von 38 cm 2 kleine Löcher vorgebohrt wurden und in diese die Stifte der Meßvorrichtung eingesetzt wurden. Für die Ermittlung der Betonspannungen wurde ein gewöhnlicher Berryscher Spannungsmesser verwendet mit einer Meßlänge von 15 cm. Für die Durchbiegungen wurde eine einfache Vorrichtung verwendet, welche in Fig. 3c ersichtlich ist. Unterhalb der zu prüfenden Decke wurde ein Gerüst aufgebaut, wie es in Fig. 3d ersichtlich ist, welches für die Beobachter und zum Anbringen der Apparate bestimmt war. Eine genauere Beschreibung der Feinmeßapparate erübrigt sich schon aus dem einfachen Grunde, weil bei uns diese Meßapparate nicht zur Anwendung kommen; es genügt darauf hinzuweisen, daß nach den Mitteilungen des Versuchsausführenden die Genauigkeit für die aus diesen Messungen ermittelten Spannungen beim Beton bis zu 3,5 kg/qcm, beim Eisen bis zu 70 kg/qcm verläßlich sind.

Die Belastungen bestanden in ihrem unteren Teil aus kleinen Ziegelpfeilern mit Zwischen-

räumen von 20–40 cm, wie dies in Fig. 1 ersichtlich ist. Über diesen Ziegelpfeilern wurde Zement als Belastung aufgebracht. Die Versuche dauerten 6 Tage, vom 30. Oktober bis 5. November 1910. Im ganzen wurden 3300 Ablesungen vorgenommen, an den in Fig. 2 genau bezeichneten Meßstellen. Das Ablesen an den Feinmeßapparaten erfolgte zuerst im unbelasteten Zustand; nachher wurden die Belastungen aufgebracht in Zwischenstufen von 366–732 kg/qm. Die aufgebrauchte Höchstlast betrug 1720 kg/qm, das entspricht für diese Konstruktion einer $1\frac{1}{2}$ fachen Nutzlast. Ablesungen wurden nach jeder Belastung an allen Apparaten vorgenommen; außerdem 3 mal über Nacht, dar-

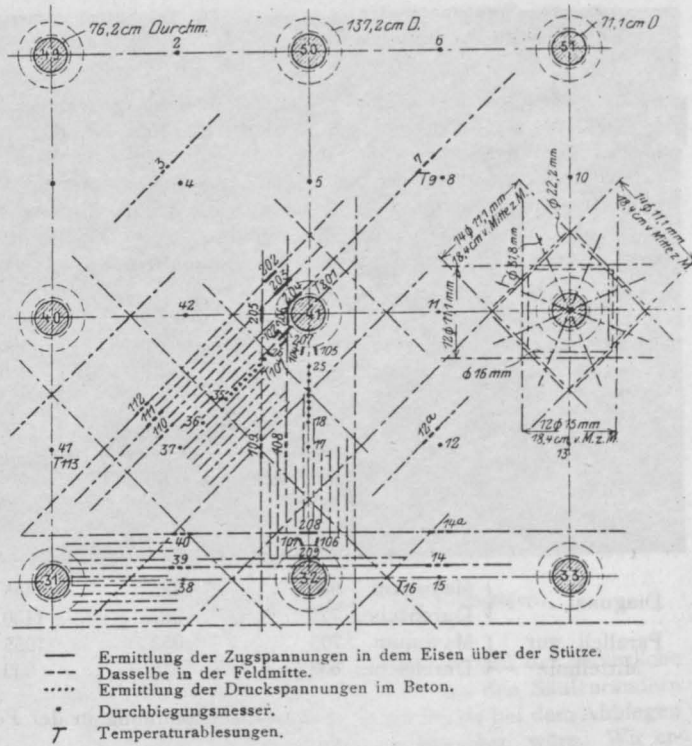


Fig. 2. Eiseneinlagen und Verteilung der Meßstellen (letzteres durch Nummern bezeichnet).

unter eine um Mitternacht. Die Höchstlast blieb 22 Stunden auf der Decke, wobei in häufigen Zwischenräumen Ablesungen vorgenommen wurden. Schließlich wurde die Decke entlastet, zuerst die äußeren Felder und zuletzt das Mittelfeld und neue Ablesungen gemacht.

Die Ermittlung der Spannungen erfolgte in bekannter Weise aus den gemessenen Längenänderungen mit Hilfe der vorher bestimmten Elastizitätsmoduli der Materialien.

Die in dieser Weise ermittelten Ergebnisse



Fig. 3 b. Spannungsmesser
für die oberen Eiseneinlagen.

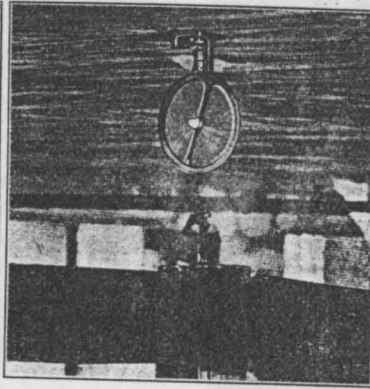


Fig. 3 a. Spannungsmesser
in der Feldmitte.

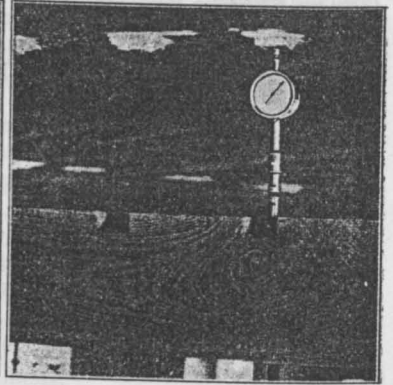


Fig. 3 c.
Durchbiegungsmesser.

dürfen, wie auch der amerikanische Forscher hervorhebt, nicht verallgemeinert werden; sie sind jedoch geeignet, das größte Interesse hervorzu-rufen, weil sie auch vieles bestätigen, was schon Laboratoriumsversuche gezeigt haben. Ich kann mich hier darauf beschränken, diejenigen Aus-züge aus den Ergebnissen wiederzugeben,

welche auch für unsere Praxis von Wichtigkeit sind.

Die Ermittlung der Spannungen ergab fol-gende Werte, unter der Annahme, daß für das Eigengewicht bei der zulässigen Spannung die Hälfte der aus den Versuchen ermittelten Span-nungswerte als Zuschlag hinzugefügt wurde.

Zusammenstellung der aus den Versuchen ermittelten Spannungen im Eisen und im Beton für eine Belastung von

	1100 kg/qm			1710 kg/qm			
	Nutzlast kg/cm ²	Eigengewicht kg/cm ²	Total kg/cm ²	Nutzlast kg/cm ²	Eigengewicht kg/cm ²	Total kg/cm ²	
1. Spannungen in den oberen Eiseneinlagen (Fig. 3b):							
Diagonal . . .	Maximum	960	485	1445	1701	485	2186
	Durchschn.	773	387	1150	1322	387	1709
Parallel zur Mittellinie	Maximum	703	352	1055	1322	352	1674
	Durchschn.	633	316	949	1209	316	1525
2 a. Eisenspannung in der Feldmitte:							
Diagonal . . .	Maximum	168,7	84	253	338	84	422
	Durchschn.	140,6	70	211	338	70	408
Parallel zur Mittellinie	Maximum	196,9	98	295	563	98	661
	Durchschn.	175,8	91	267	464	91	555
2 b. Eisenspannung bei einem äußeren Feld:							
Maximum	323,4	162	485	731	162	893	
Durchschn.	267,2	134	401	563	134	697	
3. Druckspannung im Beton in der Nähe der Säulenachse:							
Maximum	37,3	19	56	56	19	75	
Durchschn.	35,2	18	53	53	18	71	
Maximum	35,2	18	53	56	18	74	
Durchschn.	33,0	16	49	53	16	69	

Es zeigt sich, daß die Normalspannungen im Eisen in dem Mittelfeld kleiner sind als diejenigen in den äußeren Feldern, was uns durchaus nicht überrascht. Ferner ergibt sich für die diagonalen Eiseneinlagen nahezu dieselbe Spannung wie für die parallelen Eiseneinlagen, was darauf hinweist, daß die Verteilung der Spannungen auf die Eiseneinlagen gleichmäßig erfolgt, ohne daß ihre Lage irgend welchen Einfluß darauf hat. Beachtet man die Ergebnisse für die einzelnen Eiseneinlagen, so zeigt sich, daß die Eisen 205 und 208 (s. Fig. 2) höhere Spannungen aufnehmen, als die mehr gegen die Säulenachse liegenden 206 und 209, was sehr wichtig ist für die Beurteilung der

Spannungsänderungen von Feldmitte gegen Säulenmitte. Ferner ist zu beachten, daß die Spannung in 207 über einer Säulenkante größer ist als die in den Eiseneinlagen 203 und 204, welche gegenüber der Säulenachse liegen; dieses Ergebnis weist darauf hin, daß der gefährliche Querschnitt über der Säulenkante liegt und nicht über der Säulenmitte, wie sich auch aus der Ribbildung in Fig. 6 zeigt. Die Eiseneinlagen, welche über der Säulenmitte liegen, zeigen derartig hohe Spannungen, daß die angenommene

Berechnung mit $M = \frac{pl^2}{8}$ über der Stütze als falsch zu betrachten ist. Die Spannungen zeigen vielmehr Werte, welche mehr als doppelt so groß sind als die Spannungen in der Feldmitte; dieser Umstand

weist darauf hin, daß die Annahme einer Kontinuität über den Stützen bis zu einem gewissen Grade berechtigt ist.

Die Ergebnisse der Versuche bei der Ermittlung der Betonspannungen können nicht als zuverlässig gelten, da übersehen wurde, den Elastizitätsmodul des Betons vorher genau zu bestimmen.

Die Durchbiegungsmessungen zeigen zwei sehr beachtenswerte Ergebnisse. Diejenigen Felder, welche keine Unterbrechungsstellen im Beton aufweisen, zeigten eine maximale Durchbiegung von etwa 6 mm. Bei den Spannweiten, wo Unterbrechungen in der Herstellung des Betons angezeigt sind, war die größte gemessene Durchbiegung bei derselben Belastung 8,1 mm; letzteres entspricht ungefähr $\frac{1}{1000}$ der Spannweite und zeigt, daß die von Hennebique bei den ersten Eisen-

betonbauten angenommene Durchbiegung von $\frac{1}{1000}$ der Spannweite nur dort zutrifft, wo Risse vorhanden sind. Hennebique nahm $\frac{1}{1000}$ der Spannweite für die Durchbiegung als Maßstab für die Güte der Konstruktion an, und wir erkennen aus diesen Versuchen, was uns schon aus den Laboratoriumversuchen bekannt war, daß diese Annahme nicht berechtigt ist.

Die sehr sorgfältig vorgenommene Beobachtung der Risse ist in Fig. 4 verzeichnet. Wir sehen daraus, daß bei der $1\frac{1}{2}$ fachen Nutzlast die Risse sich an den Rändern der Säulen zeigen, welche auch die aus anderen Messungen sich er-

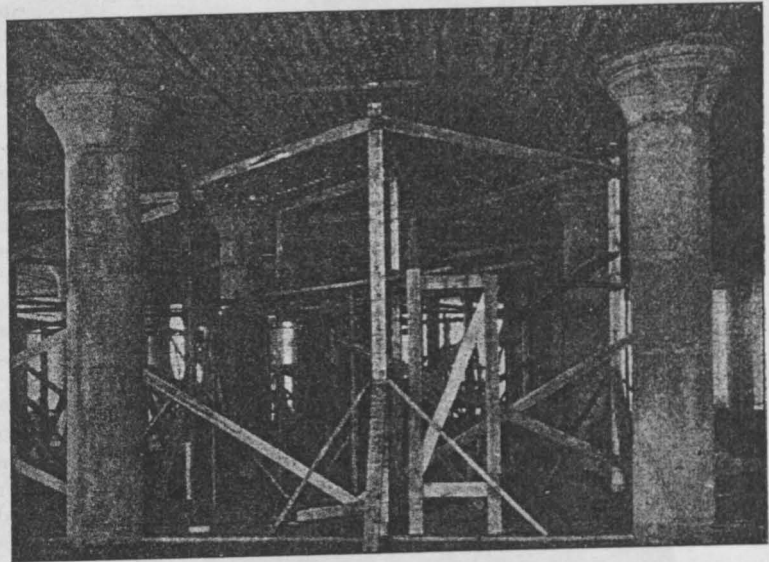


Fig. 3 d. Gerüste für die Apparate und Beobachter.

gebenden Schlüsse bestätigen, daß der gefährliche Querschnitt für die Platte an den Säulenrändern zu suchen ist, was in der Praxis bei dem Abbiegen der Eisen besonders zu beachten wäre. Wir sehen ferner, daß der Rib bei der Säule 51 (Fig. 4) (bei einem belasteten Endfeld) sich der Säulenachse nähert. Vergleicht man damit die für das Feld 42—50 ermittelten Eisenspannungen in Feldmitte, so zeigt sich, daß sie bedeutend größer sind als in den Mittelfeldern. Es ist dies auch ein Beweis, daß die Annahme der Kontinuität berechtigt ist.

Bei der Maximalbelastung zeigt sich ferner, daß die Risse in der Mitte stärker sind und gegen die Stützen zu immer kleiner werden. Ferner zeigt sich, daß diese Risse nahezu genau in der Verbindungslinie der Stützen verlaufen. Risse wurden ferner verzeichnet an den Unterbrechungsstellen, was ja nicht zu verwundern ist, wenn man bedenkt, daß zwischen der Herstellung zweier

derartig benachbarter Felder oft 2 Tage liegen.

1. Es zeigt sich, daß die Momente über den Stützen größer sind als in der Feldmitte

2. Der gefährliche Querschnitt liegt nicht in der Mitte der Stützen, sondern am Stützenrande.

3. Unterbrechungen in der Betonherstellung, wie sie bei diesem Bau vorkamen, verursachten nicht nur eine Erhöhung der Spannungen, sondern auch vergrößerte Durchbiegungen.

4. Die Versuche zeigen ferner durch Vergleich der Spannungen in mittleren Feldern und Endfeldern, daß man bei der Ermittlung der Spannungen den wirklich auftretenden am nächsten kommt, wenn man die Träger als durchlaufende Träger berechnet.

Es wäre sehr zu begrüßen, wenn auch bei uns derartige größere Versuche an ausgeführten Bauten vorgenommen werden könnten. Wenn auch die amerikanischen Untersuchungen als nicht ganz einwandfrei zu bezeichnen sind, weil sowohl die Belastung als auch die Meßinstrumente den erwünschten Grad von Genauigkeit vermissen lassen, so zeigt sich doch, daß man auf diesem Wege Ergebnisse erhalten hat, welche nicht nur einige unserer bisherigen Annahmen für durchlaufende Träger, sondern auch viele Beobachtungen aus den Laboratoriumsversuchen bestätigen.

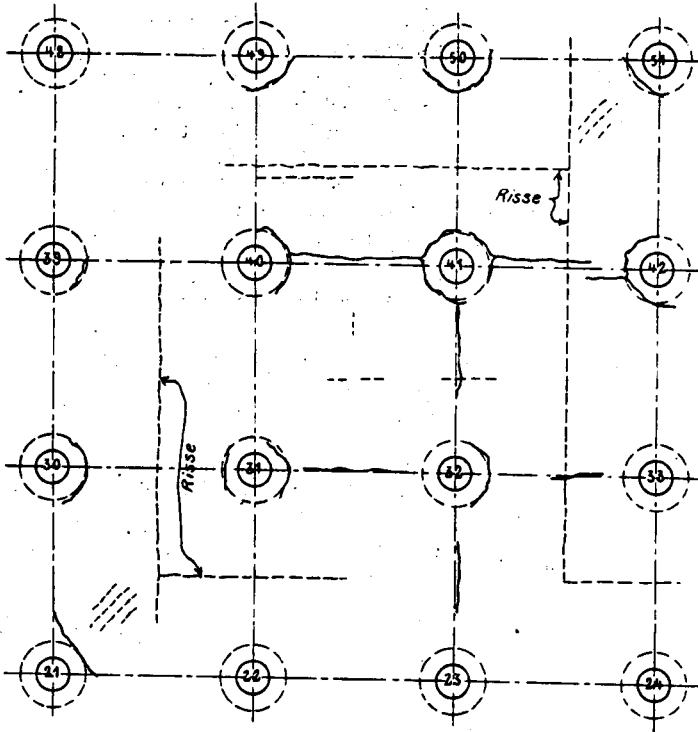


Fig. 4.

Verteilung und Lage der Risse nach dem Versuche.

Die Zusammenfassung der Versuchsergebnisse läßt sich in folgenden wichtigen Sätzen aussprechen:

durchlaufende Träger, sondern auch viele Beobachtungen aus den Laboratoriumsversuchen bestätigen.

BEMERKENSWERTE BAUWERKE IN EISENBETON*).

Von Oberingenieur Hart

der Actien-Gesellschaft für Beton- und Monierbau.

IV. Die Transportanlagen der Bergwerks-gesellschaft Georg v. Giesches Erben in Kattowitz O.-Schl.

(Hierzu Tafel I.)

Zur Beförderung der Erze und Kohlen sowie der sonstigen für den Betrieb der umfangreichen und weitverzweigten Blei- und Zinkhütten erforderlichen Materialien waren bisher in der Hauptsache zu ebener Erde liegende Feldbahnen vorhanden, welche durch Pferdekräfte bewegt wurden. In geringem Umfange bestanden Hochbahnen,

deren Aufbau aus hölzernen Sprengwerken bestand, die ihre Auflager auf gemauerten Pfeilern fanden. Die Holzteile erforderten natürlich laufende Ausbesserungen und waren auch nicht stark genug, um die Belastung durch schwere Wagen oder gar Lokomotiven aufnehmen zu können; die für die Transporte benutzten kleinen Bergwerks-wagen mußten vielmehr durch Menschenkräfte vorwärts geschoben werden.

Die Leistungen dieser Hochbahnen sowie der zuerst erwähnten Flachbahnen waren daher verhältnismäßig beschränkt und größeren Anforderungen, d. h. einem besonders angestregten Betriebe nicht immer gewachsen.

* Siehe Jahrgang 1909, Heft 3, Seite 107; Heft 7, Seite 282.

320

Auch die fortschreitende Produktionsvergrößerung bedingte den Bau neuer Hüttenwerke, für die auch eine regelrechte Verbindung mit den bestehenden Betrieben zu schaffen war. Die vorhandenen Entfernungen konnte nur noch ein maschineller Betrieb mit der nötigen Schnelligkeit überwinden, und zu ebener Erde war für die Einrichtung eines solchen kein Platz, da erstens große Lagerflächen für die Unterbringung der bedeutenden Erz- und Kohlenmengen vorhanden sein mußten, zweitens die vorhandenen Wege, Gewässer und Eisenbahnen zu überführen oder zum Teil zu unterführen waren und drittens zu erwägen war, daß eine brauchbare Transportanlage ganz unabhängig von irgendwelchen Störungen sein mußte. Diese Gründe bedingten wohl oder übel die Anlage von Hochbahnen, und mit den Entwürfen für dieselben wurden die auf dem Gebiete der Transportanlagen über reiche Erfahrungen gebietenden Königlichlichen Bauräte Havestadt und Contag in Berlin-Wilmersdorf beauftragt, die in Kattowitz ein Zweigbüro für den Verkehr mit der oberschlesischen Industrie besitzen.

In Wettbewerb mit den Eisenkonstruktionen trat der Eisenbeton, da der Fortfall von Unterhaltungskosten bei einer so bedeutenden Anlage von nicht zu unterschätzender Bedeutung ist. Die Eisenkonstruktionen wurden zwar nicht ganz ausgeschaltet, sondern kamen dort zur Anwendung, wo besondere Beschränkungen in der Höhe usw. Platz greifen mußten. Im übrigen bot aber der Eisenbeton so nennenswerte Preisvorteile, daß die Benutzung desselben der Bauherrschaft empfohlen werden konnte, und die Ausführung wurde

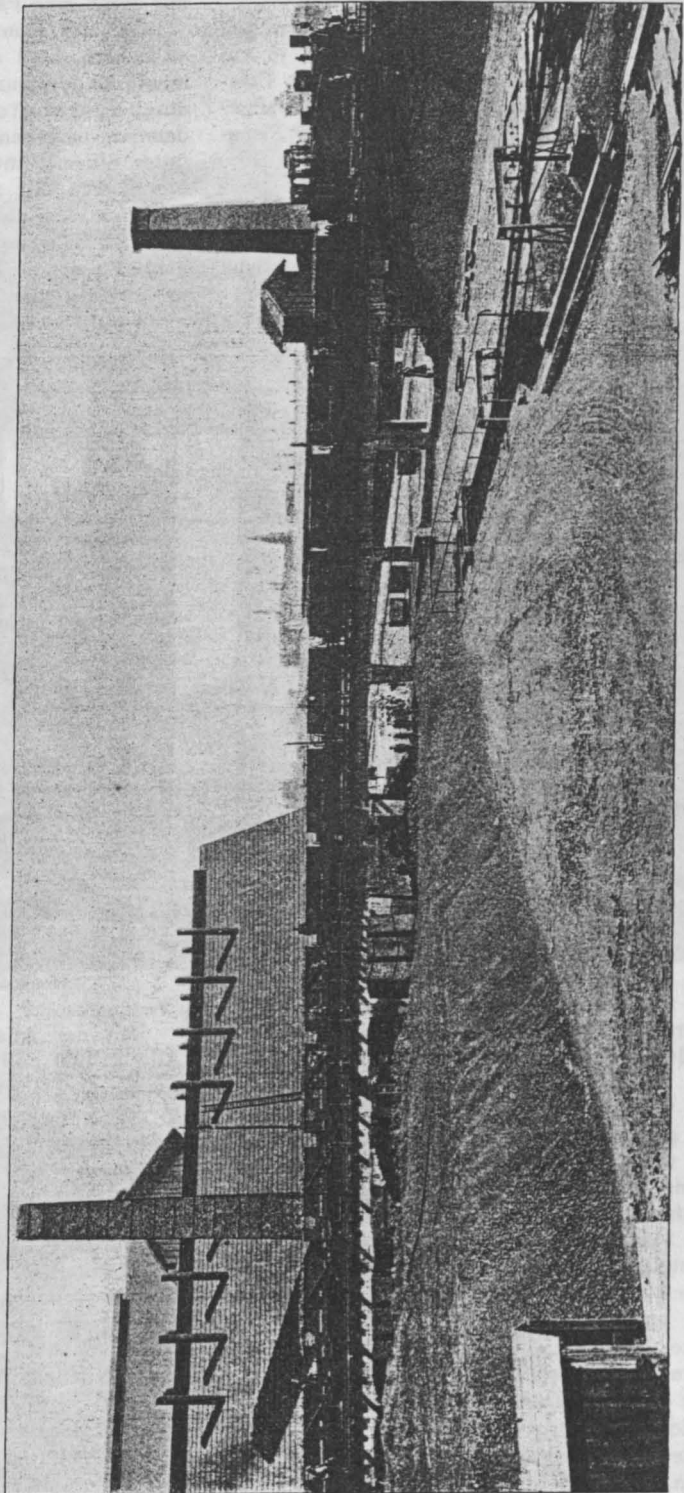


Fig. 3.
Die Hochbahn im Betriebe.

der Actien-Gesellschaft für Beton- und Monierbau in Berlin übertragen.

Die eigentlichen Hochbahnen bestehen aus kontinuierlichen Balken, und zwar bildet je ein Balkenpaar mit der zugehörigen Platte die Fahrbahn für ein Gleis. In Abständen von im allgemeinen 6 m stehen die unterstützenden Eisenbetonböcke, welche Höhen bis zu 6 m besitzen. Die über 4,50 m hohen Böcke haben je eine Querversteifung am Fuße und in der Mitte, während die niedrigeren Böcke nur die Fußverbindung besitzen. Die Fig. 1 (Tafel I) zeigt die 6 m hohe Bahn

stützen, die allerdings dicht zusammenstehen und nur durch eine Papplage getrennt sind.

Um der Konstruktion die Bewegungsfreiheit zu sichern, sind die Stützen nicht in die Fundamente eingespannt, sondern die Verbindung wird durch Eisenbetongelenke vermittelt. Die Fundamente bestehen in den meisten Fällen aus einer unter einem Stützenpaar durchgehenden Eisenbetonplatte mit einer Stärke von 0,75 bis 1 m. Da öfter Aufschüttungen vorhanden waren, lag der gute Baugrund (gewachsener Boden) mehrfach auch erst in einer Tiefe bis zu 4 m unter Terrain, und in solchen Fällen wurde, mit Stampfbeton fundiert.

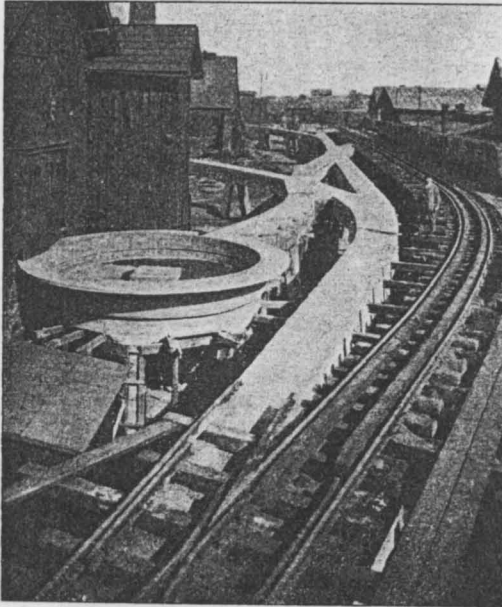


Fig. 4.

Hochbahn Paulihütte.

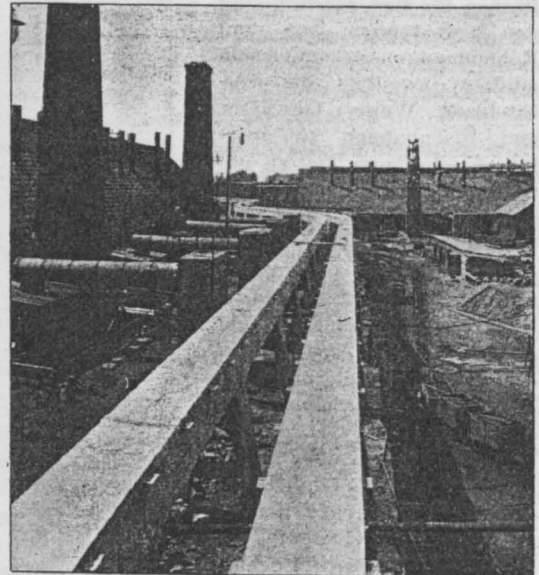


Fig. 11.

Hochbahn Alte Wilhelmhütte.

der Bernhardtihütte gleich nach der Ausschaltung und ohne den Oberbau. Für eine Abzweigung ist zunächst der Anschluß offen gelassen. Die hohen Böcke wirken in der unmittelbaren Nähe vielleicht etwas schwerfällig auf das Auge des Architekten; indes wurde auf die architektonische Ausbildung weniger Wert als auf die zweckentsprechende Ausnutzung des Materials gelegt. In der Fig. 2 ist die Fortsetzung der vorgenannten Bahnstrecke dargestellt und aus größerer Entfernung aufgenommen, und die Wirkung ist hier zweifellos schon angenehmer. Mit der Fig. 3 wird eine Strecke in Betrieb vorgeführt, und der aufgebraachte Oberbau schließt zusammen mit dem zwar höchst einfachen Geländer eine Anlage, die sicherlich nicht mehr störend wirkt.

Die Balken besitzen in jedem sechsten Felde, d. h. in Abständen von rd. 30 m Dehnungsfugen, und an diesen Stellen befinden sich auch Doppel-

Mit der Ausführung der Bauten wurde im August 1909 und zwar gleichzeitig auf der Pauli-, Recke- und Bernhardtihütte begonnen. Die ersten Strecken verursachten besondere Schwierigkeiten, weil der Hüttenbetrieb nicht gestört werden durfte. Auf der Paulihütte mußte eine dreispurige Anlage errichtet und die gerade dort vorhandene alte Hochbahn gekreuzt werden, deren Benutzung nur ein einziges Mal, und zwar lediglich auf zwei Tage unterbrochen werden konnte. Die Fig. 4 — eine Aufnahme im Jahre 1910 — zeigt zwei im vorhergehenden Jahre hergestellte Gleise im Betriebe sowie das 1910 ausgeführte dritte Gleis mit verschiedenen Abzweigungen und einer Drehscheibe vor der Rösthalle. Die eigentliche Platte mit den Schienen ist auf den Unterbau der Drehscheibe noch nicht aufgebracht; natürlich besteht der Unterbau mit seinen Unterstützungen ebenfalls aus Eisenbeton.

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

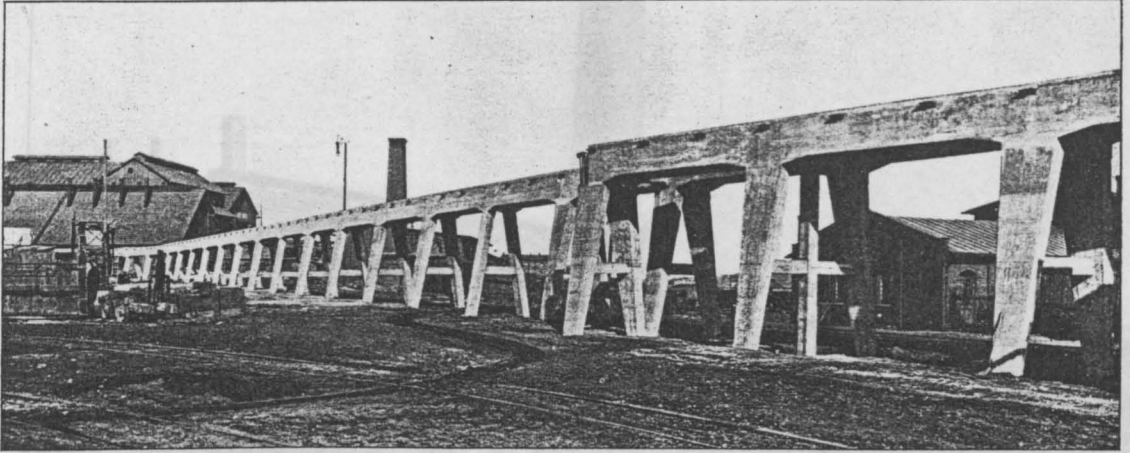


Fig. 1. Hochbahn-Bernhardihütte, 6,0 m hoch.

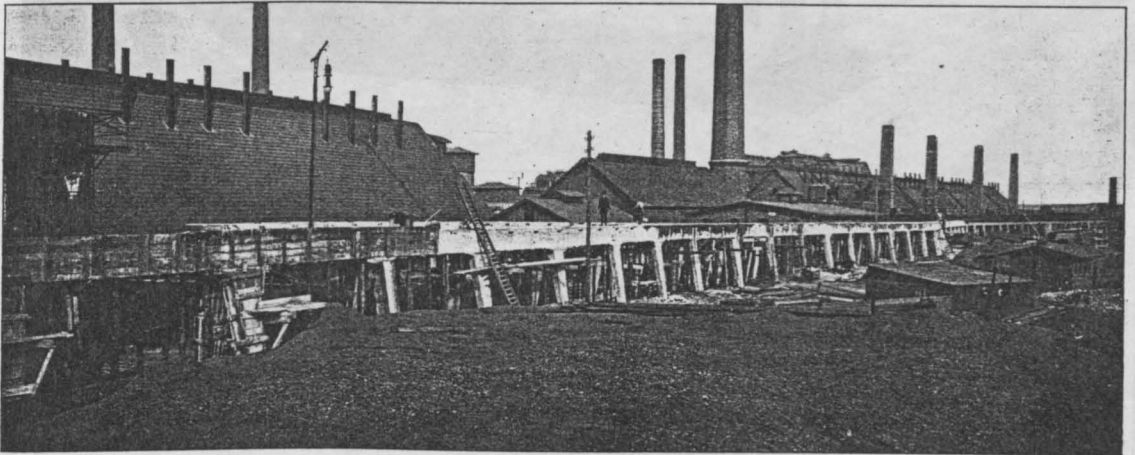


Fig. 2. Hochbahn-Bernhardihütte (während der Ausführung).

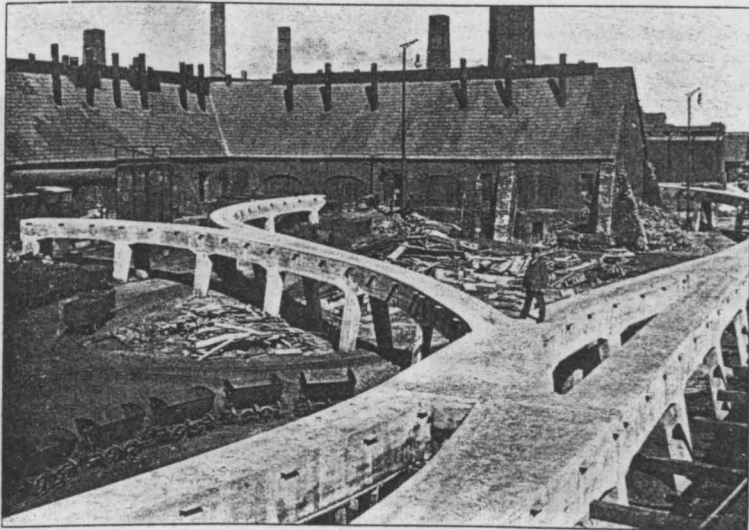


Fig. 5. Weichen u. Kreuzungen.

(Verlag von Julius Springer in Berlin.)

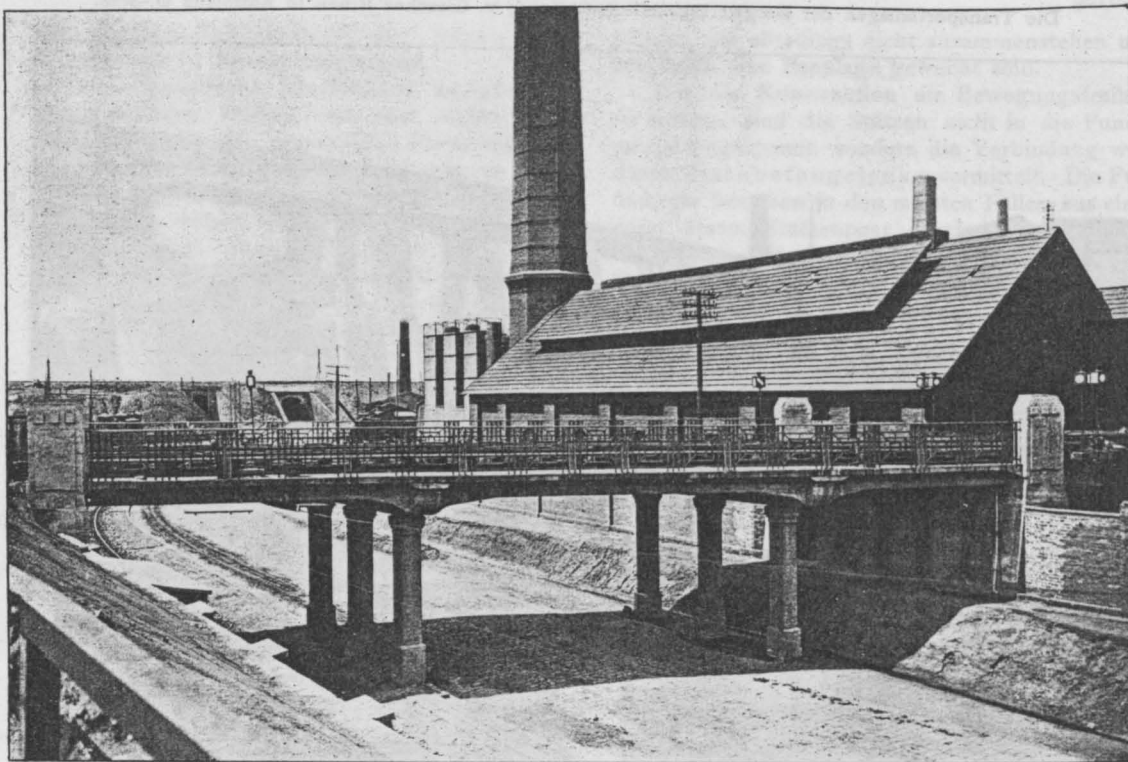


Fig. 6. Hüttenstraßenbrücke.

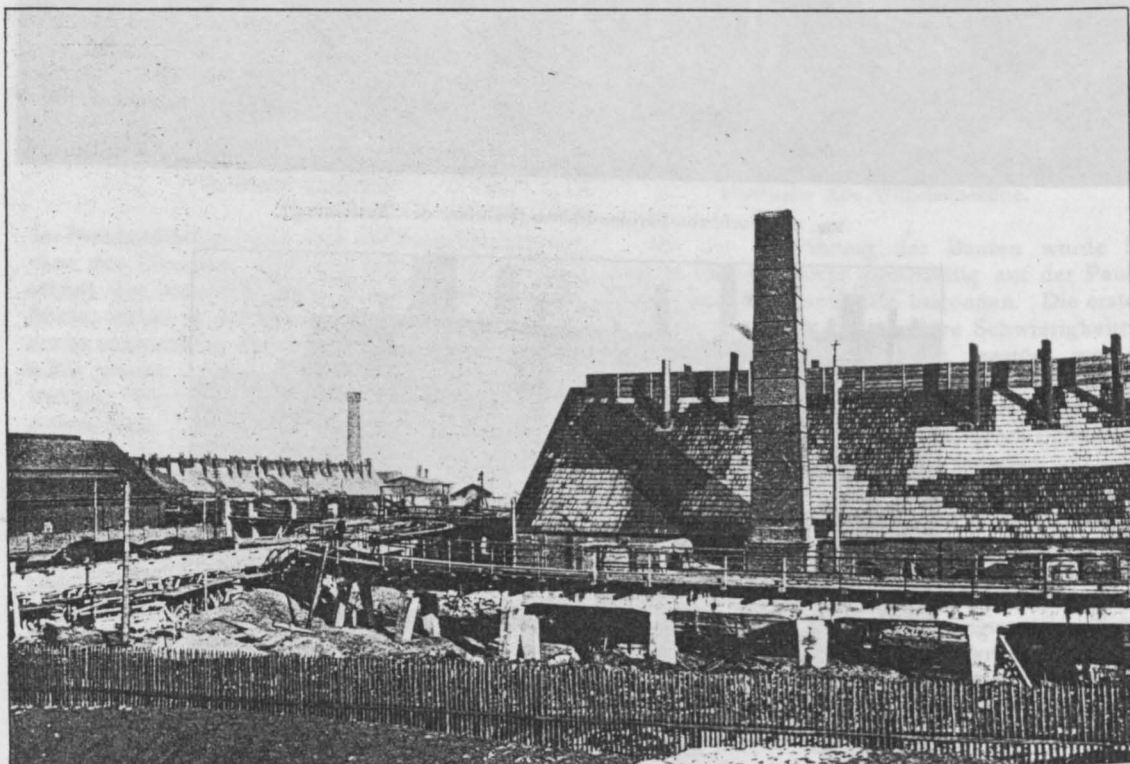


Fig. 7. Hochbahn-Reckehütte.

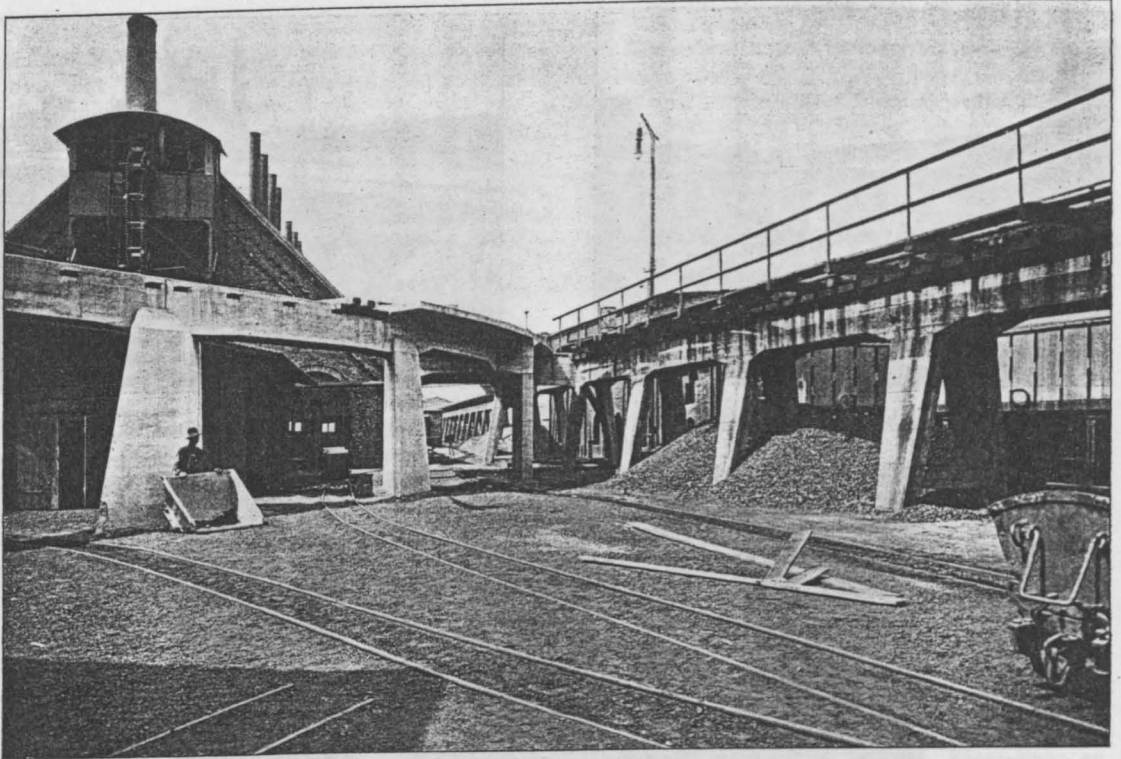


Fig. 8. Anschlußstrecke zur Calcinerhalle und Kesselhaus.

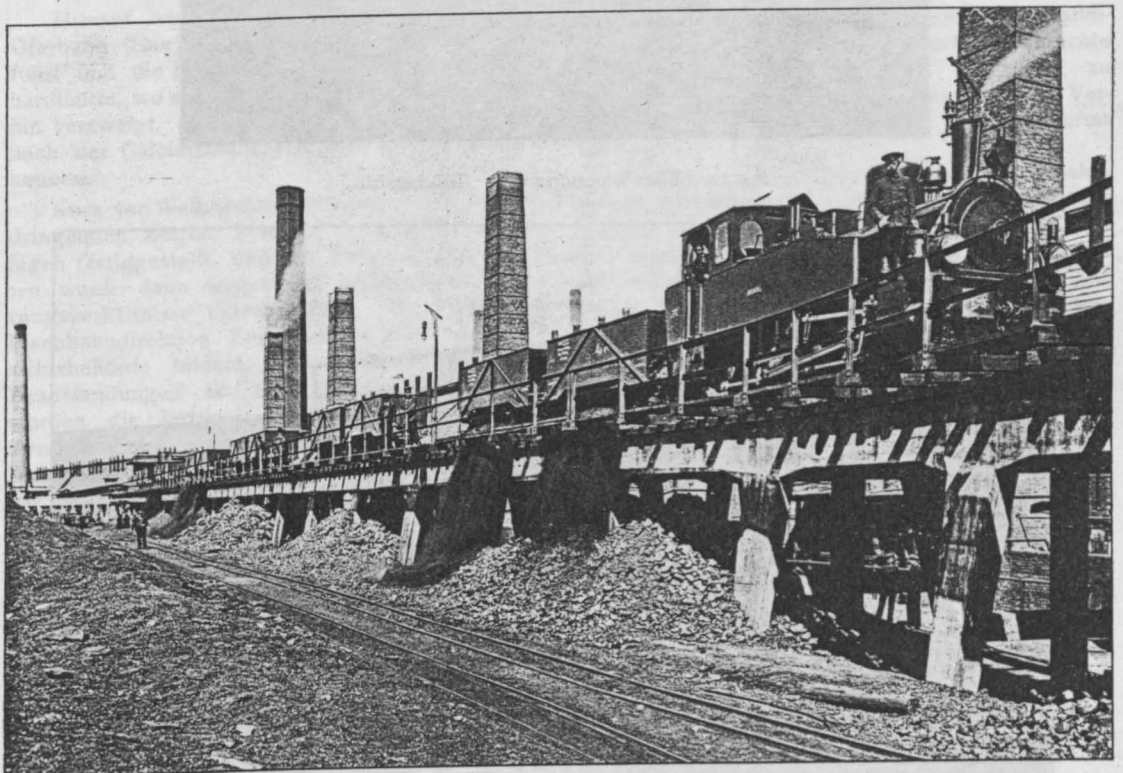


Fig. 9. Kohlenzug beim Ausladen.

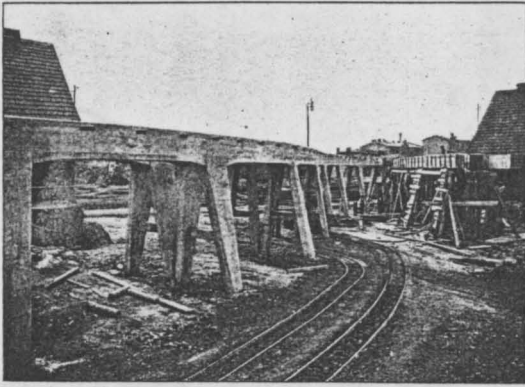


Fig. 10. Hochbahn-Alte Wilhelminehütte.

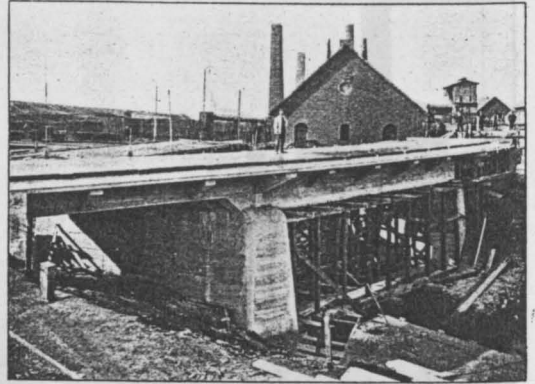


Fig. 12. Rawabrücken.

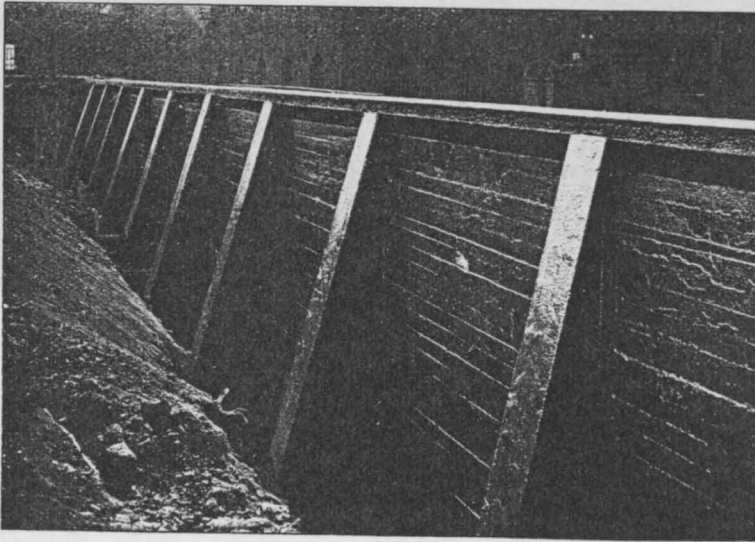


Fig. 14. Eisenbetonstützmauer. (Rückansicht.)

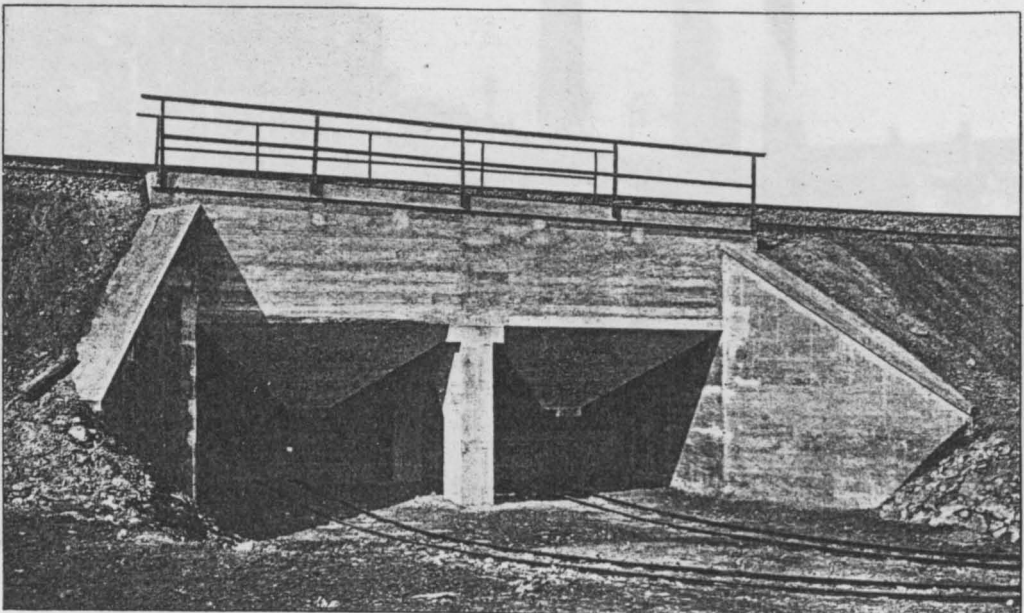


Fig. 13. Eisenbetonbunker.

Das Bild Nr. 5 gibt eine Ansicht der Bahnanlage auf der Paulihütte aus der Vogelperspektive und läßt die verschiedenen Weichen und Kreuzungen gut erkennen.

Von der Paulihütte führt die Bahn über die Hüttenstraße und die Gleise der Oberschlesischen Straßenbahn nach der Reckehütte. Für die Hüttenstraßenbrücke nach dem Bilde 6 wurden von der Bauherrschaft die Architekten C. & G. Zillmann in Charlottenburg herangezogen, und das hübsche, gefällige Bauwerk läßt erkennen, wie sich die Formen des Eisenbetons den Wünschen der Architekten haben anpassen lassen. Nicht nur die Balken, sondern auch die Stützen sehen leicht aus, obgleich die Mittelloffnung eine Spannweite von 9,24 m besitzt und die Achsdrücke von 10 t unmittelbar auf die Balken einwirken. Die Ansichtsfächen sind durch den Steinmetzen bearbeitet; Vorsatzbeton, d. h. Beton mit einem Zusatz von Steinmehl oder Steinsplitt wurde nicht verwendet, sondern lediglich der zur Verfügung stehende Oderkies von dem gar zu feinen Sande befreit.

Von der Hüttenstraße schlängelt sich die Bahn um die Werke der Reckehütte mit Krümmungen bis zu 25 m Radius herum (Fig. 7), und die drei getrennten Gleise überschreiten durch drei Brücken das Rawafußchen. Die beiden ersten Brücken sind auf der Fig. 8 zu sehen. Die Spannweiten der großen Mittelloffnungen betragen 12,56 m.

Hierauf wird die dreigleisige rechte Oderuferbahn (Hauptstrecke Breslau-Oswicien) unterführt und die Hochbahn gelangt nach der Bernhardtihütte, wo sie sich nach zahlreichen Richtungen hin verzweigt. Die Fig. 8 läßt die Abzweigungen nach der Calcinierhalle und dem Kesselhause erkennen.

Kurz vor Weihnachten 1909 waren die für den dringenden Betrieb zunächst erforderlichen Anlagen fertiggestellt, und der Fortgang der Arbeiten wurde dann wegen der ungünstigen Witterungsverhältnisse unterbrochen. Die Königliche Eisenbahndirektion Kattowitz, welche die Aufsichtsbehörde bildete, nahm die Bauten ohne Beanstandungen ab und im Anschluß hieran wurden die fertigen Hochbahnstrecken sofort ihrer Bestimmung übergeben. Einen schweren Kohlenzug mit der Lokomotive stellt die Fig. 9 dar; die Kohlenwagen werden automatisch entleert und das Material fällt unmittelbar auf die Lagerplätze.

Im Jahre 1910 wurde der Baubetrieb im Monat März wieder auf den schon erwähnten Hütten aufgenommen und neben den Stichbahnen, d. h. den Bahnen, die nach den verschiedenen Gebäuden hinführen, die Fortführung der Linien auf der Alten Wilhelminehütte und den neuen Hütten

bewirkt. Zwischen der Alten Wilhelminehütte und den neuen Hütten befindet sich ein größeres Senkungsgebiet, auf dem sich keine Gebäude befinden, und in der freien Strecke wurde mit dem von den Halden zur Verfügung stehenden Material ein Damm zur Aufnahme der Bahnlinie geschüttet. Die Fig. 11 u. 12 veranschaulichen doppelgleisige Strecken auf der Alten Wilhelminehütte, und zwar einmal von der Seite gesehen und das andere Mal als Aufsicht. Im Bilde Nr. 11 sind die vor den Gebäuden stehenden Generatoren zu erkennen, deren Standplätze die Anordnung der Böcke in Abständen von je 7,50 m bedingte. Auch an vielen anderen Stellen mußte auf vorhandene Tunnelanlagen, Kanäle, Leitungen, wie überhaupt auf die Gebäude selbst Rücksicht genommen werden, und je nach Bedarf waren die Stützstellungen zu verschieben, wobei die Balken entsprechende Abänderungen erfahren haben. Zwischen den vielen, zum Teil alten Baulichkeiten hindurchführend, hat sich die Bahn den beschränkten Verhältnissen anzuschmiegen, und gerade auch diese Anpassungsfähigkeit und die von Fall zu Fall ohne viel Schwierigkeiten mögliche Abänderung hat auch nicht unwesentlich zugunsten des Eisenbetons gesprochen. Eisenkonstruktionen hätten vorher in den Werkstätten nach Zeichnungen angefertigt werden müssen und waren dann die angelieferten Stücke auf den Baustellen zu montieren. Änderungen, welche durch die örtlichen Verhältnisse bedingt wurden und von Anfang an nicht übersehen werden konnten, waren also bei einer solchen Ausführungsart kaum möglich. Der Eisenbeton brauchte dagegen auf Hindernisse keine Rücksicht zu nehmen, sondern konnte stets den örtlichen Verhältnissen entsprechend geändert und umgeformt werden.

Die auf verschiedenen Bildern an der Bahnanlage erkennbaren Winkel befinden sich auf geraden Strecken in Abständen von 2 m und in Krümmungen in Abständen bis zu 1 m und dienen zur Befestigung der Längsschwellen. Auf diesen liegen die Querschwellen mit den Schienen. An den Längsschwellen sind auch die Geländer befestigt und neben den Geländern läuft ein aus Bohlen bestehender Steg, der zur Begehung der Strecken dient.

Auf den Dammstrecken konnte ein Entleeren der Waggons nicht in gleicher Weise wie auf der Hochbahn erfolgen. Deshalb sind zur Aufnahme von Kohlen für die in der Nähe befindlichen Kesselhäuser Eisenbetonbunker gebaut, wie sie die Fig. 13 veranschaulicht.

Eine Eisenbetonfuttermauer, die zur Abgrenzung eines Dammes wegen der benachbarten Gebäude nötig war, läßt die Fig. 14 erkennen. Diese Mauer besitzt eine Höhe von 5 m über Terrain, ist als Winkelstützmauer mit Strebe-

pfeilern hergestellt, und da sich die Bahnlinie dicht an der Mauer befindet, so wurde für den Fußsteig eine Auskragung angeordnet.

Auch die bis Ende 1910 erbauten Strecken sind bereits abgenommen und werden benutzt. Im laufenden Jahre kommen noch einige Ergänzungslinien und Bunker zur Ausführung und die Hochbahn wird dann in allen Teilen fertig sein.

Die von der Bauherrschaft und der Bauleitung verlangte Beschleunigung der Leistungen erforderte zeitweise die Beschäftigung bis zu 250 Arbeitskräften, und da bei solchen verantwortlichen Bauten, die durch den rollenden Betrieb ständig stark beansprucht werden, nur eine peinlich gewissenhafte Ausführung die Sicherheit gewährleisten kann, so war ein entsprechend großes Aufsichtspersonal nötig. Die geübte Vor-

sicht hat sich gelohnt, da bisher weder der Bahnbetrieb noch die Temperaturschwankungen irgendwelchen nachteiligen Einfluß ausüben konnten. Auch ist irgend ein Unglücksfall bei diesen eigenartigen großen Ausführungen nicht vorgekommen.

Den Zement lieferten die Oberschlesische Aktien-Gesellschaft für Portlandzementfabrikation in Groschowitz und die Oppeln-Frauendorfer Portlandzementwerke. Der Kies wurde von der Oder bezogen und die regelmäßig vorgenommenen Druckversuche mit Betonwürfeln haben stets mehr als die notwendigen Sicherheiten nachgewiesen. Zur Mischung der Materialien standen drei Maschinen zur Verfügung.

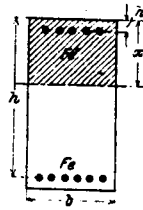
(Statische Berechnungen mit Details in der Fortsetzung.)

DIMENSIONIERUNG DOPPELT ARMIERTER QUERSCHNITTE.

Von B. Löser, Dresden, i. Fa. Kell & Löser.

Im folgenden soll die allgemeine Lösung der Aufgabe entwickelt werden, die Bewehrungen F_e und F_e' eines Eisenbetonbalkens mit gegebener Breite b und ebenfalls gegebener beschränkter Höhe h so zu finden, daß bestimmte Radspannungen σ_b und σ_e voll ausgenutzt werden. Es sind also die folgenden Größen gegeben:

- h Nutzhöhe,
- b wirksame Breite,
- h' Abstand der Druckeisen vom gedrückten Rande,
- σ_b Betonrandspannung,
- σ_e Eisenzugspannung,
- M Biegemoment.



Dagegen sind gesucht die Eisenmengen F_e und F_e' .

Nach dem bekannten Rechnungsgang der vorläufigen deutschen Leitsätze findet man x , da ja die gewünschten Randspannungen bekannt sind,

$$x = \frac{15 \sigma_b}{\sigma_e + 15 \sigma_b} \cdot h \dots \dots (1)$$

Die Mittelkraft D_b aller Betondruckspannungen

$$D_b = \frac{1}{2} b x \sigma_b \dots \dots (2)$$

hat den Abstand $\frac{1}{3} x$ vom gedrückten Querschnittsrand und $c = h - \frac{1}{3} x$ vom Mittel der Zugseisen. Besäße der Querschnitt nur die ein-

fache Zugarmierung F_{e1} , so wäre er bei den Randspannungen σ_b und σ_e imstande, das Moment M_1 aufzunehmen, wobei

$$M_1 = D_b \cdot c = \frac{1}{2} b x \sigma_b \left(h - \frac{1}{3} x \right) \dots \dots (3)$$

Die dabei erforderliche Eisenmenge F_{e1} findet sich aus der Bedingung:

Summe der Druckspannungen $D_b =$ Summe der Zugspannungen Z , also

$$\frac{1}{2} b x \sigma_b = F_{e1} \cdot \sigma_e \dots \dots (4)$$

$$F_{e1} = \frac{b x \sigma_b}{2 \sigma_e} \dots \dots (5)$$

Bei beschränkter Höhe wird nun das vorhandene Moment größer sein als das ohne Druckarmierung bei gegebenen Spannungen σ_b und σ_e zulässige Moment M_1 . Das bei einfacher Armierung ungetilgte Teilmoment $M_2 = M - M_1$ oder

$$M_2 = M - \frac{1}{2} b x \sigma_b \left(h - \frac{1}{3} x \right) \dots \dots (6)$$

erfordert eine Druckarmierung F_e' und eine Verstärkung der Zugarmierung um den Betrag F_{e2} .

Diese beiden Größen müssen so gewählt werden, daß

1. durch F_e' und F_{e2} die Nulllinie nicht verschoben wird, damit das gewünschte Spannungsverhältnis $\sigma_b : \sigma_e$ erhalten bleibt;

2. das Trägheitsmoment J_2 , verursacht von F_{e2} und F_e' , der Bedingung genügt

$$\sigma_e = \frac{15 M_2 (h - x)}{J_2} \dots \dots \dots (7)$$

Man denkt sich also den doppelt armierten Querschnitt zerlegt in zwei Teile. Der erste Teil mit der Zugarmierung F_{e1} und dem Betondruckgurt von der Breite b ist nur einfach armiert und nimmt den Teil M_1 des Momentes auf. Wäre J_1 das Trägheitsmoment des ersten Querschnittsteiles, so wäre

$$\sigma_b = \frac{M_1 \cdot x}{J_1} \dots \dots \dots (8)$$

Der zweite Querschnittsteil wird gebildet aus der Druckarmierung F_e' (ohne Betondruckgurt) und der Zugarmierung F_{e2} . Er nimmt das Teilmoment M_2 auf. Das Trägheitsmoment J_2 ist so groß, daß die Gleichung (7) erfüllt wird. Setzt man die beiden Querschnittsteile zusammen, so entsteht der doppelt armierte Querschnitt mit F_e' als Druckbewehrung und der Zugbewehrung

$$F_e = F_{e1} + F_{e2} \dots \dots \dots (9)$$

in dem das Gesamtmoment M die gewünschten Randspannungen σ_b und σ_e erzeugt.

Für den aus F_e' und F_{e2} bestehenden zweiten Querschnittsteil liefert die Bedingung (1) folgende Gleichung:

$$15 F_e' (x - h') - 15 F_{e2} (h - x) = 0 \dots \dots (10)$$

$$F_{e2} = F_e' \frac{x - h'}{h - x} \dots \dots \dots (11)$$

Das Trägheitsmoment J_2 hat die Größe:

$$J_2 = 15 F_{e2} (h - x)^2 + 15 F_e' (x - h')^2 \dots \dots (12)$$

Unter Benutzung von Gleichung (11):

$$J_2 = 15 F_e' (h - x)(x - h') + 15 F_e' (x - h')^2 \dots \dots (13)$$

Setzt man J_2 in Gleichung (7) ein, so erhält man:

$$\sigma_e = \frac{15 M_2 (h - x)}{15 F_e' (x - h')(h - h')} \dots \dots (14)$$

woraus:

$$F_e' = M_2 \frac{h - x}{\sigma_e (x - h')(h - h')} \dots \dots (15)$$

Unter Benutzung von Gleichung (11) findet sich F_{e2}

$$F_{e2} = \frac{M_2}{\sigma_e (h - h')} \dots \dots \dots (16)$$

Die gesamte Zugarmierung F_e hat mithin die Größe

$$F_e = F_{e1} + F_{e2} = \frac{b x \sigma_b}{2 \sigma_e} + \frac{M_2}{\sigma_e (h - h')} \dots \dots (17)$$

Die Gleichungen (1), (6), (15) und (17) lösen die gestellte Aufgabe allgemein ohne irgend welche Beschränkung bezüglich der Annahmen für b , h , σ_e , σ_b u. h' . Die Resultate sind nochmals

zusammengestellt und so umgeformt, daß M in tm, b , h und h' in m, σ_e und σ_b in kg/cm² einzusetzen sind, während F_e und F_e' in cm² herauskommen.

$$x = \frac{15 \sigma_b}{\sigma_e + 15 \sigma_b} h \dots \dots \dots (I)$$

Teilmoment:

$$M_2 = M - 5 b x \sigma_b (h - \frac{1}{3} x) \dots \dots (II)$$

Druckarmierung:

$$F_e' = M_2 \frac{1000 (h - x)}{\sigma_e (x - h')(h - h')} \dots \dots (III)$$

Zugarmierung:

$$F_e = \frac{5000 b x \sigma_b}{\sigma_e} + \frac{1000 M_2}{\sigma_e (h - h')} \dots \dots (IV)$$

Zahlenbeispiel 1.

An einem Stützenquerschnitt mit $b = 0,30$ m und $h = 0,77$ m ist $h' = 0,03$ m. Das Stützenmoment ist $M = 14,4$ tm. Gesucht F_e und F_e' , wenn $\sigma_e = 1000$ kg/cm², $\sigma_b = 36$ kg/cm².

Nach I:

$$x = \frac{15 \cdot 36}{1000 + 15 \cdot 36} \cdot 0,77 = 0,27 \text{ m.}$$

Nach II:

$$M_2 = 14,4 - 5 \cdot 0,30 \cdot 0,27 \cdot 36 (0,77 - 0,09);$$

$$M_2 = 14,4 - 9,9144 = 4,4856 \text{ tm.}$$

Nach III:

$$F_e' = 4,4856 \cdot \frac{1000 \cdot (0,77 - 0,27)}{1000 \cdot (0,27 - 0,03) (0,77 - 0,03)};$$

$$F_e' = 4,4856 \cdot \frac{0,50}{0,24 \cdot 0,74} = 12,628 \text{ cm}^2.$$

Nach IV:

$$F_e = \frac{5000 \cdot 0,30 \cdot 0,27 \cdot 36}{1000} + \frac{1000 \cdot 4,4856}{1000 (0,77 - 0,03)};$$

$$F_e = 0,30 \cdot 0,27 \cdot 180 + \frac{4,4856}{0,74} = 20,64 \text{ cm}^2.$$

Spezialfall:

$$\sigma_e = 1000 \text{ kg/cm}^2; \sigma_b = 40 \text{ kg/cm}^2.$$

Es sei:

$$h' = m h.$$

Für vorstehenden Sonderfall vereinfachen sich die Gleichungen (I) bis (IV), so daß

$$x = \frac{3}{8} h \dots \dots \dots (Ia)$$

$$M_1 = \frac{525}{8} b h^2 \dots \dots \dots (3a)$$

$$M_2 = M - 65,625 b h^2 \dots \dots \dots (IIa)$$

$$F_e' = \frac{5 M_2}{h (1 - m) (3 - 8 m)} \dots \dots (IIIa)$$

$$F_e = 75 b h + \frac{M_2}{h (1 - m)} \dots \dots (IVa)$$

Tabelle 1 für doppelt armierte Balken
zur Bestimmung der erforderlichen Eisenquerschnitte F_e und F_e' , wenn folgende Größen gegeben sind:

$$\sigma_b = 40 \text{ kgcm}^{-2}, \quad \sigma_e = 1000 \text{ kgcm}^{-2},$$

Nutzhöhe h (in m),

wirksame Breite b (in m),

Moment M (in tm).

Man findet für ein geschätztes Verhältnis $m = \frac{h'}{h}$:

m	$F_e =$	$F_e =$	m
$\frac{1}{8}$	$\frac{8}{7} \cdot \frac{M}{h} =$ $1,1429 \cdot \frac{M}{h}$	$\frac{20}{7} \cdot \frac{M}{h} - 187,5 \cdot b \cdot h =$ $2,8571 \cdot \frac{M}{h} - 187,5 \cdot b \cdot h$	$\frac{1}{8}$
$\frac{1}{10}$	$\frac{M}{0,9 \cdot h} + \frac{25}{12} \cdot b \cdot h =$ $1,1111 \cdot \frac{M}{h} + 2,0833 \cdot b \cdot h$	$\frac{M}{0,396 \cdot h} - \frac{875}{5,28} \cdot b \cdot h =$ $2,5253 \cdot \frac{M}{h} - 165,72 \cdot b \cdot h$	$\frac{1}{10}$
$\frac{1}{12}$	$\frac{12 \cdot M}{11 \cdot h} + \frac{75}{22} \cdot b \cdot h =$ $1,0909 \cdot \frac{M}{h} + 3,4091 \cdot b \cdot h$	$\frac{180 \cdot M}{77 \cdot h} - \frac{3375}{22} \cdot b \cdot h =$ $2,3377 \cdot \frac{M}{h} - 153,409 \cdot b \cdot h$	$\frac{1}{12}$
$\frac{1}{16}$	$\frac{16 \cdot M}{15 \cdot h} + 5 \cdot b \cdot h =$ $1,0667 \cdot \frac{M}{h} + 5 \cdot b \cdot h$	$\frac{32 \cdot M}{15 \cdot h} - 140 \cdot b \cdot h =$ $2,1333 \cdot \frac{M}{h} - 140 \cdot b \cdot h$	$\frac{1}{16}$
$\frac{1}{20}$	$\frac{20 \cdot M}{19 \cdot h} + \frac{450}{76} \cdot b \cdot h =$ $1,0526 \cdot \frac{M}{h} + 5,9211 \cdot b \cdot h$	$\frac{M}{0,494 \cdot h} - \frac{131250}{988} \cdot b \cdot h =$ $2,0243 \cdot \frac{M}{h} - 132,844 \cdot b \cdot h$	$\frac{1}{20}$
$\frac{1}{24}$	$\frac{24 \cdot M}{23 \cdot h} + \frac{150}{23} \cdot b \cdot h =$ $1,0435 \cdot \frac{M}{h} + 6,5217 \cdot b \cdot h$	$\frac{45 \cdot M}{23 \cdot h} - \frac{47250}{368} \cdot b \cdot h =$ $1,9565 \cdot \frac{M}{h} - 128,397 \cdot b \cdot h$	$\frac{1}{24}$
$\frac{1}{32}$	$\frac{32 \cdot M}{31 \cdot h} + \frac{225}{31} \cdot b \cdot h =$ $1,0323 \cdot \frac{M}{h} + 7,2581 \cdot b \cdot h$	$\frac{640 \cdot M}{341 \cdot h} - \frac{42000}{341} \cdot b \cdot h =$ $1,8768 \cdot \frac{M}{h} - 123,167 \cdot b \cdot h$	$\frac{1}{32}$
m	F_e	F_e'	m

Nach einigen Umformungen:

$$F_e = \frac{M}{h(1-m)} + 75bh \cdot \frac{1-8m}{8(1-m)} \dots \quad (V)$$

$$F_e' = \frac{5}{3-8m} (F_e - 75bh) \dots \quad (VI)$$

Die Tabelle 1 gibt Formeln zur Bestimmung von F_e und F_e' für verschiedene Werte von $m = h' : h$.

Zahlenbeispiel 2.

Moment $M = 16,6 \text{ tm}$;
Rippenbreite $b_0 = b = 0,28 \text{ m}$;
Nutzhöhe $h = 0,80 \text{ m}$;
 $m = h' : h = 1/24$.

Nach Tabelle 1:

$$F_e = \frac{24 \cdot 16,6}{23 \cdot 0,80} + \frac{150}{23} \cdot 0,28 \cdot 0,80 = 21,65 + 1,46 = 23,11 \text{ cm}^2;$$

$$F_e' = \frac{45 \cdot 16,6}{23 \cdot 0,80} - \frac{47 \cdot 250}{368} \cdot 0,28 \cdot 0,80 = 40,60 - 28,76 = 11,84 \text{ cm}^2.$$

Mittels der Gleichung (V) und (VI) löst sich auch die umgekehrte Aufgabe, Bestimmung der erforderlichen Nutzhöhe h , wenn (bei $\sigma_b = 40$ und $\sigma_e = 1000 \text{ kg/cm}^2$) b und M gegeben, $m = h' : h$ und $\varphi = F_e' : F_e$ angenommen wird. Es ist dann nach Gleichung (VI):

$$F_e' = \varphi F_e = \frac{5}{3 - 8m} (F_e - 75 b h) \dots (18)$$

in Verbindung mit Gleichung (V):

$$F_e = \frac{M}{h(1-m)} + 75 b h \frac{1-8m}{8(1-m)} \dots (19)$$

Diese beiden Gleichungen ergeben bei Auflösung nach den beiden Unbekannten F_e und h folgendes:

$$h = \sqrt{\frac{M}{b}} \cdot \sqrt{\frac{8(5-3\varphi+8m\varphi)}{75(85+3\varphi-32m\varphi+64m^2\varphi)}} = k_1 \sqrt{\frac{M}{b}} \dots (VII)$$

$$F_e = \frac{375}{5-3\varphi+8m\varphi} b h = k_2 b h \dots (VIII)$$

Tabelle 2 enthält für wachsendes $m = h' : h$ und $\varphi = F_e' : F_e$ die Konstanten k_1 und k_2 .

Zahlenbeispiel 3.

Moment $M = 16,6 \text{ tm}$;
Rippenbreite $b_0 = 0,28 \text{ m}$;

Tabelle 2 für doppelt armierte Balken zur Bestimmung der nötigen Nutzhöhe h (in m) und der Armierungen F_e u. F_e' (in cm^2), wenn folgende Größen gegeben sind:

$$\sigma_b = 40 \text{ kgcm}^{-2}; \sigma_e = 1000 \text{ kgcm}^{-2}.$$

Moment M (in tm).

Wirksame Breite b (in m).

Man findet für geschätztes $m = \frac{h'}{h}$ und $\varphi = \frac{F_e'}{F_e}$:

$$h = k_1 \sqrt{\frac{M}{b}}; F_e = b h k_2; F_e' = \varphi F_e.$$

m =		$\varphi = F_e' : F_e =$										m =	
		0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0		
1/5	k_1	0,1210	0,1184	0,1158	0,1132	0,1104	0,1076	0,1048	0,1018	0,09875	0,09562	k_1	1/8
	k_2	78,13	81,52	85,23	89,29	93,75	98,68	104,17	110,29	117,19	125,00	k_2	8
1/10	k_1	0,1206	0,1177	0,1148	0,1118	0,1087	0,1055	0,1022	0,09887	0,09540	0,09180	k_1	1/10
	k_2	78,45	82,24	86,41	91,10	96,15	101,90	108,38	115,74	124,17	133,93	k_2	10
1/12	k_1	0,1204	0,1173	0,1141	0,1108	0,1075	0,1041	0,1005	0,09686	0,09309	0,08917	k_1	1/12
	k_2	78,67	82,72	87,21	92,21	97,83	104,17	111,39	119,68	129,31	140,63	k_2	12
1/16	k_1	0,1201	0,1167	0,1132	0,1096	0,1060	0,1022	0,09830	0,09428	0,09011	0,08577	k_1	1/16
	k_2	78,95	83,33	88,24	93,75	100,00	107,14	115,38	125,00	136,36	150,00	k_2	16
1/20	k_1	0,1199	0,1163	0,1127	0,1089	0,1050	0,1010	0,09694	0,09270	0,08828	0,08368	k_1	1/20
	k_2	79,11	83,71	88,86	94,70	101,35	109,01	117,92	128,42	140,98	156,25	k_2	20
1/24	k_1	0,1198	0,1161	0,1123	0,1084	0,1044	0,1003	0,09603	0,09163	0,08705	0,08226	k_1	1/24
	k_2	79,23	83,96	89,29	95,34	102,28	110,29	119,68	130,81	144,23	160,71	k_2	24
1/32	k_1	0,1196	0,1158	0,1118	0,1078	0,1036	0,09930	0,09487	0,09027	0,08548	0,08047	k_1	1/32
	k_2	79,37	84,26	89,81	96,15	103,44	111,93	121,94	133,92	148,51	166,67	k_2	32
m		0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	m	
$\varphi = F_e' : F_e$													

$$h' = m h = \frac{1}{24} h;$$

$$q = F_e' : F_e = 0,50.$$

Man suche h , F_e und F_e' .

Nach Tabelle 2:

$$h = 0,1044 \sqrt{\frac{16,6}{0,28}} = 0,804 \text{ m};$$

$$F_e = 0,804 \cdot 0,28 \cdot 102,28 = 23,025 \text{ cm}^2;$$

$$F_e' = 23,025 \cdot 0,5 = 11,51 \text{ cm}^2.$$

Bisweilen wird zur Dimensionierung doppelt armierter Querschnitte das folgende Näherungsverfahren benutzt.

Man ermittelt etwa aus Gleichung (3) oder (3a) diejenige Breite B , welche bei einfacher Armierung und gegebener Höhe h nötig wäre, um das Moment M zu überwinden. Mit den Werten des Beispiels 2 unter Benutzung von Gleichung (3a) (also mit $\sigma_b = 40$, $\sigma_e = 1000 \text{ kg/cm}^2$):

$$B = \frac{8M}{525 h^2} = \frac{8 \cdot 16,6}{525 \cdot 0,80^2} = 0,395 \text{ m}.$$

Die unteren Eisen müssen nach Gleichung (5) den Querschnitt

$$F_e = 75 B h = 75 \cdot 0,395 \cdot 0,80 = 23,70 \text{ cm}^2$$

besitzen. Da nun die vorhandene Rippenbreite b kleiner ist als die notwendige Breite B , so muß der nicht vorhandene Teil des Druckgurtes durch

Druckeisen ersetzt werden, nach dem Näherungsverfahren derart, daß die Druckeisen F_e' dasselbe statische Moment liefern, als der fehlende Beton.

$$B - b_0 = 39,5 - 28 = 11,5 \text{ cm};$$

$$x = \frac{3}{8} \cdot 80 = 30 \text{ cm};$$

$$h' = \frac{1}{24} \cdot 80 = \frac{10}{3} \text{ cm}.$$

Daher:

$$15 F_e' \left(30 - \frac{10}{3}\right) = \frac{1}{2} \cdot 11,5 \cdot 30^2;$$

$$F_e' = \frac{3 \cdot 11,5 \cdot 30}{80} = 12,94 \text{ cm}^2.$$

Die durch die Näherungsrechnung erhaltenen Resultate $F_e = 23,70$, $F_e' = 12,94 \text{ cm}^2$ sind größer als die genauen Werte des Beispiels 2 ($F_e = 23,11 \text{ cm}^2$, $F_e' = 11,84 \text{ cm}^2$) und ergeben daher auch kleinere Spannungen als erwünscht.

Der Fehler des Näherungsverfahrens liegt darin, daß die Druckeisen ein höheres Trägheitsmoment besitzen, als der durch sie ersetzte Beton. Der genaueren Rechnung ist daher der Vorzug zu geben, um so mehr, als das Näherungsverfahren nicht schneller zum Ziele führt.

Die erhaltenen Resultate gelten auch für Plattenbalken, wenn die Plattenstärke nicht kleiner ist als x .

DIE HAUPTHALLE DES EMPFANGS - GEBÄUDES IM NEUEN PERSONEN- BAHNHOF KARLSRUHE.

Von Dipl.-Ing. Spangenberg,
Direktor

und

Dipl.-Ing. Stark,
Ingenieur

der Aktiengesellschaft Dyckerhoff & Widmann in Karlsruhe.

(Fortsetzung von S. 10.)

A. Deckenplatte.

Die Deckenplatte zwischen den Bindern wurde in den Mittelfeldern als beiderseits voll eingespannt, in den Endfeldern als einseitig eingespannt gerechnet. Eine genaue Berechnung mit Berücksichtigung des nach unten allmählich zunehmenden Winddrucks wurde für das Deckenfeld zwischen dem Kreuzgewölbe und dem diesem benachbarten Binder der südlichen Durchgangshalle durchgeführt. Es wurden für einzelne Lamellen die Kraftkomponenten senkrecht zur Decke von Eigengewicht, einschließlich Dachdeckung, Schneelast und Winddruck festgestellt und die jeweiligen Maximalmomente bestimmt. Als größtes Moment ergab sich etwas seitwärts vom Scheitel $24\,600 \text{ kg/qcm}$, wofür eine Deckenstärke von 8 cm sowie eine Eiseneinlage von $4,25 \text{ qcm}$ gewählt

wurde. Die an dieser Stelle auftretende Nutzlast, einschließlich Dachdeckung, beträgt rund 110 kg/qm . Mit dieser Nutzlast wurden die übrigen Decken auf Grund von graphischen Tabellen dimensioniert. Außer für diese Hauptspannungen wurden die Deckenplatten auch für die Nebenspannungen infolge ihrer Wirksamkeit als Druckplatten gekrümmter Plattenbalken im Zusammenhang mit der Binderberechnung dimensioniert.

B. Einfache Dreigelenkbögen mit unbeschränkter Breite der Druckplatte.

Bei den zwei einfachen Bindern der südlichen Durchgangshalle, sowie den vier Randbindern neben den Oberlichtern der Schalterhalle steht als Breite der Druckplatte für die als Plattenbalkenkonstruktion ausgebildeten Dreigelenkbögen

320
2 Tu

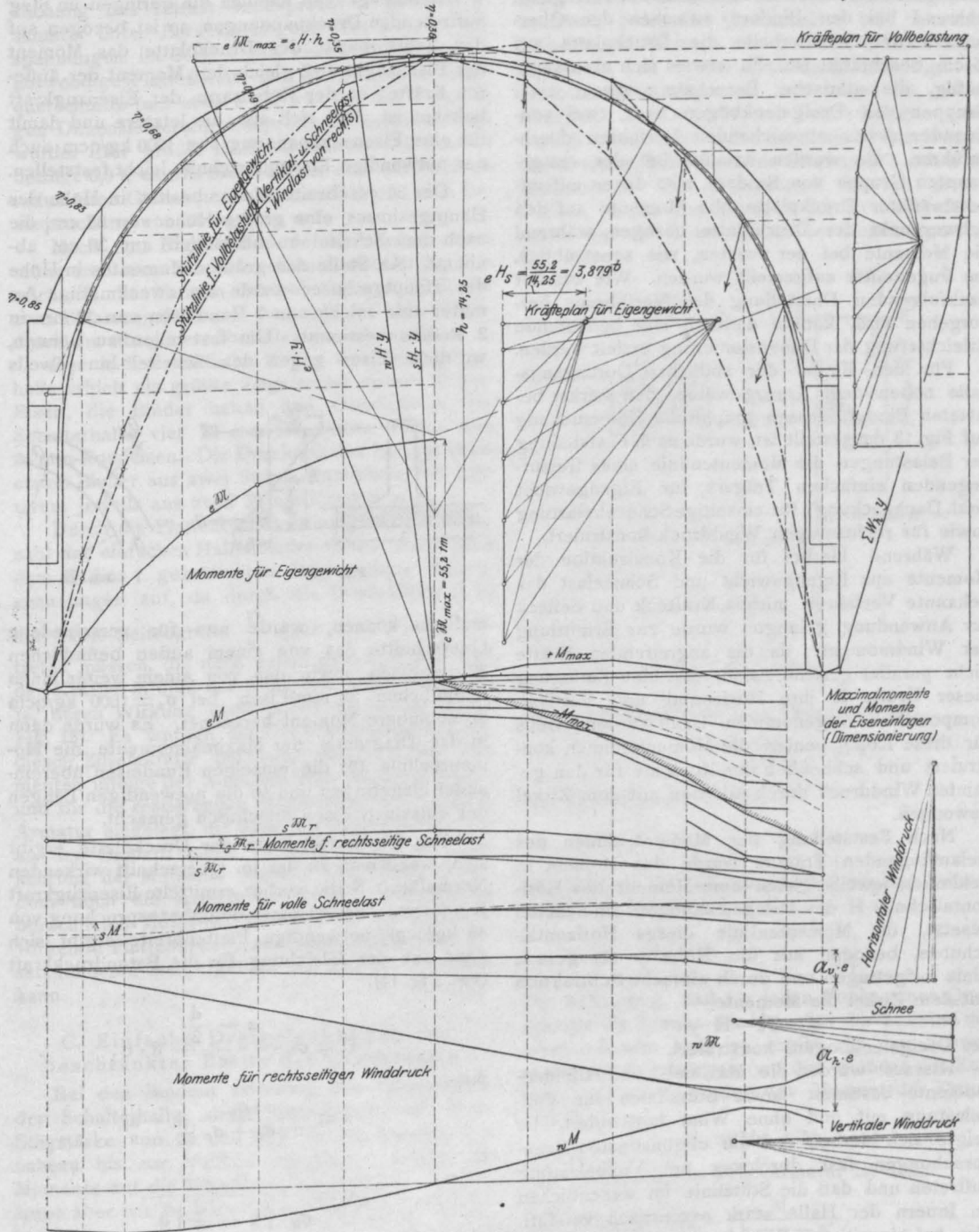


Fig. 13.

Statische Untersuchung eines Binders der Durchgangshalle.

jeweils die volle Breite der Deckenplatte bis zur Mitte des betreffenden Deckenfeldes zur Verfügung, während bei den Bindern zwischen den Oberlichtern der Schalterhalle die Druckplatte auf 45 cm beschränkt ist. Es erwies sich als zweckmäßig, die statische Berechnung dieser zwei Gruppen von Dreigelenkbögen nach zwei voneinander etwas abweichenden Verfahren durchzuführen. Es wurden nämlich bei der erstgenannten Gruppe von Bindern, also denen mit unbeschränkter Druckplatte, die Momente auf den Schwerpunkt der Druckplatte bezogen, während die Momente bei der zweiten, wie sonst üblich, um Fugenmitte aufgestellt wurden. Wie aus der nachfolgenden Darstellung des Verfahrens hervorgehen wird, konnte dadurch eine bedeutende Erleichterung der Dimensionierung erzielt werden.

Für den Binder der südlichen Durchgangshalle neben dem Kreuzgewölbe, den stärksten belasteten Binder, dessen graphische Untersuchung auf Fig. 13 dargestellt ist, wurde nach Feststellung der Belastungen die Momentenlinie eines freiaufliegenden einfachen Trägers für Eigengewicht (inkl. Dachdeckung), für einseitige Schneebelastung sowie für rechtseitigen Winddruck konstruiert.

Während hierbei für die Konstruktion der Momente aus Eigengewicht und Schneelast das bekannte Verfahren mittels Krafteck und Seileck zur Anwendung gelangte, wurde zur Ermittlung der Windmomente, da die angreifenden Kräfte nicht parallel gerichtet sind, erst eine Zerlegung dieser Kräfte in ihre Horizontal- und Vertikal-komponenten vorgenommen. Dann wurden jeweils für diese Komponenten die Momentenlinien konstruiert und schließlich die Momente für den gesamten Winddruck durch Addition mit dem Zirkel gewonnen.

Nach Feststellung der Momentenlinien des freiaufliegenden Trägers wurde das Moment in Feldmitte jeweils gleich dem Moment des Horizontalschubs H des Dreigelenkbogens im Scheitel gesetzt, die Momentenlinie dieses Horizontalschubes, bezogen auf die Höhe y als gerade Linie aufgetragen und durch einfache Subtraktion mit dem Zirkel die Momente

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

des Dreigelenkbogens konstruiert.

Hierauf wurden die Maximal- und Minimalmomente bestimmt sowie Stützlinien für Vollbelastung mit und ohne Wind konstruiert. Es zeigte sich hierbei, daß die ungünstigsten Beanspruchungen fast durchweg bei Vollbelastung auftreten und daß die Stützlinie im wesentlichen im Innern der Halle stark exzentrisch verläuft. Nur bei einseitigem Winddruck tritt in der Nähe des Scheitels die Stücklinie etwas aus der Halle heraus.

Die Momente sind, wie erwähnt, auf den Schwerpunkt der Druckplatte bezogen konstruiert

worden, um die Dimensionierung zu erleichtern. Vernachlässigt man nämlich die geringen im Steg auftretenden Druckspannungen, so ist bezogen auf den Schwerpunkt der Druckplatte das Moment der Eisenzugkraft Z gleich dem Moment der äußeren Kräfte; da der Hebelsarm der Eisenzugkraft bekannt ist, läßt sich also die letztere und damit für eine Eisenzugspannung von 1000 kg/qcm auch der notwendige Eisenquerschnitt leicht feststellen.

Der 30 cm breite Binder besitzt in Höhe des Hauptgesimses eine größte Höhe von 85 cm, die nach dem Scheitel zu allmählich auf 30 cm abnimmt. An Stelle des größten Momentes in Höhe des Hauptgesimses wurde als zweckmäßige Armatur eine solche von 7 Rundeisen von 32 mm in 2 Reihen bestimmt. Um feststellen zu können, wo diese Eisen gegen den Scheitel hin jeweils

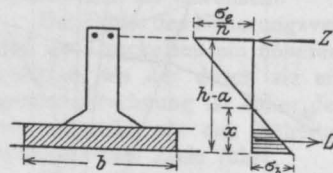


Fig. 14.

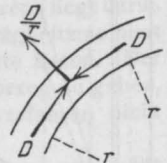


Fig. 15.

endigen können, wurde nun für verschiedene Querschnitte das von einem außen befindlichen 32 mm-Eisen sowie das von einem weiter innen befindlichen 32 mm-Eisen bei $\sigma_e = 1000$ kg/qcm aufnehmbare Moment berechnet. Es wurde dann in das Diagramm der Maximalmomente die Momentenlinie für die einzelnen Rundeisen übereinander eingetragen und so die notwendigen Längen der einzelnen Eisen ersichtlich gemacht.

Die Druckkraft D in der Druckplatte ergibt sich, wenn man zu der im Querschnitt wirkenden Normalkraft N die vorher ermittelte Eisenzugkraft Z addiert. Die bei einer Betonbeanspruchung von 40 kg/qcm notwendige Plattenbreite ergibt sich dann aus der Gleichung für die Betondruckkraft (vgl. Fig. 14):

$$D = \sigma_b \frac{x - \frac{d}{2}}{x} d \cdot b.$$

mit

$$x = \frac{n \cdot \sigma_b}{n \cdot \sigma_b + \sigma_e} (h - a),$$

zu

$$b = \frac{D \cdot x}{\sigma_b \left(x - \frac{d}{2} \right) d}$$

Es ergab sich eine größte notwendige Plattenbreite von etwa 2,40 m an der ungünstigsten Stelle. Zur Entlastung der Druckplatte wurden außerdem zwei 30 mm-Rundeisen in die Druck-

zone eingelegt. Eine genaue graphische Untersuchung des stärksten beanspruchten Binderquerschnitts unter Berücksichtigung der Betondruckspannungen im Steg ergab eine etwas geringere notwendige Plattenbreite und etwas höhere Eisenquerschnitte (um etwa 5%), was bei der endgültigen Dimensionierung entsprechend berücksichtigt wurde. Der größte Horizontalschub des Binders beträgt 6,0 t, es tritt durch ihn an dem auf 30/10 cm reduzierten Gelenkquerschnitt im Scheitel eine Beanspruchung von 20 kg/qcm auf.

Nach den Ergebnissen der Momentenbestimmung an diesem Binder erschien es vollständig ausreichend, die übrigen Dreigelenkbögen bloß für zwei Belastungsfälle und zwar mit und ohne Winddruck, im übrigen vollbelastet zu untersuchen.

Der andere einfache Binder der Durchgangshalle erhielt als größte Zugarmatur sieben 30 mm-Eisen, die Binder neben den Oberlichtern der Schalterhalle vier 28 mm-Rundeisen sowie drei 24 mm-Rundeisen. Die Druckarmatur besteht beim ersten Binder aus zwei 30 mm-Rundeisen, bei letzterem jeweils aus zwei 28 mm-Rundeisen.

Durch die Plattenbalkenwirkung bei der Mehrzahl der einfachen Hallenbinder treten in der nach dem Radius r gekrümmten Deckenplatte Nebenspannungen auf, da durch die Druckkräfte D in der Platte Seitenkräfte $\frac{D}{r}$ quer zur Platte auftreten müssen, die nach außen gerichtet sind und den Kräften infolge der Auflasten entgegenwirken, ja, deren Wirkung größtenteils umkehren (siehe Fig. 15). Es wurden die Deckenmomente infolge dieser Zusatzkräfte bestimmt und von den Momenten infolge der Auflasten zum Abzug gebracht und für die restierenden Momente eine besondere Armatur eingelegt, die dann in Plattenmitte außen, an den Bindern innen verläuft. Trotz der Umkehrung der Momente wurden aber doch außerdem noch die Armaturen für die ursprünglich berechneten Momente beibehalten, da die mitwirkende Plattenbreite, aus deren Größe die Zusatzmomente sich ergeben, nur geschätzt werden kann.

C. Einfache Dreigelenkbögen mit beschränkter Breite der Druckplatte.

Bei den Bindern zwischen den Oberlichtern der Schalterhalle, deren Druckplatte bei einer Stegstärke von 20 cm bloß 45 cm beträgt und nahezu bis zur Nulllinie durchgeht, wurden die Momente auf die Mittelachse des Binders bezogen, sonst aber wie bei den oben behandelten Bindern bestimmt.

Die Dimensionierung geschah bei diesen Bindern infolgedessen in etwas anderer Weise wie dort; denn es wurden die Momente der inneren und äußeren Kräfte, nicht um den hier unbekanntem Schwerpunkt der Druckspannungen, sondern

um den bekannten der Zugeinlagen, aufgestellt nach einem Verfahren, das für rechteckige, exzentrisch gedrückte Querschnitte bei bekannter Höhe h und Breite b für bestimmte Höchstspannungen σ_e und σ_b zur Ermittlung der Zug- und Druckeinlagen allgemein anwendbar ist, sobald überhaupt Zug auftritt und Druckeinlagen erforderlich sind. Bezeichnet man mit M das Moment der äußeren Kräfte um die Fugenmitte, mit e die Exzentrizität der Normalkraft N von diesem Punkte, so ist das Moment der Normalkraft bezogen auf den Schwerpunkt der Zugeinlage (vgl. Fig. 19):

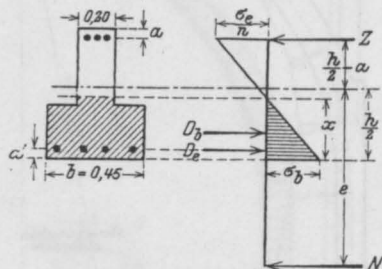


Fig. 18.

$$M_N = N \left(\frac{M}{N} + \frac{h}{2} - a \right) \\ = \left(e + \frac{h}{2} - a \right) N.$$

Der Nulllinienabstand vom Druckrand ist:

$$x = \frac{n \cdot \sigma_b}{n \sigma_b + \sigma_e} (h - a).$$

Die Betondruckkraft wird:

$$D_b = \frac{1}{2} x \cdot b \cdot \sigma_b.$$

Das Moment der Betondruckkraft um den Schwerpunkt der Zugeinlagen ist:

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

Die Bedingung, daß für jeden Punkt eines Querschnitts die Summe der Momente der äußeren und inneren Kräfte Null ist, ergibt für den Schwerpunkt der Zugeinlagen (wo das Moment der Zugkraft verschwindet) das Moment der Druckkraft zu:

$$M_e = M_N - M_b.$$

Die Druckkraft der Druckarmatur ist dann:

$$D_e = \frac{M_e}{h - a - a'}.$$

Die Bedingung, daß auch die Summe der äußeren und inneren Kräfte Null ist, ergibt die Zugkraft in den Zugeisen zu

$$Z = D_b + D_e - N.$$

Die Zug- und Druckarmaturen werden dann:

$$f_e = \frac{Z}{\sigma_e};$$

$$f_e' = \frac{D_e}{\sigma_e'} = \frac{D_e \cdot x}{n \sigma_b (x - a)}$$

Für verschiedene nach dem Scheitel zu von 90 auf 30 cm abnehmende Betonquerschnitte sind tabellarisch die bezüglichen Eisendimensionen gerechnet worden. In Höhe des Hauptgesimses an der Stelle des größten Momentes wurden hierbei

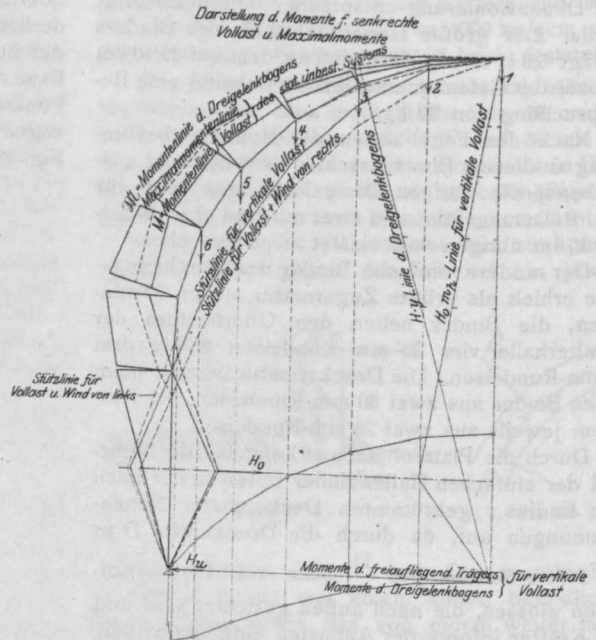
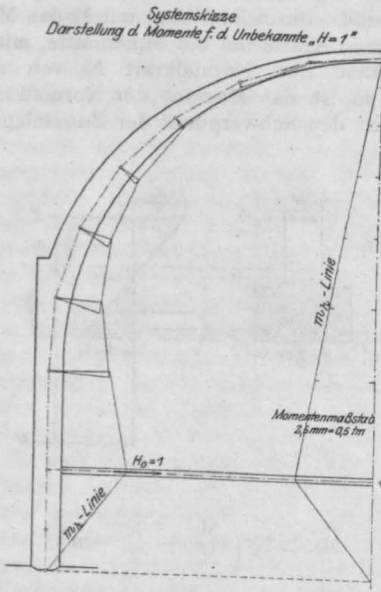
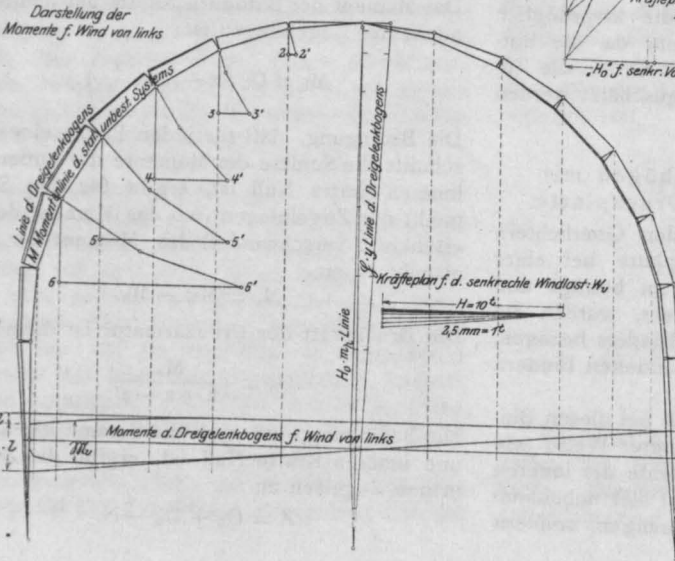
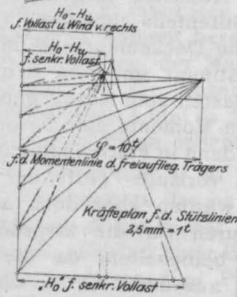


Fig. 17.

Statische Untersuchung des Stirnbinders der Durchgangshalle



als Zugarmatur vier 30 mm-Rundeisen, als Druckarmatur zwei 24 mm-Rundeisen sowie zwei 15 mm-Rundeisen erhalten. Die Druckeisen laufen bis zum Scheitel durch, von den Zugeisen hören den abnehmenden Momenten entsprechend zwei Stück kurz vor dem Scheitel auf. Die Armatur dieser Binder ist auf Fig. 9 nach vollendeter Montage zu sehen.

Nach dem Prinzip der virtuellen Verschiebungen wird dann die statisch unbestimmte Größe unter Berücksichtigung der unendlichen Starrheit des Zugbandes (bei gleichzeitiger Vernachlässigung der unwesentlichen Formänderungen durch die Normalkräfte) bestimmt durch die Gleichung:

$$0 = \int \frac{M \cdot m_h ds}{E \cdot J} + H_0 \int \frac{m_h^2 ds}{E \cdot J}$$

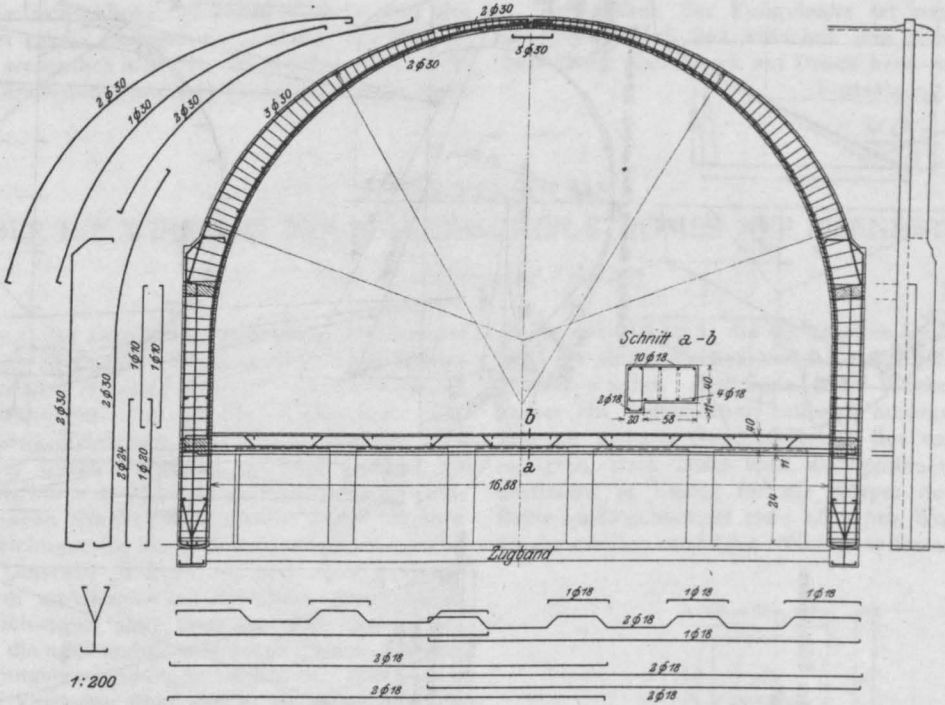


Fig. 18.

Konstruktion des Stirnbinders der Durchgangshalle.

D. Südlicher

Stirnbinder der Durchgangshalle.

Der südliche Stirnbinder der Durchgangshalle besteht aus einem Dreigelenkbogen mit überhöhtem Zugband (Fig. 17, 18). Da die Fußgelenke auf dem in der Binderebene durchgehenden Kellermauerwerk als festgelagert angenommen werden können, ist das System einfach statisch unbestimmt. Als statisch unbestimmte Größe ist der Horizontal Schub H_0 des hochgelegenen Zugbandes eingeführt worden, das Zugband konnte hierbei als unendlich starr angenommen werden, zumal an die Binderpfosten in der Binderebene beiderseits Fassadenmauerwerk anschließt. Bezeichnet man mit m_h die Momente für $H_0 = 1 t$ und mit M die Momente des statisch bestimmten Dreigelenkbogens, so sind die Momente des statisch unbestimmten Systems

$$M = M + m_h H_0.$$

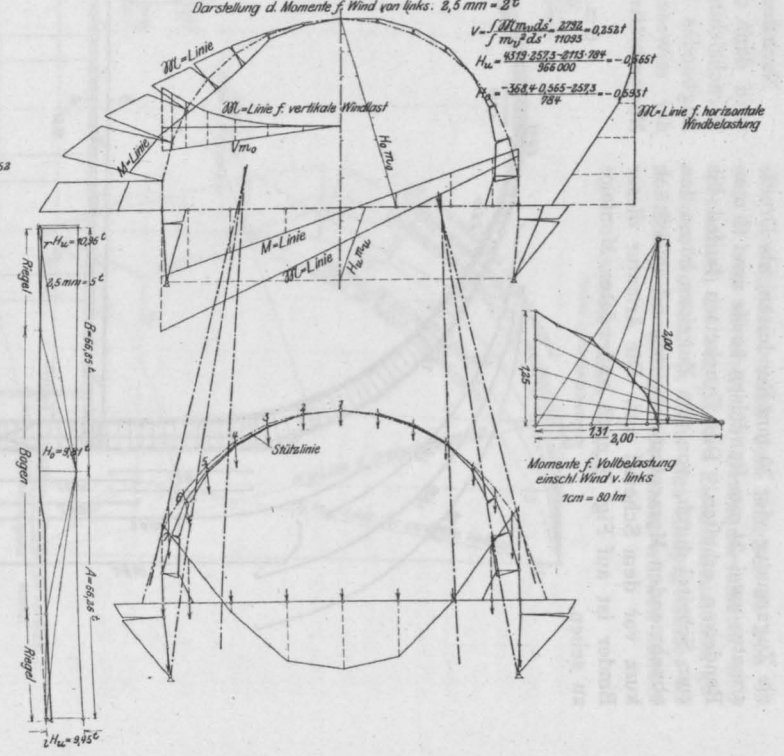
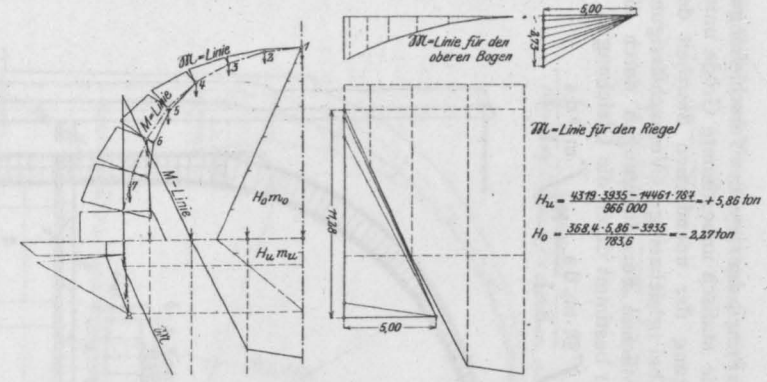
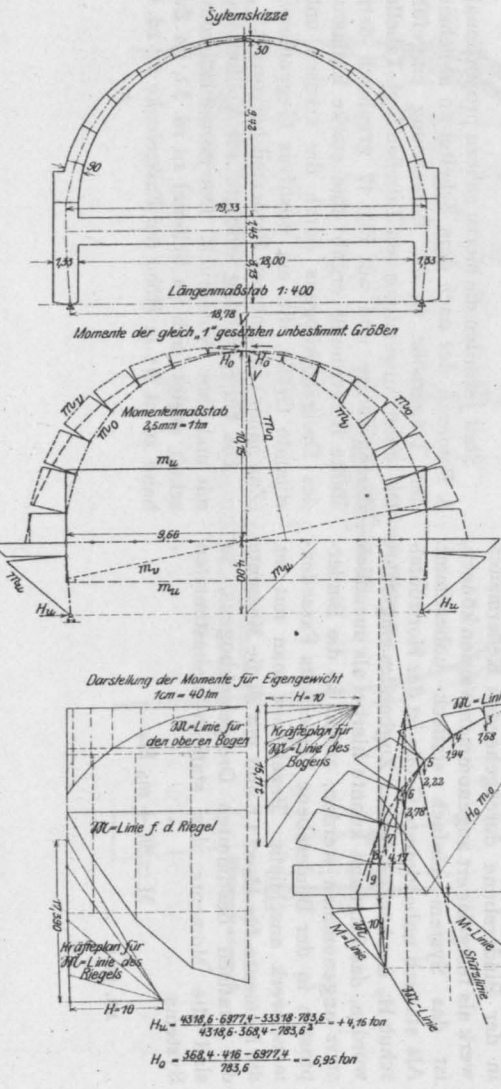
Es wird also

$$H_0 = - \frac{\int M \cdot m_h \frac{ds}{J}}{\int m_h^2 \frac{ds}{J}}$$

Statt J wurden die hierzu nahezu proportionalen 3. Potenzen der nach dem Scheitel zu abnehmenden Trägerhöhe in die Berechnung eingeführt. Die unter Anwendung von Tabellen (vgl. Tabelle I) durchgeführte und auf Fig. 17 graphisch dargestellte Berechnung ergab eine starke Entlastung des Dreigelenkbogens durch die statisch unbestimmte Größe, die ein positives Gegenmoment (Zug innen) im unteren Binderteil hervorruft.

Die Untersuchung erfolgte für Vollbelastung mit und ohne Winddruck. Der größte Horizontal Schub ergibt sich im Scheitel zu rd. 5 t, im Zugband zu rd. 9 t in Höhe der Fußgelenke zu rd. 4 t.

Fig. 19.
Statische Untersuchung des Stirnbinders der Schalterhalle.



Die Dimensionierung erfolgte ohne Berücksichtigung der Normalkräfte für dieselben Trägerhöhen wie bei den übrigen stärker beanspruchten Bindern der Durchgangshalle lediglich nach den Momenten für $\sigma_e = 1000 \text{ kg/qcm}$ nach der Näherungsformel:

$$f_e = \frac{M}{\frac{7}{8} (h-a) \sigma_e}$$

Die tatsächlichen Eisenspannungen sind also bei der relativ geringen Exzentrizität der Normalkräfte wesentlich niedriger. Es geschah diese reichliche Dimensionierung mit Rücksicht auf die durch

Windkräfte in Richtung der Hallenachse möglichen Nebenspannungen des am Hallenrand gelegenen Binders.

Das über den Türen nach dem Haupttunnel gelegene Zugband wurde außer für den in ihm herrschenden Normalzug auch unabhängig davon für die in ihm auftretenden Biegemomente infolge Eigengewichts und auflastenden Mauerwerks dimensioniert.

Der Schub der Fußgelenke ist nach innen gerichtet, sodaß das zwischen den Binderfüßen befindliche Mauerwerk auf Druck beansprucht ist.
(Fortsetzung folgt.)

400
7

NEUE VERSUCHE ÜBER DIE WIRKUNG DES ELEKTRISCHEN STROMES AUF EISENBETON.

Von F. l'Allemand (Berlin).

Die Frage nach einem wirksamen Schutzmittel gegen die zerstörende Wirkung elektrischer Ströme ist zweifellos in vielen Fällen für die Verwendung des Eisenbetons von großer Wichtigkeit. Die mangelnde Erfahrung auf diesem Gebiete läßt sich nur durch Versuche ersetzen, welche an üblichen, den tatsächlichen Ausführungen entsprechenden Körpern anzustellen wären. Leider berücksichtigen die bis jetzt vorliegenden Versuche diesen Umstand in keiner Weise. Die größtenteils von amerikanischen Forschern stammenden Untersuchungen sind zunächst nur darauf gerichtet, die noch immer unsicheren Ursachen dieser Zerstörungserscheinungen zu klären. Eine Reihe neuerer Versuche, über welche im nachstehenden berichtet wird, liefern in dieser Hinsicht wertvolle Beiträge.

Mit den Versuchen über die Wirkung des elektrischen Stromes auf Eisenbeton, welche an der Universität von Melbourne (Australien) ausgeführt wurden*), war im wesentlichen eine Prüfung der Ergebnisse früherer Arbeiten von Knudson und Nicholas**), sowie von Langsdorf***) beabsichtigt. Letztere seien, da auf sie in den früheren Aufsätzen noch nicht eingegangen wurde, kurz zusammengefaßt. Zur Untersuchung gelangten 2 Reihen von je 12 Probekörpern aus Beton (1:3:5) mit eingebetteten, 3,8 cm starken Eisenrohren im Alter von 50 Tagen. Die Einrichtung war so getroffen, daß die im Wasser befindlichen Proben der ersten Reihe 70 Tage hindurch einem

Strom von 0,05 Amp., die der zweiten Reihe durch 33 Tage einem solchen von 0,2 Amp. Stärke ausgesetzt wurden. Am Ende jeder Woche wurde immer ein Probekörper entfernt, auseinandergebrochen und der Gewichtsverlust des vorher gereinigten, stark durch Rost angegriffenen Eisens bestimmt; er betrug für die Körper der ersten Reihe im Durchschnitt etwa 2,5 g pro Woche, für die der zweiten rund 7,0 g. Widerstandsmessungen

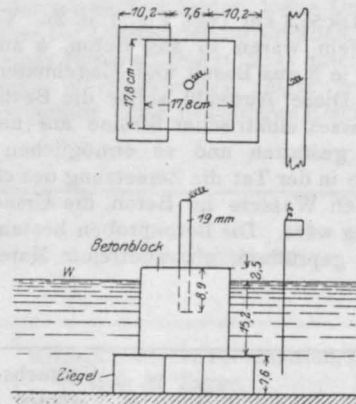


Fig. 1.

zeigten große Abweichungen von den Knudsonschen Resultaten, was aber infolge des großen Einflusses von Mischung, Dichte usw. nicht überraschen darf. Bei sämtlichen Körpern zeigten sich an der Oberfläche feine, von der Einbetonierungsstelle aus radial verlaufende Risse, welche sich Langsdorf durch die Volumsvergrößerung und die damit verbundene sprengende Wirkung der auftretenden Rostbildung erklärte.

*) U. J. Nicholas. Further Tests on the effect of electric currents upon concrete and steel. Eng. News 1910. Vol. 64, Nr. 22.

**) Vgl. Armierter Beton 1910, Heft 10 u. 11.

***) A. S. Langsdorf. Tests of the electrolysis of reinforced concrete. Journal of the Ass. of Eng. Societ. Febr. 1909.

Für die erwähnten Versuche war die Erforschung nachstehender Erscheinungen festgestellt worden:

1. Einwirkung konstanter Ströme von 10 Volt Spannung,
2. Einfluß schwacher Ströme,
3. Verwendung von einbetoniertem Eisen als Kathode,
4. Untersuchung von Probekörpern aus Sandstein, Beton und Ziegeln mit Eiseneinlagen,
5. Ursache der Rißbildung.

Zur Untersuchung gelangten 34 Probekörper: 28 Würfel von 17,8 cm Seitenlänge und 6 Prismen

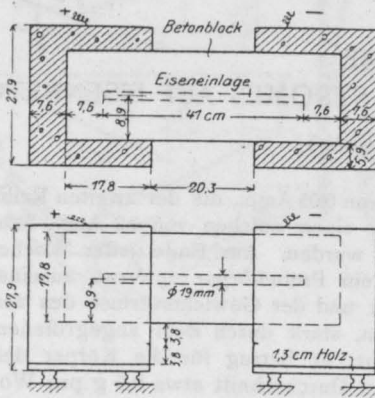


Fig. 2.

17,8×17,8×56,2 cm (vgl. Fig. 1 u. 2). Von den Probewürfeln waren 16 aus Beton, 6 aus Sandstein und je 3 aus Basalt und Ziegelmateral hergestellt. Diese Auswahl sollte die Bestimmung des Einflusses elektrischer Ströme auf natürliche Gesteine gestatten und es ermöglichen festzustellen, ob in der Tat die Zersetzung des chemisch gebundenen Wassers im Beton die Ursache der Rißbildung wäre. Die Betonproben bestanden aus sorgfältig geprüfem, einwandfreiem Material; sie

wurden naß gemischt und zur Erhärtung 50 Tage vor Ausführung der Versuche unter Wasser aufbewahrt. Die Lage der eingebetteten Eisen ist aus den Abbildungen (Fig. 1 u. 2) ersichtlich. Die Sandstein- und Basaltwürfel waren in der Größe den Betonprobekörpern ungefähr gleich; sie enthielten ebenfalls ein 19 mm starkes Rundeisen, welches in reinem Zement einbetoniert war. Die aus Ziegelmateral hergestellte Würfel wurden wie maschinell hergestellten Ziegeln verarbeitet; sie erhielten ebenfalls vor dem Brennen ein Rundeisen einbetoniert. Die Prüfung der Würfel erfolgte in 2 großen eisernen Behältern, die mit einer dem Salzgehalt des Meerwassers entsprechenden Lösung gefüllt waren (vergl. Fig. 1 u. 2).

Die Probekörper der ersten Gruppe wurden parallel geschaltet, so daß der Strom vom Beton zum Eisen gerichtet war, welches also die Kathode bildete. Die fast täglich vorgenommenen Messungen zeigen Abweichungen von 10 bis 40 v. H. von der durchschnittlichen Stromstärke. Im Verlauf des Versuches mußte sowohl die Plattenelektrode im Behälter sowie dessen Wasser erneuert werden. In dieser Gruppe (vgl. Tab. I) zeigte kein einziger Probekörper irgendwelche Risse. Während des Versuches konnte bei den mit stärkeren Strömen behandelten Proben an der Kathode eine ziemlich lebhaft Wasserstoffentwicklung beobachtet werden, welche kleine Teilchen von Zement und Sand in der Umgebung der Eisen löste und jedenfalls auch die Ursache dafür war, daß sich in der Nähe der Eiseneinlagen eine dunkle Färbung des Zementes deutlich erkennen ließ. Irgendwelche Rostbildung an den Eisen trat nicht ein.

In der zweiten Gruppe war dieselbe Anordnung getroffen, nur floß der Strom in der Richtung vom Eisen zum Beton; das Eisen war also die Anode. In diesen Fällen zeigt die Tabelle II, daß mit Ausnahme des Basaltkörpers, bei allen Proben Risse auftraten; diese öffneten sich bei fortgesetzter Einwirkung bis auf 1,5 mm, reichten aber beispielsweise in den Würfeln nur so weit, als das Eisen ein-

Tabelle I.

Bezeichnung der Probekörper	Material	Versuchsdauer in Tagen	Stromstärke in Amp.	Spannung in Volt	Bemerkungen
16	Beton 1:2:4 (durchschnittlich 54 Tage alt)	220	0,058	10	—
17		217	0,029	10	• heißer Paraffinanstrich heißer Teeranstrich 3facher Anstrich von Alaun und Seife Messingkathode
21		217	0,029	10	
24		200	0,052	10	
25		200	0,061	10	—
29	Sandstein	200	0,148	10	—
32	Basalt	200	0,017	10	—

gebettet war. Der angesetzte Rost konnte nur bis hierher eine sprengende Wirkung ausüben (vergl. Fig. 3). Vor dem Auftreten der Risse sah man deutlich kleine Wassertröpfchen von rötlicher Färbung, die gewissermaßen die Vorläufer der bald darauf sichtbaren Haarrisse bildeten. Die zersprengten Probewürfel konnten leicht zerbrochen werden und zeigten deutlich stark angegriffene, mit Rost bedeckte Stellen. Bei zwei Sandsteinkörpern wurden die Eisen in etwas Quecksilber gebettet. Infolge dieser beweglichen Lagerung der Rundeseisen traten keine Risse auf. Ein im trockenen Zustande geprüfter Betonwürfel (Nr. 34 in Tabelle II) zeigte einen derartigen Leitungswiderstand, daß der Balken nach 125 Tagen vollständig unverändert blieb. Etwas Wasser aufgebracht machte ihn leitend.

Ein vollständig eingebettetes Rundeseisen hatten die prismatischen Probekörper (Fig. 2). Für den Versuch wurde jedes Ende des Betonblockes in feuchte, lehmige Gartenerde eingelegt und, wie ersichtlich, von einer Blechbüchse umgeben, die ihrerseits vollkommen isoliert war. Die Stromrichtung: Erde — Beton — Eisen — Beton — Erde hatte den Vorzug, daß sowohl die Richtung vom Beton zum Eisen und umgekehrt in Frage kam. Hierfür ist eine Betrachtung der Fig. 4 und 5 charakte-

ristisch. An der positiven Eintrittsstelle, wo also für die Stromrichtung Beton—Eisen das Eisen die Kathode bildete, sind keine Risse vorhanden, dagegen wohl an der negativen Austrittsstelle, für welche das Eisen (Stromrichtung Eisen—Beton) die

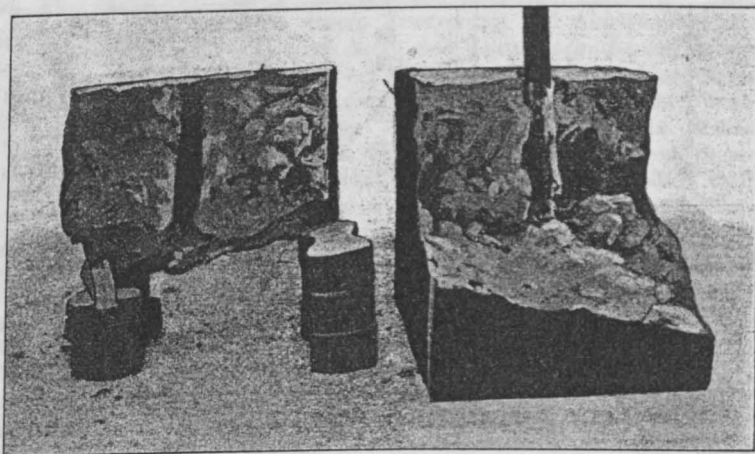


Fig. 3.

Anode war. Eine Zusammenstellung der Ergebnisse bietet Tabelle III. Die Blöcke Nr. 4 und Nr. 9 wurden künstlich durch aufgebracht Wasser feucht gehalten; an diesen Körpern wurden auch Temperaturmessungen vorgenommen, die aber wegen der schwachen Ströme keine Unterschiede gegenüber der Lufttemperatur ergaben. Das Verhalten eines Betonwürfels (1:2:4) unter dem Einfluß eines Wechselstromes zeigte trotz hoher Innentemperatur keine besonderen Erscheinungen.

Tabelle II.

Bezeichnung der Probekörper	Material	Versuchsdauer in Tagen	Stromstärke in Amp.	Spannung in Volt	Bemerkung
19	Beton 1:2:4 (durchschn. 61 Tage alt)	—	0,023	10	doppelter heißer Teeranstrich. Erste Risse nach 37 Tagen.
23		—	0,024	10	3 facher Anstrich von Alaun und Seife. Erste Risse nach 29 Tagen.
26		200	0,009	10	Messinganode. Keine Risse.
28		8	0,024	10	Eisenanode, Risse.
38		6	0,066	10	„ „
37	Sandstein	176	0,021	10	Eisenanode in Quecksilber. Keine Risse.
41		146	0,141	10	„ „ „ „
31	Basalt	200	0,003	10	Eisenanode, keine Risse.
—	Ziegel	9	0,088	10	„ Risse.
34	Beton 1:2:4 (73 Tage alt)	125	—	10	Keine Veränderung.

Tabelle III.

Bé- zeichnung der Probe- körper	Mischungs- verhältnis des Betons	Alter	Auftreten der Riß- bildung nach Tagen	Strom- stärke in Amp.	Spannung in Volt	Bemerkung
4	} 1:1:2 {	64	66	0,035	10	feuchte Oberfläche.
5		136	40	0,023	10	erdfeucht.
6		—	—	—	10	—
7	} 1:2:4 {	120	39	0,025	10	erdfeucht.
8		—	—	—	10	—
9		61	21	0,036	10	feuchte Oberfläche.

Erst bei gesteigerter Spannung trat eine Zersplitterung ein, vermutlich infolge des gebildeten Dampfes. Die Temperatur des Probewürfels hielt sich während des Versuches um 100° C. und sank nach dem Auftreten der Risse nur langsam auf etwa 60°. Die Versuchsdauer betrug 199 Tage. Die Vergleichskörper aus dem entsprechenden Material zeigten hohe Festigkeit und völlig blanke Eisen.

Auch die Versuche, über welche C. M. Chap-

10 waren mit Anstrich versehen und eine ohne Anstrich, über dessen Einfluß jedoch keine Angaben vorliegen. In den parallel geschalteten Platten ging die Richtung des elektrischen Stromes vom Eisen zum Beton. Die Rückleitung des Stromes erfolgte durch die Wandung eines flachen mit Wasser gefüllten Metallbeckens, worin die Versuchskörper standen. Die Spannung belief sich auf 10 Volt, was etwa einer Stromstärke von 0,2 Amp. entsprach.

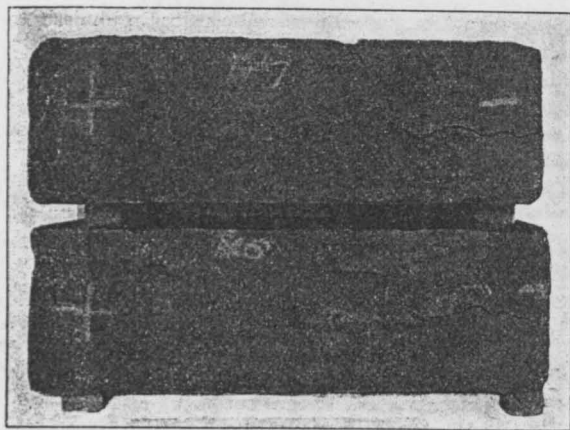


Fig. 4.

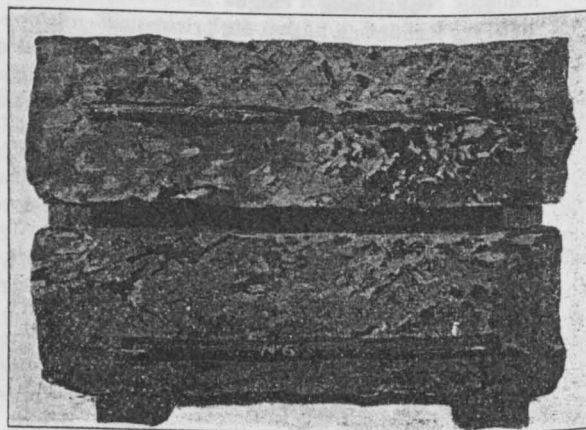


Fig. 5.

man*) in der Versammlung des amerikanischen Betonvereins berichtete, befassen sich mit der Erforschung der Ursachen der Rißbildung. Zur Untersuchung gelangten 2 Reihen prismatischer Betonkörper (15 × 15 × 36 cm), welche in ähnlicher Weise aus dichtem Material in den üblichen Mischungsverhältnissen unter Verwendung einwandfreier Bestandteile (auch Schlacke) hergestellt wurden. In jeden dieser Körper waren 11 Eisenplatten 15 × 15 cm von 2 mm Stärke eingebettet.

*) Effect of electrolysis on metal embedded in concrete Eng. Rec. 1910. Vol. 62, Nr. 26.

Als erste Erscheinung während des Versuches trat zunächst die Bildung kleiner Rostpartikelchen auf, die offenbar durch die entstandene Gasbildung aus dem Innern der einbetonierten Eisenplatten zur Oberfläche gelangten. Diese nahm stetig zu, gemäß der Rostbildung im Innern. Ferner konnten von den Enden der eingebetteten Platten aus feine Haarrisse im Beton erkannt werden, die sich allmählich ausdehnten und ein Zersplittern der Blöcke verursachten. Die nach Beendigung der Versuche zerschlagenen Proben ließen deutlich die stark angerosteten Platten erkennen. Hierbei zeigte sich auch, über-

einstimmend mit den früheren Versuchen, daß die Risse keine Spur von Rost aufweisen; nur der Beton war in der Nähe der Eisenplatten dunkel gefärbt und etwas weicher; Schlackenbeton hielt sich besser als der gewöhnlich verarbeitete Beton. Von hohem Interesse ist jedoch die Untersuchung zweier Würfel ($15 \times 15 \times 15$ cm), von denen der eine ein Rundeisen, der andere ein Kohlenstäbchen eingebettet erhielt. Es konnte durch einen Versuch festgestellt werden, daß die Annahme der Rostbildung als Ursache der zerstörenden Erscheinung ziemlich sichere Sicherheit bietet. Man wählte die Kohle aus dem Grunde, weil deren elektrisches Verhalten dem der Metalle am nächsten kommt. Der einzige Unterschied ist eben der, daß beim Eisen eine Rostbildung auftritt, während die Kohle unverändert bleibt. Die beiden nebeneinander geschalteten Proben zeigten folgendes Verhalten: nach 7 Tagen stellten sich in dem Würfel, welcher das Eisen enthielt, feine Haarrisse ein, im anderen Falle jedoch konnte selbst nach 60 Tagen keine Veränderung wahrgenommen werden. Auch eine Erhöhung der elektrischen Spannung blieb ohne Einfluß.

Die Schlußfolgerungen der besprochenen Versuche bestätigen insofern die Ergebnisse früherer Arbeiten, als nunmehr feststeht, daß eine Rostbildung des Eisens lediglich an der Anode eintritt. Andere Metalle, z. B. Messing, werden nicht angegriffen. Das Anrosten der Eisenanoden kann selbst durch sehr schwache Ströme hervorgerufen werden, die Bedingung hierfür ist nur das Vorhandensein einer gewissen Feuchtigkeit (Erdfuchtigkeit). Neu ist die Tatsache, daß sich auch natürliches und künstliches Steinmaterial wie Beton verhält. Eine wesentliche Klärung jedoch hat der bei weitem für die Praxis wichtigste Punkt erhalten:

Die Ursache der Rißbildung infolge der Wirkung des elektrischen Stromes. Fast jeder Forscher hat hierüber seine Vermutungen ausgesprochen. So sucht man die Zerstörungserscheinung durch eine chemische Veränderung des Betons zu begründen, dann durch den Überdruck des Wassers oder der gebildeten Gase, durch innere Erwärmung und Ausdehnung, und schließlich durch eine Volumsvergrößerung infolge Anrostens der Eisen. Die erwähnten Hypothesen sind mit Ausnahme der letzten vollkommen unabhängig von dem Vorhandensein des Eisens. Würden sie zutreffen, so müßte doch z. B. ein hydrostatischer Überdruck an der Anode*) auch dann auftreten, wenn statt des Eisens eine Kohlelektrode verwendet würde. Dieser Schluß ist aber durch den Versuch widerlegt worden. Man kann daher sagen, daß der Grund für das Entstehen der Risse in der sprengenden Wirkung zu suchen ist, welche infolge der durch das Rosten hervorgerufenen Volumsvermehrung entsteht. Die Wirkung von Wechselströmen kann allerdings nicht auf diese Ursache zurückgeführt werden, denn hierbei treten wohl Sprünge in den Probekörpern auf, jedoch findet keine Rostbildung statt. Aus den Versuchsergebnissen zu schließen, dürfte die hohe Innentemperatur die Ursache der Zerstörung sein.

Die fundamentalen Fragen über die Wirkung des elektrischen Stromes auf Beton und Eisenbeton sind also durch Versuche hinreichend geklärt. Ein weites Feld der Forschung liegt noch vor: Die Beobachtungen an ausgeführten Bauten, welche die Grundlagen für die Erfindung eines wirksamen Schutzes der Beton- und Eisenbetonbauten gegen den unleugbar zerstörenden Einfluß elektrischer Ströme bilden werden.

RUNDERLASS, BETREFFEND BAUPOLIZEILICHE PRÜFUNG UND ABNAHME DER AUF DRUCK BEANSPRUCHTEN BAUTEILE AUS STAMPFBETON.

Berlin, den 8. Dezember 1910.

Bei der baupolizeilichen Prüfung und Abnahme der auf Druck beanspruchten Bauteile aus Stampfbeton (Beton ohne Eiseneinlagen) ist nach folgenden Grundsätzen zu verfahren:

Die größte Druckbeanspruchung des Stampfbetons für ruhende Last darf $\frac{1}{5}$ seiner Druckfestigkeit nach 28 tägiger Erhärtung nicht überschreiten. Bei Stützen und Pfeilern ist diese Beanspruchung mit zunehmendem Verhältnis von Höhe (Länge) zur kleinsten Dicke abzumindern und höchstens zunehmen für das Verhältnis 1 : 1 zu $\frac{1}{5}$, für das Verhältnis 5 : 1 zu $\frac{1}{10}$, für das Verhältnis 10 : 1 zu $\frac{1}{20}$ der Druckfestigkeit. Zwischenwerte sind gradlinig einzuschalten. Zugspannungen im Beton

sind bei Berechnung der größten Kantenpressung unberücksichtigt zu lassen.

Ew. . . . ersuche ich, die nachgeordneten Beamten und Polizeibehörden hiernach mit den erforderlichen Weisungen zu versehen.

Der Minister der öffentlichen Arbeiten.

Im Auftrage:

Hinckeldeyn.

• (Zentralblatt für Bauw.) Nr. 105, 30. Jahrgang.

*) Helmholtz gibt in einer Besprechung der Versuche von Quincke diese Ursache an. Mem. of the Phys. Soc. of London 1888. I. 1.

BETRACHTUNGEN ZUM RUNDERLASS VOM 8. DEZEMBER 1910*).

Von H. Sturmann,

Oberingenieur der Aktiengesellschaft für Beton- und Monierbau, Berlin.

Der Runderlaß des Herrn Ministers der öffentlichen Arbeiten vom 8. Dezember 1910, betreffend baupolizeiliche Prüfung und Abnahme der auf Druck beanspruchten Bauteile aus Stampfbeton, erfordert hinsichtlich der Stützen und Pfeiler besondere Aufmerksamkeit. Da die Beanspruchung mit zunehmendem Verhältnis von Höhe (Länge) zur kleinsten Dicke abzumindern ist und für das Verhältnis 1:1 zu höchstens $\frac{1}{5}$, für das Verhältnis 5:1 zu höchstens $\frac{1}{10}$ und für das Verhältnis 10:1 zu höchstens $\frac{1}{20}$ der Druckfestigkeit angenommen werden darf, wobei Zwischenwerte geradlinig einzuschalten sind, ist die Ermittlung der Querschnittsgröße eines Betonpfeilers nicht ganz einfach und wird sogar umständlich, wenn bei hohen Pfeilern das Eigengewicht berücksichtigt werden muß.

Nebenstehende Abbildung stellt das Wachsen der zulässigen Beanspruchungen als Ordinaten graphisch dar, wobei die unbekanntnen Seitenlängen als Abszissen eingeführt sind.

Hieraus ergibt sich für:

$$I. \frac{x}{h} \text{ zwischen } \frac{1}{10} \text{ bis } \frac{1}{5}$$

$$\sigma = k \cdot \frac{x}{2h},$$

wenn mit k die Bruchfestigkeit des Betons bezeichnet wird.

A. Rechteckiger Pfeiler mit einer gegebenen Seitenlänge.

a) Ohne Berücksichtigung des Pfeiler-eigengewichts.

Für einen Pfeiler mit der Auflast P und der größten Seitenlänge b ergibt sich somit die kleinere Grundrißseite x aus der Gleichung

$$b \cdot x \cdot \frac{kx}{2h} = P,$$

woraus

$$x^2 = \frac{2h}{b} \cdot \frac{P}{k}$$

und

$$x = \sqrt{\frac{2h}{b} \cdot \frac{P}{k}} \dots \dots \dots (1)$$

Ist z. B. P = 50 000 kg, h = 500 cm, b = 80 cm, k = 180 kg/qcm, so wird

$$x = \sqrt{\frac{2 \cdot 500 \cdot 50\,000}{80 \cdot 180}} = \text{rd. } 59 \text{ cm}$$

und liegt somit zwischen $\frac{h}{10}$ und $\frac{h}{5}$.

b) Mit Rücksicht auf das Pfeilereigen-gewicht.

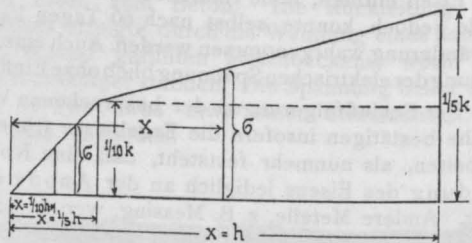
Die kleinste Seite x ergibt sich aus der Gleichung:

$$b \cdot x \cdot \frac{kx}{2h} = P + b \cdot x \cdot h \cdot \gamma$$

$$x^2 - \frac{2h^2}{k} \gamma x = 2 \cdot \frac{h}{b} \cdot \frac{P}{k},$$

woraus

$$x = \frac{h^2 \gamma}{k} + \sqrt{\frac{h^4 \gamma^2}{k^2} + 2 \cdot \frac{h}{b} \cdot \frac{P}{k}} \dots \dots (2)$$



Für obiges Beispiel wird

$$x = \frac{500^2 \cdot 0,0022}{180} + \sqrt{\frac{500^4 \cdot 0,0022^2}{180^2} + \frac{2 \cdot 500 \cdot 50\,000}{80 \cdot 180}}$$

$$= \text{rd. } 62 \text{ cm},$$

liegt also auch noch zwischen $\frac{h}{10}$ und $\frac{h}{5}$.

B. Quadratischer Pfeiler mit unbekannter Seitenlänge.

a) Ohne Rücksicht auf das Pfeiler-eigengewicht.

Analog zu Aa ergibt sich

$$x^2 \cdot \frac{kx}{2h} = P$$

und hieraus

$$x^3 = \frac{2Ph}{k}$$

oder

$$x = \sqrt[3]{\frac{2Ph}{k}} \dots \dots \dots (3)$$

Für das gleiche Beispiel wird

$$x = \sqrt[3]{\frac{2 \cdot 500 \cdot 50\,000}{180}} = \text{rd. } 65 \text{ cm}.$$

*) Siehe S. 67.

b) Mit Rücksicht auf das Pfeiler-eigengewicht.

Analog zu Ab wird

$$x^2 \frac{kx}{2h} = P + x^2 h \gamma$$

und hieraus

$$x^3 - x^2 \frac{2h^2}{k} \gamma = P \frac{2h}{k} \dots \dots \dots (4)$$

Durch Einsetzen der Werte läßt sich die Gleichung leicht nach der Cardanischen Formel oder je nach der Übung des Ingenieurs durch Versuche lösen. Hier wird

$$x^3 - \frac{x^2 \cdot 2 \cdot 500^2 \cdot 0,0022}{180} = 50\,000 \frac{2 \cdot 500}{180}$$

woraus

$$x^3 - 6,12 x^2 = 278\,000$$

und

$$x = \text{rd. } 67,5 \text{ cm.}$$

II. $\frac{x}{h}$ zwischen $\frac{1}{5}$ bis $\frac{1}{1}$.

Nach der Abbildung ergibt sich wiederum:

$$\sigma = \frac{1}{10} k + \frac{1}{10} k \frac{x - \frac{1}{5} h}{h - \frac{1}{5} h} = \frac{1}{40} k \left(3 + 5 \frac{x}{h} \right)$$

A. Rechteckiger Pfeiler mit einer gegebenen Seitenlänge.

a) Ohne Rücksicht auf das Pfeiler-eigengewicht.

$$b \cdot x \cdot \frac{k}{40} \left(3 + 5 \frac{x}{h} \right) = P$$

woraus

$$x^2 + \frac{3}{5} h x = 8 \cdot \frac{h}{b} \cdot \frac{P}{k}$$

$$x = -\frac{3}{10} h + \sqrt{0,09 h^2 + 8 \frac{h}{b} \frac{P}{k}} \dots \dots (5)$$

Ist z. B. $P = 200\,000$ kg, $h = 400$ cm, $b = 120$ cm und $k = 180$ kg/qcm, so wird

$$x = -\frac{3}{10} 400 + \sqrt{120^2 + 8 \frac{400}{120} \frac{200\,000}{180}} = \text{rd. } 90 \text{ cm.}$$

Dieses Maß liegt also zwischen $\frac{h}{5}$ und h .
Andernfalls müßte die Berechnung nach I aufgestellt werden.

b) Mit Rücksicht auf das Pfeilereigen-gewicht.

$$\text{Es wird } b x \frac{k}{40} \left(3 + \frac{5x}{h} \right) = P + x b h \gamma,$$

woraus

$$x = \frac{h}{2} \left(\frac{8h\gamma}{k} - \frac{3}{5} \right) + \frac{h}{2} \sqrt{\left(\frac{8h\gamma}{k} - \frac{3}{5} \right)^2 + \frac{32P}{bkh}} \quad (6)$$

Für obiges Beispiel wird

$$x = 200 \left(8 \cdot 400 \frac{0,0022}{180} - 0,6 \right)$$

$$+ 200 \sqrt{\left(8 \cdot 400 \frac{0,0022}{180} - 0,6 \right)^2 + \frac{32 \cdot 200\,000}{120 \cdot 180 \cdot 400}},$$

woraus $x = \text{rd. } 93$ cm.

B. Quadratische Stütze mit unbekannter Seitenlänge.

a) Ohne Rücksicht auf das Pfeilereigen-gewicht.

$$x^2 \frac{k}{40} \left(3 + 5 \frac{x}{h} \right) = P$$

oder

$$x^3 + \frac{3}{5} h x^2 = \frac{P 8 h}{k} \dots \dots (7)$$

Für das Beispiel

$$x^3 + 0,6 \cdot 400 x^2 = \frac{200\,000 \cdot 8 \cdot 400}{180},$$

woraus

$$x^3 + 240 x^2 = 3\,550\,000$$

und

$$x = \text{rd. } 102 \text{ cm.}$$

b) Mit Rücksicht auf das Pfeilereigen-gewicht.

$$x^2 \frac{k}{40} \left(3 + 5 \frac{x}{h} \right) = P + x^2 h \gamma$$

oder

$$x^3 + x^2 \left(\frac{3}{5} h - \frac{8h^2\gamma}{k} \right) = \frac{P 8 h}{k} \dots \dots (8)$$

Für das Beispiel

$$x^3 + x^2 \left(0,6 \cdot 400 - \frac{8 \cdot 400^2 \cdot 0,0022}{180} \right) = \frac{200\,000 \cdot 8 \cdot 400}{180},$$

woraus

$$x^3 + 224,35 x^2 = 3\,550\,000$$

und

$$x = \text{rd. } 104 \text{ cm.}$$

Die vorstehenden Ausführungen bezwecken, auf die Schwierigkeiten in der Berechnung der Stützenabmessungen nach dem Runderlaß hinzuweisen. Es gehört eine ziemliche Übung dazu, um ohne lange Versuche gleich die Formel, die dem zunächst unbekanntem Verhältnis entspricht, zu wählen. Um etwas Greifbares zu schaffen, dürfte es zweckmäßig sein, Tafeln für verschiedene Höhen, Belastungen und Bruchfestigkeiten einiger Mischungsverhältnisse zusammenzustellen, welche dem Ministerium der öffentlichen Arbeiten zur Genehmigung zu unterbreiten wären.

LITERATURSCHAU.

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

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

I. Der Baustoff.

1. Herstellung und Verarbeitung.

Weißer Portlandzement. Von Dr. Otto Schott. Weißer Portlandzement wurde zuerst in Frankreich, später in Amerika in den Handel gebracht. Vorbedingung für seine Herstellung ist ganz oder nahezu eisenfreier Kalkstein und Ton sowie Gas- oder Ölföuerung. Verfasser beschreibt den Herstellungsvorgang und die Zusammensetzung dieser Zementart, die trotz des sehr hohen Preises von 14 bis 18 M für ein Faß neuerdings immer mehr für Privathäuser, Banken, Hotels, Schwimmbäder, Bildwerke, Grabsteine usw. Verwendung findet. Zement u. Beton 1910. Nr. 51.

The new Crescent portland cement mill. Die Zementfabrik liegt in Pennsylvania, hat eine tägliche Erzeugung von 3000 Barrels. Die Gebäude sind aus Eisenbeton errichtet. Beschreibung der Betriebseinrichtung. Mit Abb. Engg. Rec. 3. Dezember 1910. S. 651.

Puzzolan-Portland cement; a suggestion for an improved hydraulic cement. Von E. Duryee. Beim Bau des Los Angeles-Aquädukts hat man gute Erfahrungen mit Puzzolan-Portlandzement (Portlandzement wieder gemahlen mit Puzzolan) gemacht. Der Zement ist feiner gemahlen, durchaus gesund, macht eine glatte, undurchdringliche, gleichmäßig gefärbte Oberfläche, sichert gegen chemische Einflüsse von See- und Abwasser. Mischungen von 40 % Portlandzement, 40 % Tuff und 20 % hydraulischen Kalk zeigten größere Mörtelfestigkeit als reiner Portlandzement. Mit Abb. Engg. News. 1. Dezember 1910. S. 596.

Des circonstances qui doivent faire préférer tantôt la voie sèche et tantôt la voie humide lors de l'emploi des tours rotatifs. Vor- und Nachteile des Trocken- und des Naßverfahrens bei Verwendung von Drehrohröfen. Revue mat. constr. trav. publ. 1910. Nr. 10 u. 11. s. L. Dezember 1909. I, 1. S. 528.

Zur Schlackenfrage. Vom Dipl.-Ing. E. Schick. Die außerordentlich große Mannigfaltigkeit der Eigenschaften der Schlacken hat die widersprechendsten Ergebnisse bei ihrer Verwendung zur Betonbereitung gezeitigt. Verfasser gibt an, welche Eigenschaften die zum Zuschlagstoff geeignete Schlacke besitzen muß. Zement und Beton. 1910. Nr. 50. s. L. Dezbr. 1910 I. S. 483.

Neuere Maschinen zur Betonbereitung und Verarbeitung. Beschreibung einiger Betonmischmaschinen für ununterbrochenen und unter-

brochenen Betrieb mit näheren Angaben über die Fabrik, die bauliche Anordnung, die Leistungsfähigkeit und den Kraftbedarf. Zur Mischung feineren Materials — Mörtel, Kiesbeton — finden neuerdings Kollergänge vorteilhaft Verwendung. Mit Abb. Dtsche Bztg. Mitteil. 1910. Nr. 23. s. L. November 1910. I, 1. S. 440.

Cimenterie et briquetterie de laitier. Beschreibung einer Fabrikanlage zur Herstellung von Schlackenzement und -ziegeln, Soc. Frenet Lévy & Lefort in Bonsecours-Nancy. Festigkeitszahlen:

	Reiner Zement			
	2 Tage	7 Tage	28 Tage	90 Tage
Zug	37	49	49	50
Druck . . .	—	298	318	—

	Mörtel 1:3			
	2 Tage	7 Tage	28 Tage	90 Tage
Zug	17	28	36	37
Druck . . .	—	183	215	—

Revue mat. constr. trav. publ. 1910. Nr. 11.

2. Prüfung und Untersuchung.

Action des Alcalis sur le Ciment. Durch amerikanische Versuche ist festgestellt worden, daß die zerstörende Wirkung von Alkalien mechanischer Art ist; jedenfalls hat Zement, der mit 1 % alkalienhaltigem Wasser angemacht wurde, dieselben Festigkeiten ergeben, wie der mit reinem Wasser angerührte. Le Ciment 1910. Nr. 11.

La prise et la résistance des chaux et ciments. Dr. Lagelonne legt dar, daß „Abbinden“ und „Festigkeit“ gleichbedeutend seien, da das eine den Vorgang, das andere das Ergebnis der Erhärtung bezeichnet. Revue mat. constr. trav. publ. 1910. Nr. 11.

Einfluß des Mischens auf die Festigkeit von Beton. Interessante Versuche hierüber sind vom geologischen Landesamt der Vereinigten Staaten in St. Louis angestellt worden. Von Arbeitern der Anstalt selbst und dreier verschiedener Betonunternehmer wurden Versuchsstücke aus den gleichen Baustoffen hergestellt und geprüft. Bei mageren Mischungen übertraf die größte Festigkeit den kleinsten Wert um etwa 100 v. H., bei

fetteren Mischungen um etwa 60 v. H. Je magerer also der Beton ist, desto mehr Wert ist auf sorgfältiges Mischen, Einbringen und Abrammen zu legen. Zement und Beton. 1910. Nr. 51.

Ausbeute des Betons. Von Dr. Ing. M. Marcichowski, Lemberg. Verfasser unterscheidet zweierlei Beton, festgestampften und schwachgestampften, und dementsprechend drei verschiedene Größen der Hohlräume in den einzelnen Materialien. Mit Hilfe einfacher Formeln werden die Ausbeute bezw. die für 1 cbm Beton erforderlichen Mengen der einzelnen Materialien berechnet und für eine große Zahl üblicher Mischungsverhältnisse in tabellarischer Form mitgeteilt. Beton und Eisen. 1910. Heft XVI.

Further tests on the effect of electric current upon concrete and steel. Von N. J. Nicholas. Fortsetzung der Versuche von A. A. Knudsen. Die Ergebnisse der Versuche über die Einwirkung des elektrischen Stromes auf Eisenbeton sind: 1. Das Rosten erfolgt an der Anode. 2. Durch das Rosten entstehen Risse im Beton. 3. Ströme von nur 0,02 Amp. haben diese Wirkungen. 4. Kein Rosten und Reißen tritt ein, wenn das Eisen Kathode ist bei Strömen bis 0,06 Amp. während 200 Tage. 5. Sandstein und Ziegel zeigen ähnliches Verhalten, reißen sogar leichter. 6. Nasse Erde macht den Beton genügend feucht und leitend, sodaß Risse entstehen. 7. Wechselstrom von 3 Amp. erzeugt kein Rosten, jedoch Risse durch Wärmewirkung. 8. Bei Strömen von 0,05 Amp. ist die Wärmewirkung bei Betonblöcken zu vernachlässigen. Mit Abb. u. Tab. Engg. News 1. Dez. 1910. S. 590.

Einwirkung des elektrischen Stromes auf Beton. Kurze Beschreibung der Versuche von Knudsen, Nicholas und Gehler. Zement und Beton. 1910. Nr. 50. s. L. Januar 1911. III. S. 26.

Essais sur des mortiers et bétons soumis préalablement à la congélation. Mitteilung der Ergebnisse von Frostversuchen in Gr.-Lichterfelde. Le Ciment. 1910. Nr. 11. s. L. September 1910. I, 2. S. 371.

3. Wirtschaftliches.

Einrichtung eines Ausschusses für Zementindustrie. Bei der Handelskammer für den Regierungsbezirk Münster soll der Bedeutung der dortigen Zementindustrie entsprechend ein Ausschuss errichtet werden, wie er z. B. für die Textilindustrie bereits besteht. Tonind.-Ztg. 1910. Nr. 143.

Natural and puzzolan cements in the United States. Erzeugung von Naturzement von 1818—1909. Größte Menge im Jahre 1899, im Jahre 1909 nur noch ein Sechstel davon. Erzeugung von Puzzolan zement von 1896—1909. Cement Age November 1910. S. 272.

II. Theorie.

Formänderung krummer Stäbe. Theoretische Betrachtungen. Zeitschr. Ver. deutsch. Ing. 1910. Nr. 52.

Die Dimensionierung von rechteckigen Eisenbetonquerschnitten für zusammengesetzte Festigkeit. Von Dipl.-Ing. Max Mayer in Neustadt a. H. Verfasser stellt für den doppelt armierten Eisenbetonquerschnitt an Stelle der bisherigen Spannungsberechnung direkte Dimensionierungsformeln zur Ermittlung der Nulllinie und der beiderseitigen Eisenquerschnitte auf und zwar zunächst unter der Annahme, daß die Spannungen ihre Höchstgrenze erreichen, und erörtert alsdann alle aus den verschiedenen Lastlagen sich ergebenden Sonderfälle unter Ableitung der in diesen Fällen noch weiter erforderlichen Formeln. Dtsche. Bztg. Mitteil. 1910. Nr. 23.

Die lotrechte Bewehrung der zylindrischen Behälterwand. Von Dipl.-Ing. Max Mayer, Neustadt a. d. H. Früher angegebene Näherungsformeln (s. L. Juli 1910, II, S. 303) werden für den Sonderfall der gleichbleibenden Wandstärke umgerechnet. Beton u. Eisen 1910. Heft XVI.

Berechnung von Biegungsspannungen in Wasserbehältern. Von Ing. R. Dorrentz. Verfasser untersucht die neben den Ringspannungen in den Wandungen des Behälters auftretenden Biegungsspannungen und stellt Gleichungen zur Berechnung der Biegemomente auf. Anwendung auf ein Zahlenbeispiel. Mit Abb. Zement u. Beton 1910. Nr. 51.

III. Eisenbetonversuchswesen; Feuerproben.

Dampfhärten von Betonblöcken. Betonblöcke werden nach 12—20 stündiger Abbindezeit zur Beschleunigung der Erhärtung in Öfen aus Eisenbeton 24 bis 36 Stunden lang gesättigtem Dampf ausgesetzt. Tonind.-Ztg. 1910. Nr. 143.

Neuere schweizerische Versuche mit armiertem Beton. Auszug aus den Mitteilungen der eidgenössischen Materialprüfungsanstalt Zürich (Heft 10, 12, 13). Die zulässige Druckspannung σ_b berechnet sich aus der Eisenzugspannung σ_e nach der Formel:

$$\sigma_b = 40 + 0,1(1000 - \sigma_e) \text{ kg/qcm.}$$

Angaben über die als gleichmäßig gedrückt anzunehmende Plattenbreite bei Plattenbalken; ferner über das Schwindmaß des Betons. Besprechung und Kritik der Versuche, der Ergebnisse und der daraus gezogenen Schlußfolgerungen. Östr. Woch. öff. Baud. 1910. Nr. 50.

Die zulässige Beanspruchung von Beton bei Eisenbetonsäulen. Von Stadtbaurat Steinberger. Bei der Baupolizei in Darmstadt sind Proben mit direkt von der Baustelle entnommenem und genau wie dort eingestampftem Beton

vorgenommen worden, die nur etwa die halbe Bruchfestigkeit gegenüber der verlangten ergaben. Verfasser empfiehlt, zur Vorbeugung von Unfällen energische Maßnahmen gegen derartige auf unsachgemäßes Arbeiten zurückzuführende Mängel zu ergreifen und die Erreichung einer Bruchfestigkeit gleich der sechsfachen der zulässigen Beanspruchung zur Bedingung zu machen. Zement u. Beton 1910. Nr. 49.

A test of a flat slab floor in a reinforced-concrete building. Von A. R. Lord. Beim Bau eines großen Geschäftshauses wurden die Durchbiegung und Eisenspannungen der Decken unter einer Probebelastung gemessen. Die Decke besteht aus auf Säulen in Abständen von 5,7 und 5,8 m ruhenden, kreuzweise bewehrten Platten von 23 cm Stärke. Die größten Spannungen traten an den Stützen auf, in der Mitte waren die Spannungen geringer, als sie rechnermäßig erwartet werden. Mit Abb. Engg. News 22. Dez. 1910. S. 697.

Flachgewölbe und ebene Platten zwischen Eisenträgern. Von Prof. Dr.-Ing. Saliger. Bemerkungen zum Berichte des 2. österreichischen Gewölbeausschusses. Nachrechnung einiger Versuche. Die Tragfähigkeit hängt von der ausreichenden seitlichen Steifigkeit der Eisenträger bzw. der Widerlager ab. In den Endfeldern ist eine ausgiebige Verankerung notwendig. Formeln zur Berechnung. Zeitschr. östr. Ing. Arch.-V. 1910. Nr. 47.

IV. Amtliche Vorschriften über Eisenbetonbau.

Règlements américains. Ratschläge und Vorschriften für die Herstellung und Verwendung von Beton und Eisenbeton, die von einer Kommission amerikanischer Ingenieure gutgeheißen worden sind. Sie beziehen sich auf alle Einzelheiten. Le Ciment armé 1910. Nr. 11.

V. Ausführungen.

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

The cost of concrete on the Panama Canal Locks. Für verschiedene Zeitabschnitte werden die Gesamt- und die Einheitskosten der Betonbestandteile als auch der übrigen Baustoffe angegeben. Engg. Record 3. Dez. 1910. S. 630.

Supports de Canalisation aérienne électrique. Allgemeines über die Verwendung von Eisenbetonmasten für elektrische Leitungen und Beschreibung mit Photographien der Masten System Gallia, die den Wolleschen Saxoniamasten gleichen. Le Ciment armé 1910. Nr. 11.

Conveying and depositing by gravity chutes. Beispiele von patentierten Betonvertei-

lungsanlagen einer Firma in St. Louis. Der Beton wird durch sein eigenes Gewicht von einem Turm aus in Röhren zu seiner Verwendungsstelle gefördert. Mit Abb. Eng. News 8. Dezember 1910. S. 634.

Cement bearings for machine journals. Beispiele von Reibungsscheiben, Zapfen, Lager aus Beton. Mit Abb. Cement Age November 1910 S. 258.

Exterior treatment of concrete surfaces. Cement Age Oktober 1910, S. 224, November 1910, S. 276; Concr. and Constr. Engg. Dezember 1910, S. 901. — s. L. Dezember 1910. V, 1, S. 485.

The collapse of the reinforced-concrete Henke-Building, Cleveland, Ohio. Einsturz eines vierstöckigen Gebäudes in Eisenbeton bis auf das Erdgeschoß, wobei Menschenleben zu beklagen waren. Die Ursache ist noch nicht festgestellt, wahrscheinlich zu frühe Ausschalung. Mit Abb. Eng. News 8. Dezember 1910. S. 636.

2. Ausführungen im Hochbau.

Musikpavillon in Eisenbeton für das städtische Kurhaus in Wiesbaden. Beschreibung des in mancher Hinsicht interessanten Bauwerks, mit zahlreichen Abb. Die Verwendung von Beton soll sich auch in akustischer Beziehung als sehr vorteilhaft erwiesen haben. Beton u. Eisen 1910. Heft XVI.

Beton im Innenausbau von Gebäuden. Beim Bau des Verwaltungsgebäudes der Emscher-Genossenschaft in Essen-Ruhr hat der Beton auch für die Ansichtsflächen im Innern vielseitige Verwendung gefunden, zum Teil in der Weise, daß vorher auf dem Werkplatz hergestellte Platten auf die Schalung verlegt und eingestampft wurden. Wie die Abbildungen zeigen, ist der Eindruck außerordentlich ruhig und vornehm. Zement u. Beton 1910. Nr. 51. — Zentr. d. Bauv. 1910. Nr. 99.

Design of two large reinforced concrete buildings. Beschreibung von zwei Eisenbeton-Fabrikgebäuden von 120 m Länge und mit 5 Stockwerken für schwere Lasten, bis zu 1950 kg/qm. Die Decken sind durch Plattenbalken gebildet. Mit Abb. Eng. Rec. 10. Dezember 1910. S. 660.

A large concrete coal breaker and washery building. Im Anthrazitrevier von Pennsylvania wurde eine bedeutende Kohlenbrechanlage und Wäscherei in Eisenbeton errichtet. Das Gebäude ist 41 m lang, 33 m tief und 45 m hoch. Es wurde auf Eisenbetonsäulen mit breiten Füßen gegründet. Mit Abb. Eng. Rec. 3. Dez. 1910. S. 631.

Bau eines Druckereigebäudes für die „Erste Westböhmisches Druckindustrie, A.-G.“ in Pilsen. Von Adalbert Kapsa in Pilsen. Anwendung von Eisenbetonstützen und -decken

mit Oberlichtanordnungen. Beton u. Eisen 1910. Heft XVI.

Zwei monumentale Hallenbauten in Eisenbeton. Schweiz. Bauz. 1910 Nr. 21, 22, 23, s. L. Juni 1910. V, 2, S. 264.

The Savoy Hotel extension. Die Vergrößerung des Hotelgebäudes erfolgte durch Entfernen der Frontwand und Aufbau einer neuen in 2,5 m Abstand, ferner durch Aufsetzen eines Stockwerks. Bemerkenswert ist der schnelle Umbau durch Eisenfachwerk mit Beton. Mit Abb. Concr. and Const. Engg. Dezember 1910. S. 869.

Grand magasins Tietz, à Bruxelles. Großes Kaufhaus in Brüssel, ganz in Eisenbeton. auf etwa 5500 qm Fläche, mit einer Lichthalle von 500 qm Fläche. Zwischenstützen in 7 bis 8,8 m Entfernung, also sehr stark belastet. Gründung der Mittelstützen und der Umfassungsmauern auf Kompressolpfählen, in Gruppen von 2 bis 5 Stück. Die Umfassungsmauern ruhen auf Unterzügen und diese wieder auf ausragenden Balken, sodaß die Gründungspfähle in genügende Entfernung von den Nachbarmauern zu stehen kommen. Alle Decken außer der Kellerdecke bestehen aus einfachen Platten; sie sind für 600 kg/qm Nutzlast berechnet. Trotz der großen Spannweite ergaben sie unter einer Nutzlast von 1500 kg/qm eine Durchbiegung von noch nicht $\frac{1}{800}$ ihrer Stützweite. Erwähnenswert sind noch die Treppe und einige Kuppeln in Eisenbeton. Kurze Beschreibung mit Phot. Le Ciment armé 1910. Nr. 11.

A reinforced-concrete water tank with dome-shaped bottom. Der zylindrische Wasserbehälter der Universität Arizona hat ein Fassungsvermögen von 226 cbm, sein Durchmesser beträgt 7,6 m, seine Höhe 12,2 m. Der Behälterboden, 5,5 m über dem Erdboden, und das Dach sind Kugelkappen aus Eisenbeton von 10 cm, bzw. 8 cm Stärke. Die Eisenbetonwände sind 10 cm stark. Zur Aufnahme der Bogenkraft des Bodens und des Daches sind 45 cm hohe, stark mit Quadrastein bewehrte Ringe außen um die Wand gelegt. Zum Wasserdichtmachen wurden drei Schichten von Zement aufgebracht. Mit Abb. Eng. News 15. Dezember 1910. S. 650.

Elargissement du goulot de la gare St.-Lazaire. Murs de soutènement le long de propriétés privées. Stützmauern, zum Teil mit Bewehrung und in geringer Stärke. Mit Abb. Génie civil 1910. Nr. 1.

Consolidation partielle des terrains de la Butte, Montmartre, a Paris. Stützmauern und Böschungsbefestigungen, zum Teil in Eisenbeton. Mit Abb. Nouv. annales constr. 1910. Nr. 11.

Die bautechnischen Anlagen der Hamburger Freihafen-Lagerhaus-Gesellschaft. Verschiedene Arten von Speicherstützen werden

u. a. besprochen und zeichnerisch dargestellt. Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1910. Nr. 50, 51, 52.

Steel forms for monolithic concrete buildings. Beim Bau von 200 Arbeiterhäusern in Gary, Ind., wurden mit Vorteil Schalungen verwendet, die aus galvanisierten Stahlplatten mit Winkeln von 25 mm Schenkellänge umsäumt bestanden. Mit Abb. Eng. News 15. Dezember 1910. S. 666.

Feuersichere Dacheindeckung mit einzelnen Eisenbetonplatten. Beschreibung einer Dacheindeckung aus Eisenbeton, bestehend aus senkrecht zu den Pfetten verlaufenden und mit Rinne oder Falzen versehenen Tragkörpern, zwischen denen kurze Voutenplatten verlegt werden. Von Theodor Mührle, Obering. Mit Abb. Zement u. Beton 1910. Nr. 50.

Dunkle Punkte des Eisenbetonbaues. Von Fritz v. Emperger. Verfasser macht an der Hand mehrerer Beispiele auf verschiedene Schwächen aufmerksam, die sich namentlich bei neueren Deckenkonstruktionen gezeigt haben, nicht immer aber leicht erkennbar sind. Er warnt vor allzugroßer Materialersparnis auf Kosten der Güte der Konstruktion. Beton u. Eisen 1910. Heft XVI.

Examples of simple and efficient cement and steel fireproof construction. Beispiele von Häuserbauten mit feuersicheren Decken und Dächern aus Walzeisen mit Betonverkleidung; Errichtung eines erdbebensicheren Eisenfachwerkhauses in Peru durch Einbau des Eisenfachwerks in großen Stücken. Mit Abb. Cement Age November 1910. S. 261.

Balken mit Verzahnung im Untergurt nach System Pustetto. Von Dipl.-Ing. S. Zipkes, Zürich. Verfasser berichtet über die Ergebnisse einiger Vorversuche mit dieser neuen Balkenart. Die Balken bestehen aus einer vertikalen Rippe und einer unten oder oben liegenden horizontalen Platte, die beiderseits zahnförmige Ausschnitte besitzt. Als Vorteile werden genannt die nahezu vollständige Verbindung zwischen den einzelnen Tragelementen, eine günstige Kraftübertragung auf die benachbarten Tragelemente, eine gewisse Unabhängigkeit der Balkenlängen von der Raumgröße und der Eintritt der statischen Wirkung durch das Eigengewicht, wodurch ermöglicht wird, mit fertigen Balken gleicher Länge einen Raum von zwei- oder mehrfacher Länge zu überspannen. Weitere Versuche werden in Aussicht gestellt. Beton u. Eisen 1910. Heft XVI.

3. Ausführungen im Brückenbau.

The Meadow St. reinforced-concrete arch bridge, Pittsburg, Pa. Die Brücke ist 137 m lang und dient zur Überführung einer 9 m breiten Straße und zweier 3 m breiten ausgekragten Fuß-

wege. Die Hauptöffnung ist gebildet durch drei nebeneinander liegende Eisenbetonbogenträger von 63 m Weite und 14 m Pfeilhöhe, die am Kämpfer 183 cm, im Scheitel 152 cm hoch sind; die Breite des Trägers in der Mitte ist 152 cm, die der beiden andern 93 cm, verbunden sind sie durch 30 cm breite Querbalken von der Höhe der Hauptträger da, wo die Tragsäulen von 61×61 cm Querschnitt der Fahrbahn in Abständen von 4,5 m auf den Hauptträger sitzen. Deren Bewehrung besteht aus 8 paarweise in den Ecken angeordneten 38 mm starken Formeisen. Die Fahrbahn wird durch Plattenbalken getragen. An die Hauptöffnung schließen je 3 Öffnungen von 6,4 m an. Pfeiler und Widerlager sind zellenförmig in Eisenbeton ausgebildet. Ausführliche Beschreibung der Rüstung und des Bauvorganges. Mit vielen Abb. Eng. News 1. Dezember 1910, S. 583.

Entwurf einer gewölbten Brücke aus bewehrten Betonhohlblöcken über die Gula km 431,9 der Linie Christiania—Drontheim. Von Jens G. F. Lund. Diese eingleisige Eisenbetonbrücke von 50 m Lichtweite ist besonders wegen der Verwendung von Betonhohlblöcken sowohl für das Hauptgewölbe als auch für die Fahrbahntafel bemerkenswert. Die Blöcke werden fabrikmäßig hergestellt und trocken mit kleinen Stoßfugen versetzt. Diese werden, wenn alle Blöcke aufgebracht sind, mit Mörtel ausgestampft.

Zur Vermeidung unzulässig großer Zugbeanspruchung des Betons wird der Beton durch Anspannen der Eiseneinlagen in umgekehrten Spannungszustand versetzt. Mit Abb. Beton u. Eisen 1910. Heft XVI.

The St. Jean La Riviere-Viaduct. Mit Abb. Eng. Record 3. Dezember 1910. — s. L. Dezember 1910. V, 3. S. 489.

Viaduc sur la Sitter, à Kubel, près de St. Gall. Ausführliche Beschreibung mit sehr guten Zeichnungen und Abb., auch von Einzelheiten. Le Génie civil 1910. Nr. 4. s. L. November 1910. V, 3. S. 443.

The Asylum Ave. concrete viaduct, Knoxville, Tenn. Überführung einer 8,5 m breiten Straße mit zwei Fußwegen von je 1,8 m Breite durch eine Plattenbalkenbrücke, mit 2 schiefen Öffnungen von 14,6 m und 3 Öffnungen von 14 m und 4 von 7 m. Die Fahrbahn wird von 6 Trägern rd. 1,5 m hoch getragen, außerdem sind noch Randträger unter dem Geländer angeordnet. In der Mitte der Öffnung ist ein Querbalken zur Versteifung vorhanden. Die Pfeiler sind in 3 Eisenbetonsäulen aufgelöst, die an der Spitze durch einen durchgehenden Querträger verbunden sind, auf dem die Fahrbahnträger ruhen. Die Pfeilersäulen und deren Kopfverbindung wurden in einem Stück hergestellt, ebenso die Platten-

balken. Mit Abb. Eng. News 15. Dezember 1910. S. 643.

Kanalbrücken. Von Ing. F. Steinleitner, München. Beschreibung dreier Eisenbetonbrücken über den Werkkanal der Wasserkraftanlage Unterbruch unweit Freising. Die erste dient der Überführung einer Staatsstraße, ist 7,80 m breit und überspannt unter einem Winkel von 55° den Werkkanal mit 2 Öffnungen von je 11,30 m l. W. Die Tragkonstruktion besteht aus 5 kontinuierlichen Balken von 40 cm Breite und 1 bzw. 1,38 m Höhe und dazwischenliegender 20 cm starker Platte. Die Fußwege sind ausgekragt. Die zweite, eine Feldwegbrücke von 3,5 m Breite besitzt nur eine Öffnung von 19,80 m l. W. Die Tragkonstruktionen bilden 2 seitliche Hauptträger mit untenliegender Fahrbahn. Die Fahrbahndecke besteht aus 15/38 großen Querträgern in 1,24 m Abstand und zwischenliegender Platte von 10 cm Stärke. Statische Berechnung ist beigelegt. Die dritte, ebenfalls Feldwegbrücke, besitzt wieder 2 Öffnungen von je 12,10 m l. W. Die nutzbare Breite beträgt 4 m. Die Fahrbahnkonstruktion besteht aus 2 Hauptträgern in 2,7 m Abstand. Die dazwischenliegende Platte ist 24 cm stark. Weitere Einzelheiten über Armierung, Fundierung, Lehrgerüst, Kosten usw. Zahlreiche Abb. Beton u. Eisen 1910. Heft XVI.

The Tieton Canal. Der Kanal aus Eisenbeton von rd. 20 km Länge dient zu Bewässerungszwecken im Staate Washington. Er ist oben offen (abgesehen von Tunnelstrecken) und oben durch Eisenbetonquerriegel versteift. Die Wände sind 10 cm stark und mit Formeisen bewehrt und mußten wegen Mangel an Baustoffen und Wasser fern von der Baustelle in Längen von 0,6 m hergestellt werden. Die Verbindung erfolgte durch feinen Beton. Genaue Angabe der einzelnen Kosten. Mit Abb. Cement Age November 1910. S. 250. — Zement und Beton. Nr. 50.

The Institution of Civil Engineers and reinforced concrete. Auszug aus dem Teile des Berichtes, der von ausgeführten Brücken in verschiedenen Ländern handelt. Concr. and Constr. Engg. Dezember 1910. S. 880. — s. L. Dezember 1910. VI, S. 485.

Steinerne und eiserne Brücken. Von Prof. A. Rohn. Vergleich zwischen den Vor- und Nachteilen der steinernen und eisernen Brücken, unter Berücksichtigung der rein technischen, der architektonischen und der wirtschaftlichen Verhältnisse. Keine neuen Gesichtspunkte. Schweiz. Bztg. 1910 Nr. 22.

4. Ausführungen im Wasserbau.

Bemerkenswerte Neuerungen bei Druckluftgründungen. Sandfördergebläse;

Sicherheitsverschluß an den Materialkastentüren. Ausführl. Beschreibung mit guten Abb. Schweiz. Bztg. 1910. Nr. 23.

A monster dam across the Mississippi. Nach dem Scientific American wird in Iowa ein Dam von 1430 m Länge und 11 m Höhe in Eisenbeton gebaut zur Gewinnung von 200 000 elektrischen Pferdekraften. Cement Age November 1910. S. 266.

Reinforced concrete piers at the U. S. Naval Station, Olongapo, Philippine Islands. Kaianlage von 14 m Breite und 100 m Länge, an beiden Seiten von gegen 7,5 m tiefem Wasser umgeben. Auf je 3 Holzpfehlen, die rd. 20 cm über die Sohle ragen, sitzen Eisenbetonzylinder von 76 cm Durchmesser, in Abständen von 3,7 m in der Längs- und 5,5 m in der Quer- richtung. Ihre Köpfe sind durch einen Rost von I-Eisen verbunden, deren Umhüllung sowie die übrige Deckenkonstruktion in Eisenbeton ausgeführt. Die Zylinder wurden am Ufer liegend in Mörtel 1:2 gegossen. Die äußere Form bestand aus Holz, als innere benutzte man die Netzbewehrung. Der Mörtel wurde an beliebig vielen Stellen oben in die Form gegossen, innen glätteten Arbeiter die Oberfläche und füllten etwaige Löcher aus. Mit vielen Abb. Eng. News 15. Dezember 1910. S. 656.

The record of a year's work on the Panama Canal. Ausführlicher Auszug aus dem Bericht von Col. G. W. Goethals über die Arbeiten am Panamakanal am Jahreschluß, den 30. Juni 1910. Mit vielen Abb. Engg. Rec. 26. November 1910. S. 609.

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

Oil-mixed concrete as a waterproofing material. Bei Gelegenheit von Versuchen, die von dem U. S. Office of Public Roads angestellt wurden, eine dem Asphalt ebenbürtige Straßendecke aus Beton zu erzielen, fand man, daß durch Beimischung von Schweröl in Mengen von 10 Hundertsteln des Zementgewichtes ein vollkommen wasserdichter Beton entstand. Eng. News 15. Dezember 1910. S. 647.

Concrete and timber snowheads on the Great Northern Ry. Wohl die erste Verwendung des Eisenbetons zu Schneeschutzdächern. Das Dach ist 25 cm stark, wird getragen von Balken von 61 × 99 cm Querschnitt. Diese liegen in Abständen von 3 m und stützen sich auf Pfosten von 51 × 61 cm Querschnitt. Die Rückwand ist als L-förmige Stützmauer bei weichem Boden, oder als einfache Wand mit Verankerungen im Fels

ausgebildet. Alle 25 m liegt eine Temperaturfuge. Besonders wegen seiner Feuersicherheit ist die Verwendung von Eisenbeton an Stelle von Holz bei solchen Bauten am Platze. Mit guten Abb. Eng. News 15. Dezember 1910. S. 652.

Note sur divers types de stations souterraines etc. Die Nord-Süd-Bahn in Paris mußte in verschiedenen engen Straßen unterirdische Haltestellen anlegen. Die Gewölbe sind als Rippenplatten ausgebildet, deren Rippen im Scheitel unter, an den Kämpfern über der Platte liegen. In eigenartiger Weise sind die Widerlager zur Erzielung möglicher Kürze als senkrechte Wände ausgebildet, die sich gegen das Erdreich stützen und auf dieses den Gewölbeschub übertragen. Die Wände sind wiederum Rippenplatten; sie ragen über die Kämpfer bis zu 4,0 m empor; ihre Gesamthöhe beträgt 4,38 m bis 7,15 m. Lichtweite der Gewölbe 13,50 m. Die Rippen sind stellenweise durch Umschnürung verstärkt. Ausführliche Beschreibung der baulichen Anordnung und des Bauvorganges, Angabe von Kosten, gute Abb. Ann. ponts chaus. 1910. IV.

Note sur l'exécution de la Station du chemin de fer Métropolitain de Paris „Rue de Crimée“. Gewölbe aus Mauerwerk, Widerlager aus Eisenbeton. Beschreibung und Berechnung. Mit Abb. — Vgl. vorstehenden Artikel. Ebenda.

Reinforced concrete rising main on the Bonna system for the City of Norwich. Die 4,1 km lange Abwasserleitung ist durch Eisenbetonrohre von 3,2 m Länge, 91 cm lichter Weite und 7,6 cm Stärke gebaut (billiger als Stahl oder Gußeisen). Die Rohre bestehen aus einem dünnen Stahlzylinder, auf dessen beiden Seiten spiralige Bewehrung aus kreuzförmigen Eisen angebracht ist. Innen und außen werden Stahlformen befestigt; die Rohre stehend in Beton 1:3 gegossen. Besonders ausgebildete Stoßverbindung. Mit Abb. Concr. and Const. Engg. Dezember 1910. S. 891.

Concrete siphon under a high head. Der Dücker kreuzt das Albeldatal in Spanien in einer Länge von 750 m, er steht unter einen Druck von 30 m Wassersäule, hat einen lichten Durchmesser von 4 m und 20 cm dicke Wände. Die Bewehrung besteht aus T-Eisen, 5 × 5 × 0,6 cm an der Stelle größten Drucks, außerdem in der Längsrichtung aus Rundeisen. Engg. Record 3. Dezember 1910. S. 636.

Kläranlage im Schlachthofe zu Stuttgart. Beschreibung und Berechnung des aus Beton und Eisenbeton hergestellten Klärbeckens. Mit Abb. Zement und Beton 1910. Nr. 49.

MITTEILUNGEN ÜBER PATENTE.

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

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

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

Patent-Anmeldungen.

- 80a. E. 15 351. Beschickungsvorrichtung mit unter einem Schüttrumpf angebrachtem Abstreicher oder Abstreichern für Walzwerke, Kollergänge und ähnliche Maschinen zur Verarbeitung von rohem grubenfeuchten Lehm und Ton; Zus. z. Pat. 179 774 Ottomar Erfurth, Teuchern, Prov. Sachsen. 7. 12. 09.
- 80a. L. 29 224. Formkasten zur Herstellung von Kunststeinblöcken, dessen Seiten- und Stirnwände mittels eines zusammenhängenden Rahmens in stets paralleler Lage von dem Formling abgezogen werden. Otto Lagsdings Moskau.
- 80a. K. 42 732. Formwalzenpresse zur Herstellung von Briquets. Wilh. Köppern, Winz b. Hattingen a. Ruhr. 13. 11. 09.
- 80a. S. 30 845. Maschine zum Kantenbeschneiden von Dachziegeln, Dachplatten u. dgl. Carlo Sandri, Monza b. Mailand, Italien.
- 80d. L. 29 542. Maschine zum Spalten von Glimmer; Zus. z. Pat. 225 569. Fritz Lielienthal, Cöln, Mainzerstr. 25, u. Gustav Lauer, Wesseling. 28. 1. 10.
- 80b. Sch. 35 120. Abdichtung von Tonrohrenden. August Schröder, Cassel. 14. 3. 10.
- 80a. F. 28 638. Mischmaschine für Kies, Sand, Zement u. dergl. mit stehender, kreisender Trommel. Gustav Freitag, Minden i. W., Brühlstr. 18. 23. 10. 09.
- 80a. G. 31 271. Vorrichtung zur Herstellung von allseitig geschlossenen Hohlsteinen mittels im Pressenmundstück vor- und zurückbewegter Kerne. Bruno Galke, Rixdorf, Ilsestr. 32, und Otto Wagner, Berlin, Turmstr. 49. 16. 3. 10.
- 80a. A. 18 678. Verfahren und Presse zur Herstellung von Preßsteinen. Allgemeine Briketierungs-Ges. m. b. H., Berlin. 13. 4. 10.
- 80a. D. 23 527. Sporenschneid- und Formvorrichtung. Josef Dubec, Siebenlehn i. Sa. 17. 6. 10.
- 80b. K. 44 282. Verfahren zur Herstellung glasierter oder engobierter Ziegel. Arthur Kobisch, Zehren a. E. 13. 4. 10.
- 80b. Sch. 35 763. Verfahren zur Verhütung des Reißens von Tonwaren. Louis Schmelzer, Magdeburg, Bahnhofstr. 16, u. Ernst Schoepke, Wien.
- 80a. H. 49 078. Verfahren zur Herstellung von mit einem Drahtgeflecht umgebenen Betonkörpern. Julius Hamel, Breslau, Kronprinzenstr. 38. 18. 12. 09.

Patent-Erteilungen.

- 80a. 230 350. Beschickungsvorrichtung für Kollergänge, Ziegelpressen u. dgl. Ernst Friedrich Wilhelm Kunath, Obergorbitz b. Dresden. 13. 5. 09. K. 40 996.
- 80a. 230 351. Selbsttätiger Ziegelabschneider mit periodisch auslösbarem Schaltwerk zur Kupplung der Antriebsorgane für den Ziegelschneider und den Wagen. Johannes Roth, Ludwigshafen a. Rh. 21. 2. 09. R. 27 940.
- 80b. 229 329. Verfahren zur Herstellung von Filtern. Portland-Cementfabrik „Hansa“ G. m. b. H., Haiger, Dillkreis. 3. 4. 10. P. 24 775.
- 80a. 230 011. Kalklöschvorrichtung. Sudenburger Maschinenfabrik und Eisengießerei Akt. Ges. zu Magdeburg. Magdeburg. 29. 10. 09. H. 48 551.

- 80a. 230 217. Kernmodell zur Herstellung von Zementbeton-Röhren. Anton Schwarzhaus, Schruns, Voralberg, Österr.
- 80b. 243 033. Verfahren zum Einbinden von Cromerzen mit einer organische Stoffe enthaltenden Bindemasse. Robert Tripmacher, Schweidnitz i. Schl. 13. 1. 09. T. 15 114.
- 80b. 230 034. Holzmosaikfließen mit Unterlagschicht aus Kunststeinmasse. Max Kuttner, Jakobikirchstr. 9, und Max Lubecius, Beymestr. 13, Berlin. 7. 12. 09. K. 42 973.
- 80b. 230 218. Verfahren zur Herstellung feuer- und säurebeständiger Formkörper. Gebr. Siemens & Co., Lichtenberg b. Berlin. 6. 3. 09. S. 28 508.
- 80a. 229 739. Beschickungsvorrichtung für leicht anbackende Massen, insbesondere Ton u. dgl. Karl Häudle & Söhne, Maschinenfabrik und Kesselschmiede, Dürrmenz-Mühlacker. 5. 11. 07. H. 42 075.
- 80a. 229 765. Vorrichtung zum Mischen und Mahlen körniger und griesiger Stoffe unter gleichzeitiger Ausscheidung grober Fremdkörper in einem an einem Ende siebartig durchlöcherten Trommelmischer. Georg Beil, Berlin-Wilmersdorf, Bingerstr. 43. 12. 6. 09. B. 54 529.
- 80b. 229 766. Verfahren zur Herstellung einer gießbaren Kunststeinmasse aus Magnesiumhydroxyd. Ernst Richard Tappert, Klotzsche b. Dresden. 30. 4. 08. T. 13 000.
- 80a. 229 767. Verfahren zur Aufbringung einer Schicht aus feuerfester Masse auf Körper, wie z. B. eiserne Säulen oder Träger. Georg Cohn, Hannover, Kurze-straße 4. 30. 10. 07. D. 19 168.

Gebrauchsmuster-Eintragungen.

- 80a. 445 769. Durch Druck betätigte Entwässerungsvorrichtung für Plattenpressen. Margarete Ahrens, Halle a. S., Cecilienstr. 100. 29. 10. 10. A. 15 647.
- 80a. 445 770. Entwässerungsvorrichtung mit Luftdruck für Plattenpressen. Margarete Ahrens, Halle a. S., Cecilienstr. 100. 29. 10. 10. L. 15 649.
- 80a. 445 929. Handschlaglicht zur Herstellung verschiedenartiger Kunststeine, mit horizontal geteiltem Formkasten. Leipziger Cementindustrie Dr. Gaspary & Co., Markranstädt b. Leipzig. 11. 11. 10. L. 25 457.
- 80c. 446 234. Beschickungsvorrichtung für Ringöfen und ähnliche Anlagen. Berthold Schulz, Annahof b. Kottbus. 27. 10. 10. Sch. 37 940.
- 80a. 442 280. Vorrichtung zum Glasieren von Fliesen und dgl. Sächsische Turbinenbau- und Maschinenfabrik Akt.-Ges. vorm. A. Kuhnert & Co., Meißen. 5. 10. 10. S. 23 094.
- 80a. 442 281. Vorrichtung zum Fördern von Fliesen an Glasiermaschinen. Sächsische Turbinenbau- und Maschinenfabrik Akt.-Ges. vorm. A. Kuhnert & Co., Meißen. 5. 10. 10. S. 23 095.
- 80a. 442 286. Verteilungs- und Vorbrech-Apparat. Hofmann & Zinkeisen, Zwickau i. S. 11. 10. 10. H. 48 201.
- 80a. 442 294. Gerippter Formkern für Kacheln usw. Anna van Duehren, geb. Grimm, Berlin, Königgräzter Straße 82. 15. 10. 10. D. 18 967.
- 80a. 442 296. Verstellbarer Ziegelwagen. Christian Hempel, Röhrenitz b. Großtöbnitz. 15. 10. 10. H. 48 239.
- 80a. 442 297. Steinzange für Ziegelpressen. Gustav Pöhl, Glauchau i. S. 15. 10. 10. P. 18 218.
- 37a. 440 934. Schallose Eisenbetonhohldecke. Hinrich Schleppegrell, Grohn-Bremen. 11. 10. 10. Sch. 37 766.
- 37a. 440 935. Schallose Eisenbetondecke. Hinrich Schleppegrell, Grohn-Bremen. 11. 10. 10. Sch. 37 767.
- 37b. 442 708. Hohlstein aus Bimsbeton. Fr. Michaelis, Düsseldorf, Schützenstr. 65. 21. 10. 10. M. 36 017.

- 37 b. 443 023. Dreiwandiger Stein für Eisenbetondecken. Robert Eichberg, Breslau, Tauenzienstraße 48. 3. 9. 09. E. 13 127.
- 80a. 445 142. Baustein-Formkasten mit vom Handhebel bewegten zwangsläufig vierseitig schließenden Wandungen. Ludwig Pollaert, Roermond, Holl.
- 80a. 445 149. Vorrichtung zum Verschließen der Stirnöffnungen an Lochziegeln. Fr. Schmidt, Blankenburg a. H. 4. 11. 10. Sch. 38 016.
- 80a. 445 438. Preßform für Industriebriketts. Hans Treuherz, Mumsdorf b. Meuselwitz. 9. 11. 10. T. 12 478
- 80a. 445 485. Automatisch wirkende Klappenausrückvorrichtung für Tonabschneideapparate. Albert Knelle, Laaten vor Hannover. 10. 11. 10. K. 45 892.
- 80a. 445 557. Preßzylinder für Ziegelpressen. Franz Döhler, Zeulenroda. 11. 11. 10. D. 19 111.
- 80a. 443 192. Aus zwei Längsteilen bestehende Form zur Herstellung von Betonpfosten. Carl Grähn, Pankow b. Berlin, Brehmestr. 2. 22. 12. 08. G. 20 861.
- 80a. 443 523. Zur Herstellung von bogenförmig gestalteten Deckensteinen dienende Form mit zwei gebogenen, mittels Abschließstücke miteinander verbundenen Platten und mit Begrenzungsstück. Eduard Levi, Zürich, Schweiz.
- 80a. 444 435. Beschickungsvorrichtung für gleichzeitige Zuführung mehrerer Materialsorten mit, den Boden der Einwurfbehälter bildenden, die Materialien an eine gemeinsame Sammelstelle führenden Transportbändern. Firma A. Witte-Löhmer, Haspe i. W. 19. 4. 09. W. 27 381.
- 80a. 444 436. Beschickungsvorrichtung für gleichzeitige Zuführung mehrerer Materialsorten mit, den Boden der Einwurfbehälter bildenden, die Materialien an eine gemeinsame Sammelstelle führenden Transportbändern. Firma A. Witte-Löhmer, Haspe i. W. 19. 4. 09. W. 32 286.
- 80d. 444 029. Vorrichtung zum Bearbeiten der Flächen bei Gesteinen durch eine schnell rotierende Meißelanordnung Traugott Hirsch, Riegersdorf, Kr. Strehlen i. Schl. 21. 5. 10. H. 46 330.

Neue in Frankreich angemeldete Patente.

- Nr. 417 960. Unit Construction Company, Neuerung an Konstruktionen aus armiertem Beton.
- Nr. 418 661. G. Allen, Neuerung an Konstruktionen aus armiertem Zement.
- Nr. 418 700. Unit Construction Company, Neuerung an Konstruktionen aus armiertem Beton.
- Nr. 418 877. Baudart & Macdonald, Armaturen für Balken und dgl. aus armiertem Beton.
- Nr. 418 963. Mc. Donald, Armaturen für Konstruktionen aus armiertem Beton.
- Nr. 419 025. Daffa, Konstruktion aus armiertem Beton.
- Nr. 419 103. Möhl, Kamine, Türme, Säulen, usw. aus armiertem Beton, sowie deren Verkleidung.
- Nr. 12 987/406 009. Pauchot, Metallbalken für armierten Beton.
- Nr. 419 234. Mariani, Boden aus armiertem Zement sowie Konstruktions- und Montierungsart desselben.
- Nr. 419 437. Buisset & Augustin, Stütze aus armiertem Zement für Pfehle aus Eisen und Holz für Luftlinien.
- Nr. 419 311. Morin, Neuerung in der Konstruktion von Böden und dgl. aus armiertem Beton.
- Nr. 419 620. Guillou & Simonneau, Brett aus armierten Cement.
- Nr. 419 673. P. Lecler, Verfahren und Apparat zur Herstellung von Armaturen und Armaturenteilen für armierten Cement usw.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Auszeichnung.

Dem Reg.-Bmstr. Dr.-Ing. Fr. Kögler — einem Mitarbeiter unserer Zeitschrift — ist seitens der Technischen Hochschule zu Dresden für das Jahr 1911 das „Siemens-Stipendium“ in Höhe von 3000 M. zu einer Studienreise nach Belgien, Frankreich und Spanien zum Studium der neuen Bauten und Ausführungsweisen in Eisenbeton verliehen worden.

Gefährlicher Fußbodenbelag.

In der letzten Sitzung des Düsseldorfer Architekten- und Ingenieurvereins wurde eine Tatsache bekannt gegeben, welche die weiteste Kenntnisnahme, namentlich im Rheinland, verdient:

Es sind sehr unangenehme Erfahrungen mit Fußbodenbelag und Gasröhren in Neubauten gemacht worden, die erst seit wenigen Jahren vollendet waren. Die Betondecken waren mit einer 6 cm starken Bimsbetonschicht überdeckt, in welche eiserne Röhre für die Gasleitung verlegt waren. Über dem Bims Kies war eine Schicht Korkestrich als Unterlage für Linoleum oder fugelose Fußböden angebracht. Dieser Estrich besteht aus einer Mischung von Chlormagnesium, Magnesit und Abfallstoffen von Kork. In dem Hause machte sich starker Gasgeruch bemerkbar; die Böden wurden aufgehoben, und es zeigte sich, daß die meisten Gasrohre zerfressen, stellenweise sogar verschwunden waren. Das Gutachten eines chemischen Sachverständigen sagt, daß zuviel Chlormagnesium verwendet worden sei; dies sei in die poröse Bimssteinschicht eingezogen, in welcher sich chemisch freie Kieselsäure befunden habe. Aus dem Chlormagnesium und dieser Kieselsäure habe sich Magnesiumsilikat gebildet, und Salzsäure sei dadurch frei geworden. Wenn der Bimsboden von oben her durch eine Zementschicht geschützt gewesen wäre, hätte das Chlormagnesium nicht eindringen können. . . .

Die Schuld wird also in erster Linie darin gefunden, daß zuviel Chlormagnesium verwendet wurde, und daneben darin, daß der Bimsbeton nach oben zu keinen geeigneten undurchlässigen Abschluß gefunden hat.

Behälter für flüssige Nahrungsmittel und Konserven aus armiertem Beton.

Geruchlose und in jeder Beziehung hygienisch einwandfreie Behälter für Buttermilch, Öl, eingemachte Gurken, Sauerkraut usw. lassen sich vorteilhaft aus armiertem Beton herstellen, wenn die Innenflächen des von einem Fachmanne konstruierten Behälters, wie folgt, behandelt werden:

Nachdem die Form abgenommen, müssen die Innenflächen vollkommen glatt geschliffen werden, was am besten mit einem Karborundumstein geschieht. Alsdann hält man für die Zeit von 14 Tagen die ganzen Innenflächen gut feucht, worauf sie gründlich abgewaschen werden und trocknen müssen. Ist dies geschehen, so löst man 1 Teil Wasserglas (40° Baumé) in 4 bis 6 Teilen Wasser, so daß es im ganzen 5—7 Teile werden, je nach der Porosität der zu behandelnden Betonfläche. Je dichter die Betonfläche, desto schwächer kann die Lösung sein.

Man trägt die Wasserglaslösung mittels einer Bürste auf und wäscht nach 4 Stunden (innerhalb 24 Stunden) die ganze Fläche mit klarem Wasser ab, wonach man sie trocknen läßt. Nach dem Trocknen bestreicht man sie neuem mit der Wasserglaslösung, wäscht nach vierstündigem Einwirken den Überschuß wieder mit reinem Wasser ab und läßt trocknen wie vorhin. Dies Verfahren wiederholt man drei- oder viermal, wonach der Überschuß alle Poren geschlossen haben wird.

Das in die Poren eingedrungene Wasserglas hat sich mit den im Beton enthaltenen Alkalien verbunden und damit ein hartes, unlösliches Material gebildet, welches eine 3—13 mm starke, undurchlässige Schicht, je nach der Dichtigkeit des Betons, ergibt. Das auf der Oberfläche zurückgebliebene, überschüssige Wasserglas, welches nicht mit den Alkalien in Berührung gekommen ist, ist löslich und läßt sich infolgedessen leicht mit Wasser abwaschen. Der Zweck des Abwaschens der behandelten Flächen zwischen jeder Schicht und des nachfolgenden Trocknens ist der, ein gründliches Eindringen der Wasserglaslösung zu bewirken.

Auf solche Weise behandelte Betonbehälter sind absolut geruchlos, beeinflussen in keiner Weise den Geschmack des darin lagernden Materials und können als durchaus hygienisch bezeichnet werden.

F. Bock.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Der 1. Jahrgang der Zeitschrift „Der Eisenbau“.

Einer Aufforderung der Schriftleitung Folge leistend, habe ich den 1. Jahrgang der internationalen Monatsschrift für Theorie und Praxis der Eisenbaues, „Der Eisenbau“, im Zusammenhange durchstudiert, um über den Eindruck zu berichten, den das bis jetzt vorliegende Material darbietet.

Das technische Zeitschriftenwesen in deutsch sprechenden Ländern hat sich eigenartig entwickelt. Eine große Reihe von Blättern dient nicht einem Spezialfache, sondern umfaßt mehrere technische Berufszweige. So wendet sich eine Reihe der bedeutendsten Blätter ganz allgemein an Architekten und Bauingenieure, während andere den Interessen der Maschineningenieure und Bauingenieure zusammen gerecht werden wollen. Eine Ausnahme bilden die den Bedürfnissen der neuesten Bauweise, der Eisenbetonkonstruktion, entsprechenden Zeitschriften, die im Dienste einer reinen Spezialwissenschaft ins Leben gefahren sind.

Wer auf dem Gebiete des Eisenbaues seinen Fachkollegen neue und wichtige Erkenntnisse der Theorie oder interessante Ausführungen aus der Praxis übermitteln wollte, mußte sich an eine der erstgenannten Zeitschriften wenden. Es lag in der Natur der Sache, daß diese Abhandlungen sich in der Fülle des Stoffes leicht verloren. Ich nehme an, daß hauptsächlich aus diesem Grunde der Entschluß gefaßt wurde, ein Organ zu schaffen, in dem das Wissenswerte über den Eisenbau in geschlossener Form geboten werden konnte, und glaube, daß damit eine Lücke in unserem Zeitschriftenwesen geschlossen ist.

Der Inhalt läßt sich in folgende Gruppen teilen: „Ausführungen in Brücken- und Hochbau“, „Montage“, „Theoretische Abhandlungen“, „Material und Versuche“, „Wirtschaftliche Abhandlungen“.

Die Absicht, ein internationales Organ für den Eisenbau zu schaffen, kommt dadurch zum Ausdruck, daß der Schriftleitungsausschuß aus je zwei österreichischen Ingenieuren, den Herren Bleich und Brick, und je zwei deutschen, den Herren Foerster und Mehrtens, besteht. Sie geht ferner aus dem Verzeichnis der Mitarbeiter hervor. Von den europäischen Staaten sind die Schweiz, Rußland, Italien, Norwegen, Dänemark, außer Deutschland, Österreich-Ungarn und von außereuropäischen Staaten die Vereinigten Staaten von Nordamerika vertreten. Ich glaube, daß der Gedanke, in einer solchen Zeitschrift die Internationalität auch durch Verwendung verschiedener Sprachen zum Ausdruck zu bringen, seine Schwierigkeiten haben dürfte. Ich möchte vorschlagen, daß der Text in deutscher Sprache durchgeführt wird.

Ich bin der Ansicht, daß die Internationalität genügend gewahrt bleibt, wenn die Beiträge ausländischer Mitarbeiter übersetzt erscheinen. Es dürfte z. B. ausge-

schlossen sein, daß norwegische oder gar russische Artikel von der Mehrzahl der Leser verstanden würden. Der Verlag von Wilhelm Engelmann in Leipzig, der die Zeitschrift herausgibt, bot von vornherein jede Gewähr für eine tadellose Ausstattung. Man kann nach dem Eindrucke des 1. Jahrganges der Schriftleitung, die in den Händen des Ingenieurs F. Bleich in Wien liegt, nur wünschen, daß es ihr gelingen möge, die Zeitschrift in derselben Weise weiterzuführen, sie wird sich dadurch ein dauerndes Verdienst um die Förderung der Technik erwerben.

Hannover, Dezember 1910.

Robert Otzen.

Rechnerische Bestimmung und Auswertung der Elastizitätseellipse in ihrer Anwendung auf die Bogenträger. Von Dr. Fritz Postuvanschtz. Leipzig 1910. Preis geh. M 5,—.

Die Methode der Bestimmung der elastischen Formänderungen und hiernach der äußeren Kräfte der statisch unbestimmten Tragwerke mittels Elastizitätseellipse stammt von Culmann her. Dieselbe erfordert eine gründliche Kenntnis der synthetischen Geometrie und vielleicht deshalb wurde dieselbe außerhalb der Züricher Schule wenig beachtet. Professor W. Ritter hat in seinem Werke „Anwendungen der graphischen Statik“ (1888 und 1890) diese Methode der technischen Welt in Erinnerung bringen wollen namentlich bezüglich der Bogenträger — doch auch mit wenig Erfolg. Dr. Postuvanschtz veröffentlicht nun seine Dissertation zur Erlangung der Würde eines Doktors, welche diese Methode in etwas anderer Form der technischen Gelehrtenwelt anempfiehlt.

Ritter löste die Aufgabe graphisch. Obgleich nun die graphischen Methoden den großen Vorzug der Übersichtlichkeit und Einfachheit haben, so haben sie auch ihre Nachteile, deren wichtigster in diesem Falle die nicht genügende Genauigkeit ist. Der Verfasser hat nun dieselbe Aufgabe auf demselben Wege nur rechnerisch zu lösen versucht. Da jedoch dieser Vorgang zu zeitraubend war, so vereinigt der Verfasser beide Methoden, die graphische und die rechnerische miteinander. Es werden z. B. die Elastizitätsellipsen, die Kämpferdrücke berechnet, die notwendigen Antipole und die Drucklinie konstruiert.

Bei der Vernachlässigung der Schub- und Normalkräfte gehen die Elastizitätsellipsen in gerade Linien über. Bei flachen Bögen, wo die Vernachlässigung der Normalkräfte bei der Bestimmung der Formänderung unzulässig ist, erfordert die Berücksichtigung des Einflusses der Schubkraft bei dieser Methode gar keine Mehrarbeit, und man bekommt so die genaueren Werte.

Eine neue Methode der Forschung hat den Vorteil, daß man mit ihrer Anwendung die schon bekannten Resultate kontrollieren, aber auch zu neuen gelangen kann. In diesem Sinne ist auch dieser Methode eine besondere Wichtigkeit nicht abzusprechen, sie wird sich auch in besonders schwierigen Fällen der Praxis und beim wissenschaftlichen Forschen zur Anwendung empfehlen. In gewöhnlichen Fällen der Praxis wird sie aber außerhalb der Schweiz kaum eine Anwendung finden, da sie doch gegenüber den üblichen Methoden nicht nur eine Mehrarbeit erfordert, sondern auch das Studieren der von den anderen grundverschiedenen Methode neue Vorstellungen und Begriffe erfordert.

Das hinzugefügte, vollständig bearbeitete Beispiel eines Dückers trägt zur Einführung in dieses neue Gedankenfeld bei.

Dr. M. Thullie.

Die Eisenbetonpraxis. Ein Leitfaden für Techniker und Architekten. Von Ingenieur H. Nicolas. A. Hartlebens Verlag in Wien und Leipzig 1910. Preis geb. M 8,—.

Wieder ein neues Buch über Eisenbeton! Die in letzter Zeit wie Pilze aus der Erde schießenden Literatur-

erzeugnisse auf dem Gebiete des Eisenbetons haben einen neuen Zuwachs erhalten.

Das unter obenstehendem Titel erschienene Buch enthält nichts, was nicht schon in Fachkreisen bekannt wäre. Einiges fehlt auch, was schon bekannt ist. Daß es über einige noch nicht genügend gewürdigte Fragen im Eisenbetonbau Aufschluß gibt, kann nicht behauptet werden.

Es ist im besten Fall ein für Laien geschriebenes Buch, das Nichttechnikern über die ganze Materie Aufschluß gibt. Der Inhalt des Buches setzt sich zusammen aus verschiedenen allgemeinen Erörterungen und Erklärungen, ferner aus Berechnungsmethoden, wie sie in den preußischen ministeriellen Vorschriften enthalten sind. Ein Kapitel behandelt ausführlich die Materialprüfung und die Maschinen, die zur Prüfung notwendig sind. Der Schluß enthält eine Anzahl von Ausführungen aus der Praxis mit guten Abbildungen.

Es ist zu begrüßen, wenn populäre Werke erscheinen, welche über einzelne Zweige der technischen Wissenschaften auch den nicht direkt Beteiligten Kenntnisse allgemeiner Art beibringen wollen. Wir müssen uns aber vom Standpunkt der wissenschaftlichen Entwicklung des Ingenieurberufes dagegen wehren, daß derartige Werke als Leitfäden für einen mit der Materie schon vertrauten Techniker dienen sollen.

Als populäres Werk für Laien ist dieses Buch wie schon eine Anzahl vorher erschienener auf dem gleichen Gebiete zu empfehlen.
E. P.

Vollständige theoretische und praktische Berechnung der Eisenbetonkonstruktionen mit genauer Gewölbe- und Rahmenberechnung und ausführlichen Beispielen. Von Dr.-Ing. H. Pilgrim in Stuttgart. 100 S., 140 Abb. Verlag von C. W. Kreidel, Wiesbaden 1910. Preis geb. M. 8,—.

Das Buch ist entstanden aus einem erweiterten Sonderabdruck einer Arbeit des Verfassers, die in der Hannoverischen Zeitschrift für Ingenieurwesen 1909 veröffentlicht worden war. Ob die Behauptung, die der Verfasser in einem Vorwort aufstellt, daß der Sonderabdruck nunmehr zu einem „vollständigen Handbuch für Eisenbeton“ geworden wäre, berechtigt ist, erscheint doch wohl fraglich. Zunächst verteidigt der Verfasser seine a. a. O. veröffentlichte Berechnungsart bezüglich der Mitwirkung von Zugspannungen im Beton; dann folgt die Entwicklung von Formeln zur Querschnittsbemessung von Eisenbetonkonstruktionen (ohne die Mitwirkung von Zug, im Beton), und zwar für die verschiedensten Fälle: einfache Biegung, Biegung mit Achsialkraft, für gewöhnliche Balken und Plattenbalken wie für beliebige andere Querschnitte und beliebige Eiseneinlagen. Der größte Teil des Buches wird eingenommen von einer Reihe von Beispielen, in der Hauptsache Gewölbe- und Rahmenkonstruktionen, die nach verschiedenen Theorien durchgerechnet sind (Theorie von Weyrauch, Mörsch, Müller Breslau, Stützlinientheorie u. a. m.). Hier wäre vielleicht eine kritische Gegenüberstellung der von den Verfassern der einzelnen Theorien gemachten Annahme am Platze gewesen. Da zu den berechneten Beispielen auch eine Kassettendecke mit kreuzweiser Armierung und ein halbkugelförmiger Wasserbehälter gehörten so ist ja die Liste der durchgerechneten oder wenigstens angedeuteten Beispiele nicht unbedeutend, jedoch gehört zu einem „vollständigen“ Buch für Theorie und Praxis des Eisenbetons doch etwas mehr als die Entwicklung von Dimensionierungsformeln und die Berechnung von einer Anzahl Beispiele.
Dipl.-Ing. E. Conrad.

Deutscher Baukalender 1911. 3 Teile, Preis M 3,50.
Teil 1 geb. in Leder, Teil 2 und 3 brosch. Verlag
Deutsche Bauzeitung G. m. b. H.

Wie in allen vorhergehenden Jahren, ist auch in diesem Jahre der Deutsche Baukalender ergänzt und erweitert worden in einer Vollständigkeit, wie man sie bei diesem Taschenbuch gewohnt ist. Besondere Aufmerksamkeit verdient die Erweiterung und die Ergänzungen des zweiten Teiles, besonders Kapitel I über Hochbaukonstruktionen und Kapitel II über Zement, Beton und Eisenbeton. Es sind jetzt in ihm die neuen Normen für Portlandzement, angenommen vom preußischen Minister für öffentlichen Arbeiten 1910, nebst den neuen Normen für Eisenportlandzement aufgenommen. Neu aufgenommen sind in diesem Abschnitt auch die preußischen Bestimmungen für die Berechnung und Ausführung von Steineisendecken von 1909, die eine wichtige Ergänzung der Vorschriften für die Berechnung von Eisenbetonbauten bilden. Im IV. Kapitel, Statik, sind die bezüglichen Zahlenangaben für die Belastung und die zulässige Beanspruchung bei Hochbauten entsprechend den neuen preußischen Bestimmungen vom Frühjahr 1910 abgeändert. Die Tabellen über Eigengewichte usw. sind dabei nicht unwesentlich erweitert. Schließlich sind im Kapitel V Tabellen über Normalprofile, die Gewichtsangaben und auch die Widerstandsmomente genau durchgesehen und mit den Angaben der neuesten Auflage des „Deutschen Normalprofilbuchs“ in Einklang gebracht. — Der 3. Teil das Skizzenbuch, enthält die übliche Zahl von 63 neuen schönen Aufnahmen, diesmal durchweg nach älteren Bauten und meist aus Deutschland aus den malerischen Städten am oberen Main, aus Minden i. W., aus Lübeck und aus schlesischen Städten, unter letzteren namentlich schöne Beispiele alter Schloßportale und Grabsteine in reicher Steinmetzarbeit. Einige Beispiele von Tiroler Schloßern aus der Umgegend von Bozen, sowie einige mittelalterliche Brücken und Befestigungswerke aus Südf Frankreich vervollständigen das Skizzenbuch.

Der 44. Jahrgang dieses Taschenbuches reiht sich würdig an die vorhergehenden an, und wir wünschen dem Taschenbuch den gleichen Erfolg wie bisher.

Beton-Taschenbuch, Jahrgang 1911. Herausgegeben
von der Wochenschrift „Zement und Beton“, 2 Teile.
1. Teil gebunden, 2. Teil geheftet. Preis M 2,—.

Der hübsch gebundene erste Teil mit dem Kalendarium empfiehlt sich zum ständigen Gebrauch als handliches, bequemes Taschenbuch.

Der zweite Teil enthält vorwiegend Technisches. Der Inhalt hat wiederum gegenüber der vorjährigen Ausgabe eine bedeutende Erweiterung erfahren; es ist alles aufgenommen und ergänzt worden, was der Fachmann in seiner Praxis braucht.

Anschließend hieran folgen als erster Abschnitt die „Allgemeinen Bestimmungen für die Vorbereitung, Ausführung und Prüfung von Bauten aus Stampfbeton“, weiter folgen die „Normen für vergleichende Druckversuche mit Stampfbeton“ (Laboratoriumsversuche), Bestimmungen für Druckversuche bei der Ausführung von Bauten aus Stampfbeton. Einer Aufstellung von sonstigen Geräten für die Prüfung des Betons folgen die wichtigsten Vorschriften für die Ausführung von Wänden und Pfeilern in Stampfbeton und für die baupolizeiliche Behandlung ebener massiver Decken bei Hochbauten mit einer dazugehörigen Tabelle. Den Zahlentafeln gliedert sich ein Abschnitt „Beton- und Eisenbetonbau als Unterrichtsgegenstand“, worin Hochschulen, Baugewerkschulen und Technische Mittelschulen vertreten sind, dem eine Zusammen-

stellung von Patentansprüchen wichtiger Patente folgt. Bücherverzeichnis und Bezugsquellennachweiser ergänzen das Betontaschenbuch, das auch in der diesjährigen Fassung den Praktikern auf das beste empfohlen werden kann.

dieses Buch nach dieser Richtung seinen Zweck erfüllt. Hervorzuheben wäre noch zum Schluß die vorzügliche Ausstattung dieses Buches. E. P.

Leitfaden der Baustofflehre für die Hochbau- und Tiefbauklassen von Baugewerkschulen sowie zum Gebrauch in der bautechnischen Praxis. Dr. H. Seipp, Ing. u. Prof., Direktor d. Königl. Baugewerkschule zu Kattowitz. Verlag H. A. Ludw. Degener, Leipzig. Preis M 2,—.

Dieser Leitfaden ist, wie schon der Titel besagt, für Baugewerkschulen bestimmt, und enthält über folgende Kapitel eingehende Mitteilungen: über die natürlichen Bausteine, über Ziegel, Mörtel, Bauhölzer, Baumetalle, Glas, Anstriche und verschiedene Verbindungstoffe (z. B. Asphalt). Das Buch, das bereits in 2. Auflage erschienen ist, ist den Praktikern sowohl als auch den Besuchern von Baugewerkschulen als Lehrbehelf bestens zu empfehlen.

Struif, H., Ingenieur. „Der Betonpfahl, System Mast“. Ein neues Gründungsverfahren mit „Betonpfählen in verlорener Form“. Mit 16 Textfiguren IV und 22 S. Verlag Julius Springer, Berlin 1910. Preis brosch. M 0,60.

Diese kleine Broschüre enthält nicht nur eine genaue Beschreibung des Betonpfahlsystems Mast, dessen Ausführung und Kostenberechnung, sondern auch allgemeine vergleichende Betrachtungen zwischen Holz- und Betonpfählen. Zum Schluß sind auch einige Ausführungen in dem System Mast hervorgehoben. E. P.

Eisenbetonbau. Von Dr.-Ing. W. Frank, Verlag K. Wittwer, Stuttgart. Preis geb. M 4,80.

Der Verfasser hat es sich zur Aufgabe gemacht, ein für Unterrichtszwecke geeignetes Lehrbuch zu schaffen, welches, wie er hervorhebt, die praktischen Bedürfnisse des Konstrukteurs befriedigen und von allen mathematischen Entwicklungen absehen soll. Es soll in erster Linie das Verständnis für die Bauweise gehoben werden, bevor an die Rechnung gegangen wird. Wie weit aber letzteres zutrifft, mag dahingestellt bleiben, wenn man bedenkt, daß für diesen das Verständnis für die Eisenbetonbauweise behandelnden Teil 20 Seiten des 240 Seiten starken Buches verwendet wurden. In diesem kurzen Teil ist zuerst, wie bei allen Lehrbüchern der gleichen Art, der unvermeidliche geschichtliche Überblick, der aber unvollständig ist. Um die allgemeinen Eigenschaften und die Eigenschaften der Baumaterialien zu erklären, bezieht sich der Verfasser auf die Versuche der Materialprüfungsanstalten. Doch scheint für ihn nur dasjenige wertvoll, was an der Materialprüfungsanstalt in Stuttgart ausgeführt wurde, denn ich vermisste in der Anführung von Versuchen die vielen sehr wertvollen Ergebnisse anderer Versuchsanstalten bis auf den einzigen Fall der Prüfung armierter Säulen, welche in Gr.-Lichterfelde durchgeführt wurden.

Man ersieht also daraus, daß der Verfasser von der allgemein üblichen schablonenhaften Darstellung des Wesens der Eisenbetonbauweise nicht abgewichen ist. Dagegen ist die Sammlung von Beispielen aus der Praxis sehr zu beachten.

Da der Verfasser schon in seinem Vorwort hervorhebt, daß er mit Absicht bei der Ableitung der Gleichungen die höhere Mathematik vermeiden will, so hat

NEUE BÜCHER. (Besprechung vorbehalten.)

R. Saliger, Prof. Dr.-Ing., „Der Eisenbeton in Theorie und Konstruktion“, Grundzüge der neueren Bauweisen in Stein und Metall. Für Studium und Praxis verfaßt. 290 Seiten, 296 Abb. Verlag von Alfred Kröner, Leipzig. 1911. Preis geh. M 5,40, geb. M 6,—.

Karl Esselborn, „Lehrbuch des Tiefbaues“, 2 Bände, IV. vermehrte Auflage. I. Band: Erdbau, Stütz-, Futter-, Kai- und Staumauern, Grund-, Straßen-, Eisenbahn- und Tunnelbau, Vermessungskunde. 679 Seiten. Band II: Brückenbau, Wasserversorgung und Entwässerung der Städte, Kanal- und Flußbau, Seebau, Landwirtschaftlicher Wasserbau. 794 Seiten, 1098 Abb. Bd. I: 1296 Abb. Verlag Wilhelm Engelmann, Leipzig. 1910. Preis pro Band brosch. M 15,— geb. M 17,—.

Verhandlungen der Kolonial-Technischen Kommission des Kolonial-Wirtschaftlichen Komitees E. V. wirtschaftlicher Ausschuß der Deutschen Kolonialgesellschaft, Berlin NW., Unter den Linden 43. 1910. Nr. 1: 21. November 1910.

Dissertation.

Willy Müller aus Bulmke, Dipl.-Ing., „Ueber den elektrischen Widerstand von nichtbewehrtem Beton und seinen Einzelbestandteilen.“ Von der Techn. Hochschule zu Darmstadt zur Erlangung der Würde eines Doktor-Ingenieurs genehmigte Dissertation. 69 Seiten, 60 Abb. Verlag W. Ernst & Sohn. 1911.

Neue Kalender.

Tonindustrie-Kalender 1911. 3 Teile. 1. Teil geb. Kalendarium; 2. und 3. Teil brosch. Verlag der Tonindustrie-Zeitung G. m. b. H., Berlin. 1911. Preis M 1,50.

ZUSCHRIFT AN DIE SCHRIFTFÜHRUNG.

Ich ersuche höflichst, im Nachhange zu meinem in den Nummern 11 und 12 Ihrer geschätzten Zeitschrift erschienenen Artikel „Die Berechnung der Tragfähigkeit gerammter Pfähle“ gef. konstatieren zu wollen, daß die Idee zur direkten Messung der elastischen Formänderung des Baubodens von den Herren Dr.-Ing. Mario Genel und Ing. Milivoj Konrad stammt und mir von denselben im persönlichen Verkehr mitgeteilt wurde.

Wien, 14. Dezember 1910.

Hochachtungsvoll

Ing. Richard Kafka.

BERICHTIGUNG.

Fabrikschornsteine und Wassertürme aus Betonsteinen auf der Weltausstellung in Brüssel.

Von Ing. Bock.

Die Firma Léon Monnoyer et fils in Brüssel ersucht uns um eine kleine Richtigstellung in dem Aufsatz auf Seite 329 Zeile 25 Heft 8 1910. Es soll dort selbstverständlich heißen: „das Fundament wird“ statt „der Schaft wird aus armiertem Beton nach irgend einem Verfahren gebaut“.

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.

Für die Schriftleitung verantwortlich: E. Probst-Berlin. — Verlag von Julius Springer in Berlin.