

ARMIERTER BETON.

1912. AUGUST.

INHALT:

- Gruß an den VI. Internationalen Materialprüfungskongreß, New York, September 1912. S. 285.
- Der Einfluß der Querschnittsabmessungen der Kontrollbalken auf die Betonspannungen beim Bruch. Von Professor F. Schüle (Zürich). S. 286.
- Einfluß der Würfelgröße auf die Druckfestigkeit von Beton. Von H. Burchartz (Berlin-Lichterfelde). S. 288.
- Die lösliche Kieselsäure im Traß. Ein Beitrag zur exakten Bestimmung derselben. Von Dr.-Ing. Anton Hambloch (Andernach a. Rh.). S. 291.
- Weitere Versuche des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton (Heft 14 u. 19). Besprochen von Professor M. Foerster (Dresden). S. 292.
- Die Risorgimentobrücke über den Tiber in Rom. Kritische Betrachtungen über ihre konstruktive Ausbildung und ihre statische Berechnung. Von Dr.-Ing. H. Marcus (Berlin-Wilmersdorf). S. 294.
- Die neue Fabrikanlage der Leipziger Chromographischen Druck und Verlagsanstalt Meißner & Buch. S. 303.
- Versuche mit Eisenbetonstützen. Von Geh. Reg.-Rat Professor G. Lang (Hannover). (Fortsetzung von S. 257). S. 307.
- Eisenbeton und Baupolizei. Von Geh. Reg.-Rat Professor Dr.-Ing. Barkhausen (Hannover) S. 314.
- Literaturschau. S. 318.
- Wirtschaftliche Rundschau. Von Dr. techn. Hugo Fuchs (Berlin). S. 321.
- Verschiedene Mitteilungen. S. 326. — Bücherbesprechungen. S. 327. — Berichtigung zur Arbeit von Dr. Pöschl. S. 328.

Dem VI. Internationalen Materialprüfungskongress

(New-York, den 3.—7. September 1912)

entbietet die Schriftleitung des Armierten Beton ihren Gruß, ihm das vorliegende Heft widmend.

Es gibt wohl kein Gebiet, welches im letzten Jahrzehnte durch erhebliche Aufwendungen an Geld und Zeit und durch das einmütige Zusammenarbeiten von Wissenschaft und Praxis, das Versuchswesen im allgemeinen und das Materialprüfungswesen im besonderen so gefördert hat, wie dies durch die Erforschung von Beton und Eisenbeton geschehen ist. Was hierbei durch zielbewußte Arbeit erreicht worden ist, ist der baulichen Praxis zugute gekommen und insbesondere der jungen Industrie, die sich mit allen Beton- und Eisenbetonarbeiten befaßt.

Der heutige Stand der neuen Bauweise und der Vorsprung, den die Eisenbetonbauten in neuerer Zeit vor der älteren Bauart gewonnen haben, sind Früchte der von wissenschaftlichem und technischem Geiste getragenen Forschungsarbeiten der vergangenen Jahre. Zu diesem Erfolg einen sehr wesentlichen Teil beigetragen zu haben, wird dauernd zu den Rumestiteln des neuzeitlichen Bau-Ingenieurwesens zählen, dessen glückliche Fortentwicklung dem tatkräftigen und erfolgreichen Zusammenarbeiten der Forscher aller Länder, zu einem nicht geringen Teile auch dem in den Vereinigten Staaten, zu danken ist.

So wird denn auch der VI. Internationale Materialprüfungskongreß in New-York einen wohl-vorbereiteten Boden vorfinden, sodaß mit Sicherheit zu erwarten steht, daß durch die Zusammenarbeit und die Aussprache so vieler hervorragender Fachkollegen der Grund zu neuen fruchtbringenden, von wissenschaftlichem Geiste getragenen Arbeiten gelegt werde.

Die Schriftleitung.

DER EINFLUSS DER QUERSCHNITTSABMESSUNGEN DER KONTROLLBALKEN AUF DIE BETONSPANNUNGEN BEIM BRUCH.

Von Prof. F. Schüle in Zürich.

Biegungsversuche mit armierten Kontrollbalken bezwecken bei richtiger Wahl der Armierung den Bruch durch Zerdrückung des Beton herbeizuführen und die Druckfestigkeit dieses Materials durch Anwendung der üblichen Berechnungsmethode mit gerissenem Zuggurt aus Beton zu ermitteln. Ist es notwendig sich an eine bestimmte Querschnittsgröße zu halten, oder ist das Ergebnis durch veränderte Abmessungen des Querschnittes beeinflusst? Zur Beantwortung dieser Frage sind in der Eidgenössischen Materialprüfungsanstalt einige Versuche angestellt worden, welche Gegenstand der vorliegenden Mitteilung sind. Mit zwei Portlandzementen A und B wurden in der Mischung 300 kg Bindemittel auf 1 m³ Kies und Sandmischung die in Fig. 1 skizzierten Balken erzeugt. Die Balken erhielten gleiche Länge: der

Der Beton wurde mit den Balken im Alter von 2 Monaten erprobt; die Druckfestigkeiten erreichten im Durchschnitt:

| | Zement A | B |
|---|--------------------|-----|
| | kg/cm ² | |
| Würfel von 30 cm | 269 | 213 |
| " " 16 " | 251 | 213 |
| Prismen 12 × 12 × 36 als Würfel von 12 cm | 272 | — |
| in der Längsrichtung | 241 | 204 |

Mit dem Flußeisen sind Zerreißproben ausgeführt worden, welche folgendes Ergebnis lieferten:

| | Durchmesser in mm: | | |
|-------------------------|--------------------|------|------------------------|
| | 12 | 20 | 24 |
| Streckgrenze | 2,89 | 3,02 | 2,59 c/cm ² |
| Zugfestigkeit | 3,86 | 3,98 | 3,61 .. |

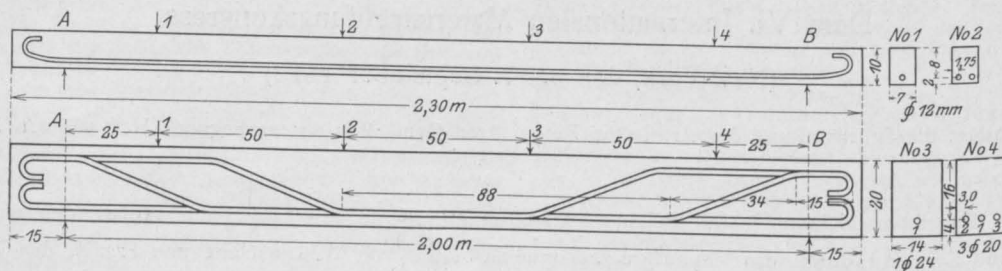


Fig. 1.

kleine Querschnitt von 7 cm Breite und 10 cm Höhe wurde mit 1 resp. 2 Rundeisen von 12 mm \varnothing armiert; der größere Querschnitt erhielt zwei mal größere homologe Seiten: 14 cm Breite und 20 cm Höhe; er wurde armiert bei Nr. 3 mit einem Rundeisen von 24 mm \varnothing , bei Nr. 4 mit 3 Stangen von 20 mm \varnothing , um seine Festigkeit gegen Scheerkräfte durch Aufbiegen der Stangenenden erhöhen zu können. Von jeder Balkennummer wurden zwei Stücke gleichzeitig erprobt.

Sämtliche Balken mit demselben Zement wurden aus derselben Betonmischung erzeugt, ebenso Kontrollwürfel und Prismen, erstere von 16 cm Rand, 30 cm Kantenlänge, letztere von 12 × 12 × 36 Zentimeter.

Die Qualität der Portlandzemente geht aus den Festigkeitszahlen der Normenproben hervor:

| | Zement A | | Zement B | |
|---------------------------|--------------------|------|--------------------|------|
| | nach 7 28 | | 7 28 Tagen | |
| | kg/cm ³ | | kg/cm ³ | |
| Zugfestigkeit | 22,3 | 31,7 | 20,6 | 29,2 |
| Druckfestigkeit | 233 | 331 | 218 | 289 |

Die Biegungsversuche mit den Balken fanden auf der Amslerschen Maschine für verteilte Lasten statt; in 4 Punkten in 50 cm Abstand wirkten gleiche konzentrierte Lasten, von unten nach oben; bei der Ermittlung der Biegemomente und Scheerkräfte war daher das Eigengewicht in Abzug zu bringen. Nach den Versuchen wurde die effektive Lage der Armierungseisen in Balkenmitte verifiziert; gegenüber dem Programm ergaben sich kleine Abweichungen, welche in der nachherigen rechnerischen Behandlung des Beobachtungsmaterials auch berücksichtigt worden sind.

Tabelle I enthält die allgemeinen Angaben, sowie die kurze Schilderung der Erscheinungen beim Bruch.

Bei der relativ guten Qualität beider Zementarten war eine Armierung von 2% ungenügend, um die Zerstörung des Betons als Bruchursache zu veranlassen. In den Balken Nr. 3 mit einer einzigen Armierungsstange konnten weder die Eisen bis zur Streckgrenze noch der Beton bis zur Zerdrückung beansprucht werden; das relativ gute Verhalten dieser Balken ist auf die U-förmigen Haken zurückzuführen.

Tabelle I.

| Bal- ken | Beton- quer- schnitt | Ar- mierung | Ar- mierung % | Bruch- last auf eine Presse t | Bie- gungs- moment beim Bruch cm/t | Art des Bruches |
|---------------|----------------------------|----------------|---------------------|---|---|---|
| Mit Zement A: | | | | | | |
| 1 | 7 × 10 | 1 Ø 12 | 1,97 | 0,262 | 26,2 | Überschreitung der Streckgrenze im Eisen. |
| 1' | 7 × 10 | " | 2,02 | 0,242 | 24,2 | Desgleichen. |
| 2 | " | 2 Ø 12 | 3,98 | 0,387 | 38,7 | Zerdrückung des Beton im Druckgurt. |
| 2' | " | " | 3,98 | 0,336 | 33,6 | Desgleichen. |
| 3 | 14 × 20 | 1 Ø 24 | 1,85 | 1,960 | 196 | Streckgrenze nahezu erreicht; Gleiten der Armierung und Spaltung der Balkenenden. |
| 3' | " | " | 1,85 | 1,908 | 191 | Desgleichen. |
| 4 | " | 3 Ø 20 | 3,82 | 3,510 | 351 | Zerdrückung des Beton in der Nähe von Presse Nr. 3 und Abscheerung zwischen 3—4. |
| 4' | " | " | 3,82 | 3,557 | 356 | Desgleichen in der Nähe von Presse Nr. 2 und Abscheerung in Feld 1—2. |
| Mit Zement B: | | | | | | |
| 1 | 7 × 10 | 1 Ø 12 | 2,04 | 0,242 | 24,2 | Überschreitung der Streckgrenze im Eisen. |
| 1' | " | " | 2,04 | 0,247 | 24,8 | Desgleichen. |
| 2 | " | 2 Ø 12 | 4,04 | 0,347 | 34,7 | Zerdrückung des Beton im Druckgurt. |
| 2' | " | " | 4,04 | 0,297 | 29,7 | Desgleichen. |
| 3 | 14 × 20 | 1 Ø 24 | 1,88 | 1,762 | 176 | Streckgrenze nahezu erreicht, Gleiten der Armierung und Spaltung der Balkenenden. |
| 3' | " | " | 3,91 | 1,630 | 163 | Desgleichen. |
| 4 | " | 2 Ø 20 | 3,91 | 2,958 | 296 | Zerdrückung im Mittelfeld und Abscheerung über Presse 1. |
| 4' | " | " | 3,91 | 2,859 | 286 | Zerdrückung in der Nähe von Presse Nr. 3 und Abscheerung im Feld 3—4. |

Tabelle II.

| | Balken | | | | | | | | |
|--|--------------------|-------------|-------------|------|------|-------------|-------------|-------|-------|
| | 1 | 1' | 2 | 2' | 3 | 3' | 4 | 4' | |
| Mit Zement A. | | | | | | | | | |
| Nutzhöhe | cm | 8,2 | 8,0 | 8,1 | 8,1 | 17,4 | 17,4 | 17,6 | 17,6 |
| F _e | cm ² | 1,13 | 1,13 | 2,26 | 2,26 | 4,52 | 4,52 | 9,42 | 9,42 |
| Abstand der Nulllinie | x cm | 3,76 | 3,74 | 4,68 | 4,68 | 7,84 | 7,84 | 10,05 | 10,05 |
| h _{zd} | cm | 6,95 | 6,75 | 6,54 | 6,54 | 14,79 | 14,79 | 14,25 | 14,25 |
| Spannung im Eisen | t/cm ² | 3,32 | 3,17 | 2,62 | 2,27 | 2,92 | 2,85 | 2,62 | 2,77 |
| " im Beton | kg/cm ² | 286 | 273 | 360 | 312 | 240 | 235 | 351 | 356 |
| Scherspannung τ ₀ | kg/cm ² | 10,7 | 10,1 | 16,9 | 14,7 | 18,9 | 18,4 | 35,2 | 35,7 |
| Mit Zement B. | | | | | | | | | |
| Nutzhöhe | cm | 8,1 | 8,1 | 8,0 | 8,0 | 17,2 | 17,2 | 17,2 | 17,2 |
| F _e | cm ² | 1,13 | 1,13 | 2,26 | 2,26 | 4,52 | 4,52 | 9,42 | 9,42 |
| Abstand der Nulllinie | x cm | 3,75 | 3,75 | 4,64 | 4,64 | 7,82 | 7,82 | 9,88 | 9,88 |
| h _{zd} | cm | 6,85 | 6,85 | 6,45 | 6,45 | 14,59 | 14,59 | 13,91 | 13,91 |
| Spannung im Eisen | t/cm ² | 3,13 | 3,20 | 2,42 | 2,07 | 2,67 | 2,47 | 2,25 | 2,18 |
| " im Beton | kg/cm ² | 270 | 277 | 331 | 283 | 220 | 204 | 306 | 297 |
| Scherspannung τ ₀ | kg/cm ² | 10,4 | 10,6 | 15,4 | 13,3 | 17,3 | 16,0 | 29,3 | 30,4 |

Die fettgedruckten Zahlen entsprechen der Bruchursache.

Die rechnerische Ermittlung der Spannungen beim Bruch wurde durchgeführt unter der Annahme eines Wertes $n = 10$.

Tabelle II enthält die Resultate der Berechnung.

Die Ergebnisse in Tabelle II haben nur relativen Wert, da die Berechnungsmethode für die Bruchphase nicht volle Gültigkeit besitzt und die Wahl des Wertes n einer gewissen Willkür unterliegt. Darin liegt ein wesentlicher Mangel der Ermittlung der Druckfestigkeit des Betons mittels Kontrollbalken.

Verglichen mit den Würfelfestigkeiten sind die berechneten Betondruckfestigkeiten durch die folgenden Verhältnisse bei diesen Versuchen gekennzeichnet:

| | Zement A | Zement B |
|---|----------------------|------------------------|
| mittlere Würfelfestigkeit β_w | 260 | 213 kg/cm ² |
| Betondruckspannungen beim Bruch: | | |
| kleine Balken 2 | 336 = 1,27 β_w | 307 = 1,43 β_w |
| größere „ 4 | 353 = 1,36 β_w | 301 = 1,41 β_w |

Bei den kleinen Balken ist im Mittelfeld das Verhältnis von Länge zu Breite des Druckgurtes $50:7 = 7,1:1$,

bei den größeren Balken beträgt dieses Verhältnis $50:14 = 3,6:1$; trotz diesem Unterschied geht aus den Versuchen hervor, daß eine namhafte Differenz in dem berechneten Wert der Betondruckspannungen beim Bruch nicht vorhanden ist.

Wäre statt $n = 10$ den deutschen Vorschriften entsprechend $n = 15$ gesetzt worden, so hätte die Rechnung für die stark armierten Balken die folgenden Druckspannungen ergeben:

| | Zement A | | | | Zement B | | | |
|---------------------------------|----------|-----|------|-----|----------|-----|------|-----|
| Balken | 2 | 2' | 4 | 4' | 2 | 2' | 4 | 4' |
| kg/cm ² | 332 | 287 | 322 | 326 | 259 | 302 | 281 | 271 |
| im Mittel | 309 | | 324 | | 280 | | 276 | |
| oder β_w Würfel | 1,19 | | 1,25 | | 1,31 | | 1,29 | |

Aus dieser Untersuchung geht hervor, daß bei auf Biegung beanspruchten Eisenbetonbalken rechteckigen Querschnittes die rechnerisch ermittelte Betonspannung des zerdrückten Druckgurtes durch Verdopplung der Abmessungen des Querschnittes bei gleicher Länge und Lastverteilung der Probekörper nicht nennenswert beeinflusst wird. Eine Notwendigkeit, sich bei Kontrollbalken an bestimmte Querschnittsabmessungen zu halten, besteht somit nicht. Bei den größeren Abmessungen waren die Resultate regelmäßiger.

EINFLUSS DER WÜRFELGRÖSSE AUF DIE DRUCKFESTIGKEIT VON BETON*).

Von H. Burchartz,

ständigem Mitarbeiter des Königlichen Materialprüfungsamtes, Abteilung für Baumaterialprüfung, Berlin-Lichterfelde.

In Jahrgang 1903 der „Mitteilungen aus dem Kgl. Materialprüfungsamt“ S. 111 u. ff. berichtete Verfasser über umfangreiche Versuche, die zur Feststellung des Einflusses der Körper-(Würfel)-Größe auf die Erhärtung (Festigkeit) von Beton ausgeführt waren und deren Ergebnisse den gesetzmäßigen Zusammenhang zwischen Körpergröße und Festigkeit in dem Sinne bewiesen, daß die Druckfestigkeit von Beton mit zunehmender Würfelgröße (bei Herstellung der Probekörper in Formen) abnimmt.

Die damaligen Versuche erstreckten sich auf Würfel von 7,1, 10, 20 und 30 cm Kantlänge.

Gelegentlich einer auf Antrag der Königl. Militärverwaltung zu Mainz vorgenommenen Reihe von Druckversuchen mit Betonwürfeln wurden die gleichen Beobachtungen auch für andere Würfelgrößen gemacht und durch die gewonnenen Ergebnisse die Richtigkeit der seinerzeit gezogenen Schlußfolgerungen bestätigt.

Die Veröffentlichung der Ergebnisse dieser Versuche ist von genannter Behörde bereitwilligst gestattet worden.

*) Mitteilung aus dem Königl. Materialprüfungsamt zu Berlin-Lichterfelde W.

Anlaß zu den Prüfungen gab die Erwägung, ob die Festigkeit der in Aussicht genommenen Betonmischung für die in verschiedenen Querschnittsformen zu errichtenden Stützen eines Eisenbetonbaues ausreichen würde. Es handelte sich zunächst um Querschnitte von 25, 30, 40 und 50 cm im Quadrat, die in Würfeln gleicher Seitenlängen der Prüfung unterliegen sollten. Auf eigene Veranlassung wurden die Versuche auf Würfel von 7,1, 10 und 20 cm Seitenlänge ausgedehnt.

Die zu prüfende Betonmischung war 1 Rtl. Zement + 3,3 Rtl. Kiessand. Die zu verwendenden Rohstoffe waren Portlandzement der Portlandzementfabrik Dyckerhoff & Söhne in Amöneburg b. Biebrich a. Rh. und gebaggertes Rheinkies.

Der Beton sollte weich angemacht, und die Probekörper sollten durch Stampfen in eiserne Formen hergestellt werden, und zwar die Würfel von 25 und 40 cm unter Anwendung von 2 bzw. 3 Stampfschichten von je 15 cm und die Würfel von 30 und 50 cm in 2 bzw. 3 Schichten von je 18 cm Höhe. Sie sollten den ersten Tag in der Form, hierauf 20 Tage im Freien unter feuchtem Sande und die übrige Zeit im Freien, gegen Regen

Tabelle 1. Eigenschaften der Betonstoffe.

| Material | Raumgewicht | | | Spezifisches Gewicht $s^{**})$ | Dichtigkeitsgrad $\frac{R_r}{s} = \delta$ | Undichtigkeitsgrad $1 - \delta = \mu$ | Mahlfeinheit — Korngröße | | | | | | |
|-----------------------|--------------------------|---------------------------|----------------------------|--------------------------------|---|---------------------------------------|--------------------------|---|------|------|------|------|---------|
| | eingefüllt R_f kg/l | eingelaufen R_e kg/l | eingerüttelt R_r kg/l | | | | Rückstand % | auf den Sieben mit der überschriebenen Anzahl Maschen für 1 qcm | | | | | |
| | | | | | | | | 2 1/2 | 4 | 20 | 120 | 500 | 5000 |
| Zement*) | 1,289 | 1,272 | 2,091 | 3,158 | — | — | auf den Sieben | — | — | — | 0,0 | 0,2 | 14,0 |
| | | | | | | | Zwischen je 2 Sieben | — | — | 0,0 | 0,2 | 13,8 | 86,0 †) |
| Gebaggerter Rheinkies | 1,615 | 1,879 | 2,065 | 2,618 | 0,789 | 0,211 | auf den Sieben | 11,5 | 50,0 | 60,8 | 75,3 | 97,1 | — |
| | | | | | | | zwischen je 2 Sieben | 11,5 | 38,5 | 10,8 | 14,5 | 21,8 | 2,9 †) |

*) Der Zement war raumbeständig. Er band in 8 Stunden ab bei einem Erhärtungsanfang von 5 Stunden. Die Normenfestigkeitsprüfung lieferte im Mittel folgende Ergebnisse:

Zug 27,3 kg/qcm
Druck 323 kg/qcm.
nach 28 Tagen Wasserlagerung.

***) Spezifisches Gewicht nach dem Glühen 3,218; Glühverlust 1,130%.

†) Durchgang durch das feinste angewendete Sieb.

und Sonnenbestrahlung geschützt, aufbewahrt werden. Die Prüfung auf Druckfestigkeit sollte bei 13 Wochen Alter der Proben ausgeführt und hierbei der Druck in der Stampfrichtung ausgeübt werden.

zu hoher Festigkeit auf der größten zur Verfügung stehenden Festigkeitsprobiermaschinen (600 t Kraftleistung) nicht zum Bruch gebracht werden. Es wurde deshalb ein noch nicht

Nach diesen Vorschriften wurde verfahren. Um den Einfluß der äußeren Verhältnisse (Wärme und Feuchtigkeit der Luft) und des Alters des Zementes auf die Versuchsergebnisse möglichst auszuschließen, wurden an jedem von fünf aufeinanderfolgenden Tagen aus der gleichen in genügender Menge angemachten Betonmasse nur je ein Würfel der verschiedenen Größen gestampft.

Die Form für 25 cm-Würfel wurde in der Weise hergerichtet, daß zwei gehobelte Stahlbleche von 25 cm Höhe in Winkelform in eine 30 cm-Form eingesetzt wurden. Es scheint jedoch, als ob diese Art der Form die Herstellung der Körper ungünstig beeinflusst habe; denn die 25 cm-Würfel lieferten später Ergebnisse, die von dem sonst gesetzmäßigen Verlauf der Werte der übrigen Würfelgrößen etwas abwichen.

Die Würfel von 50 cm Kantenlänge konnten infolge

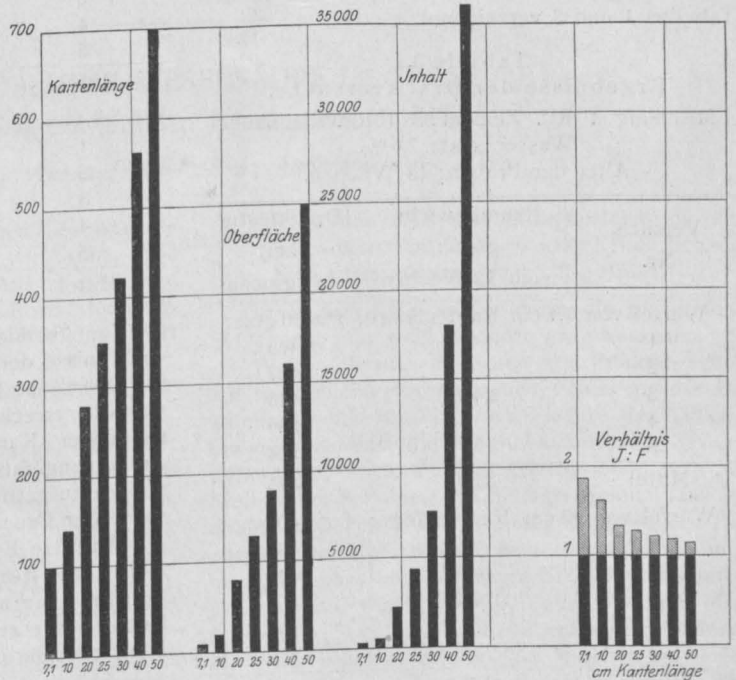


Fig. 1.

Kantenlänge, Oberfläche und Inhalt der verschiedenen Würfelproben (Verhältniszahlen); Verhältnis J:F nach Tab. 2.

Tabelle 2.

Kantenlänge, Oberfläche (F), Rauminhalt (J) der Würfel; Verhältnis F:J.

Die in Klammern stehenden Werte sind Verhältniszahlen; Werte der 7,1 cm-Würfel = 100 gesetzt.

| Kantenlänge cm | Oberfläche (F) qcm | Rauminhalt (J) ccm | Verhältnis F:J |
|-------------------|--------------------------|--------------------------|-------------------|
| 7,1 (100) | 300 (100) | 355 (100) | 0,85 |
| 10 (141) | 600 (200) | 1 000 (282) | 0,60 |
| 20 (282) | 2400 (800) | 8 000 (2 253) | 0,30 |
| 25 (352) | 3750 (1250) | 15 625 (4 401) | 0,24 |
| 30 (423) | 5400 (1800) | 27 000 (7 606) | 0,20 |
| 40 (563) | 9600 (3200) | 64 000 (18 028) | 0,15 |
| 50 (704) | 15 000 (5000) | 125 000 (35 211) | 0,12 |

dem Versuch unterworfenen Würfel dieser Größe auf der Steinsäge in Würfel von 25 cm Seitenlänge zerlegt; vier dieser Würfel wurden dem Druckversuch unterzogen. Diese waren bei der Prüfung 2 Wochen älter als die übrigen (15 Wochen alt).

Die Druckflächen sämtlicher Würfel wurden einige Zeit vor der Prüfung mit fettem Zementmörtel abgeglichen.

Außer der Druckfestigkeit des Betons wurden die allgemeinen Eigenschaften der Betonstoffe und die Normenfestigkeit des Zementes ermittelt.

Die Ergebnisse aller Prüfungen sind in den Tabellen 1 und 3 verzeichnet.

Tabelle 3.

Ergebnisse der Druckversuche.

Mischung 1 Rtl. Zement: 3,3 Rtl. Rheinkies,
Wassersatz 7,0%.

Alter der Proben: 13 Wochen.

| Versuch Nr. | Raumgewicht g/ccm nach 12 Wochen | Druckfestig- keit in kg/qccm |
|--|--|------------------------------------|
| Würfel von 7,1 cm Kantenlänge; f = 50 qcm: | | |
| 1 | | 463 |
| 2 | | 467 |
| 3 | 2,408* | 448 |
| 4 | | 589 |
| 5 | | 504 |
| Mittel | 2,397 | 475 |
| Würfel von 10 cm Kantenlänge; f = 100 qcm: | | |
| 1 | | 436 |
| 2 | | 427 |
| 3 | 2,423* | 461 |
| 4 | | 500 |
| 5 | | 476 |
| Mittel | 2,411 | 460 |

*) Mittleres Raumgewicht nach 24 Stunden.

| Versuch Nr. | Raumgewicht g/ccm nach 12 Wochen | Druckfestig- keit in kg/qccm |
|---|--|------------------------------------|
| Würfel von 20 cm Kantenlänge; f = 400 qcm: | | |
| 1 | | 406 |
| 2 | | 409 |
| 3 | 2,418* | 440 |
| 4 | | 416 |
| 5 | | 437 |
| Mittel | 2,403 | 422 |
| Würfel von 25 cm Kantenlänge; f = 625 qcm: | | |
| 1 | | 351 |
| 2 | | 381 |
| 3 | 2,404* | 381 |
| 4 | | 390 |
| 5 | | 363 |
| Mittel | 2,370 | 373 |
| Würfel von 30 cm Kantenlänge; f = 900 qcm: | | |
| 1 | | 355 |
| 2 | | 384 |
| 3 | 2,380* | 360 |
| 4 | | 410 |
| 5 | | 370 |
| Mittel | 2,372 | 376 |
| Würfel von 40 cm Kantenlänge; f = 1600 qcm: | | |
| 1 | | 331 |
| 2 | | 308 |
| 3 | 2,353* | 320 |
| 4 | | 355 |
| 5 | | 324 |
| Mittel | 2,346 | 328 |
| Würfel von 50 (25) cm Kantenlänge**) f = 625 qcm: | | |
| 1 | | 333 |
| 2 | | 388 |
| 3 | 2,353* | 340 |
| 4 | | 407 |
| 5 | | — |
| Mittel | 2,346 | 367 |

Zur übersichtlichen Darstellung der Größenverhältnisse der geprüften Würfel sind die Werte für Oberfläche (F) und Inhalt (J) der Würfel, sowie die errechneten Verhältnisse von J:F nach steigender Kantenlänge geordnet, in Tabelle 2 zusammengefaßt und gleichzeitig in Fig. 1 zeichnerisch aufgetragen. In Tabelle 4 sind die Mittelwerte der Druckversuche zusammengefaßt.

Wie die Ergebnisse der Festigkeitsversuche mit den verschiedenen Betonwürfeln zeigen, nimmt die Druckfestigkeit des Betons mit zunehmender Würfelgröße ab. Dem gleichen Gesetz folgt, wenn auch nicht in

*) Mittleres Raumgewicht nach 24 Stunden.

**) 25 cm-Würfel aus dem 50 cm-Würfel geschnitten; bei der Prüfung 15 Wochen alt.

solcher Regelmäßigkeit wie die Festigkeit, das Raumgewicht der Proben, das ebenfalls mit wachsender Körpergröße kleiner wird (siehe Tabelle 3).

Der Grad der Festigkeitsabnahme der 10-, 20-, 25-, 30-, 40- und 50 cm - Würfeln gegenüber den 7,1 cm-Würfeln ist aus den Verhältniszahlen in Tabelle 4 und dem Verlauf der sie darstellenden Schaulinien in Fig. 2 ersichtlich. Hiernach beträgt z. B. die Festigkeit der 40 cm-Würfeln nur etwa 30% der Festigkeit der 7,1 cm-Würfeln.

Berechnet man die Druckspannung in kg, bezogen auf das ccm, so tritt der Festigkeitsunterschied zwischen den einzelnen Würfelgrößen noch stärker hervor (siehe Tabelle 4 u. Fig. 2).

Tabelle 4.

Mittlere Druckfestigkeitswerte.

| Kantenlänge der Würfel cm | Druckfestigkeit in | | Verhältniszahlen; Festigkeit der 7,1 cm-Würfel = 100 | |
|---------------------------|--------------------|--------|--|--------|
| | kg/qcm | kg/ccm | kg/qcm | kg/ccm |
| 7,1 | 475 | 68 | 100 | 100 |
| 10 | 460 | 46 | 97 | 68 |
| 20 | 422 | 21 | 89 | 31 |
| 25 | 373 | 15 | 79 | 22 |
| 30 | 375 | 13 | 79 | 19 |
| 40 | 328 | 8 | 69 | 12 |
| 50*) | 367 | 15 | 77 | 22 |

Der vorliegende Prüfungsbefund bestätigt also durchaus die Ergebnisse der früheren von dem Verfasser über den

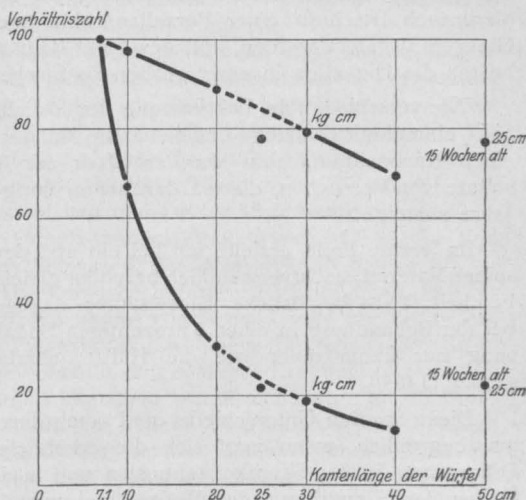


Fig. 2.

Darstellung der Verhältniszahlen nach Tab. 4.

gleichen Gegenstand ausgeführten Versuche und die Richtigkeit des damals gefundenen Gesetzes der Abhängigkeit der Druckfestigkeit von der Würfelgröße.

DIE LÖSLICHE KIESELSÄURE IM TRASS.

Ein Beitrag zur exakten Bestimmung derselben.

Von Dr.-Ing. Anton Hambloch in Andernach am Rhein.

Bei der Bestimmung der löslichen Kieselsäure—Michaëlis bezeichnete sie als hydratische, und dies ist ein durchaus treffender Ausdruck — sind so viele Verschiedenheiten bei den Resultaten möglich, wie fast bei keiner anderen Verfahrensart in der analytischen Chemie.

Ich möchte nur auf drei Fehlerquellen verweisen, die hier leicht möglich sind:

1. Unreine Kali- und Natronlauge. Gehören doch bekanntlich Kali und Natron zu den am schwersten rein zu erhaltenden Reagentien.
2. Spielt die Feinheit des zur Untersuchung dienenden Pulvers eine sehr große Rolle. Steht es doch fest, daß fast alle Mineralien in entsprechenden Feinheiten in Salzsäure löslich sind.
3. Geschieht z. B. das Unlöslichmachen der Si O₂ bei zu hoher Temperatur (über 120°).

so bilden sich unlösliche Oxychloride von Aluminium und Eisen, wodurch natürlich die Si O₂ - Bestimmung zu hoch ausfällt.

In diesem Falle würde dann die gewonnene Si O₂ nicht rein weiß, sondern grau aussehen.

Wenn ich nun in diesen drei Punkten schon auf wesentliche vorkommende Fehler in der Bestimmung der löslichen Kieselsäure des Trasses hinwies, so sind die Möglichkeiten sehr großer Differenzen noch mehr gegeben, wenn man an Stelle einer Sodalösung Kalilauge nimmt. Man ist daher auch schon seit längerer Zeit von der Benutzung von Kalilauge zur weiteren Aufschließung bzw. Abscheidung der Säure Si O₂ abgekommen und verwendet heute nahezu ausschließlich eine 5prozentige Sodalösung. Dazu aber ist es empfehlenswert, nur reinstes metallisches Natrium zu beziehen. Trotzdem sind auch in diesem noch bisweilen Eisen und Kieselsäure enthalten, und muß dasselbe daher vor dem Gebrauch bei ganz gewissenhaften

*) 45 Wochen alte Proben.

Bestimmungen untersucht werden. Ganz unzuverlässig wäre es natürlich, wenn man Natronlauge verwendete, die länger in einer Flasche aufbewahrt wurde. Das Natron muß vielmehr kurz vor dem Verbrauch frisch in einer Porzellanschale (nicht Glasgefäß) gelöst werden, und geschieht dann am besten die Digestion in einer großen Platinschale.

Wie verschieden die Bestimmung der löslichen Si O_2 einmal mit Kalilauge und das andre Mal durch einen Karbonataufschluß war, erhelten mir Resultate von Versuchen, die ich darüber im vorigen Jahre anstellte.

Im ersten Falle erzielte ich bei ein und demselben Material, selbstverständlich bei völlig gleicher Feinheit, 26,34 % lösliche Kieselsäure; dagegen bei der Behandlung in einer 5 prozentigen Sodalösung nur kaum mehr wie die Hälfte, nämlich genau 13,46 %.

Diese großen Unterschiede sind auch durchaus begreiflich, wenn man sich die erheblichen Differenzen in der Säurekonzentration und in der Dauer der Einwirkung der Reagentien vorstellt.

Auf diesen direkten Fehlern beruhen daher auch die wohl allgemein bekannten Versuche von Lunge und Millberg, (vergl. Zeitschrift für angewandte Chemie, 1897, Seite 393 und 425.) Diese beiden allgemein anerkannten Analytiker wiesen nach, daß kochende Kalilauge nicht nur die durch Salzsäure abgeschiedene Si O_2 , sondern auch Bestand-

teile anderer Mineralien aufnahme, z. B. den sonst so widerstandsfähigen Quarz. Sind tonige Substanzen in dem betreffenden Stoffe, und dies ist bei unserem Trasse in beträchtlichem Maße der Fall, so widerstehen diese Anteile der Behandlung mit Salzsäure vollständig. Wendet man dagegen Kalilauge an und läßt sie länger einwirken, so werden diese tonigen Teile von der Kalilauge vollends aufgenommen und fällt selbstverständlich dann deren Si O_2 beim Ansäuern mit der anderen aus.

In F. P. Treadwells „Analytischer Chemie“, wohl augenblicklich dem besten Lehrbuche der analytischen Chemie, in dem zweiten Teile, Seite 389, ist auch auf die vorbesprochenen Versuche von L. und M. hingewiesen worden. Besonders aber wird in diesem Lehrbuche die Forderung aufgestellt, daß die Trennung der löslichen von der unlöslichen Kieselsäure nur dann brauchbare Resultate zeitige, wenn die Substanz in nicht zu feinem Zustande vorliegt.

Bei dieser Sachlage wäre es daher wohl eine außerordentlich dankenswerte Aufgabe, wenn sich demnächst die berufenen Stellen zusammenfänden, um eine völlig einheitliche Methode über die lösliche Kieselsäure im Traß zu normieren, die doch ganz zweifellos ein hervorragendes Glied in der Hydraulizität des Trasses ist, und würde ich mich für meinen vorliegenden Aufsatz reichlich entschädigt fühlen, wenn meiner Anregung recht bald entsprochen würde.

WEITERE VERSUCHE DES DEUTSCHEN AUSSCHUSSES FÜR EISENBETON.

(Heft 14 und 19.)*

Besprochen von Prof. M. Foerster (Dresden).

In Heft 14 werden Versuche besprochen, welche in den Jahren 1909—1911 an der Königl. Sächs. Mechanisch-Technischen Versuchsanstalt (Geh. Rat Prof. Scheit) zur Ausführung gelangt sind und sich auf die Widerstandsfähigkeit von Stoßverbindungen der Eiseneinlagen in Verbundbalken beziehen.

Durch die Versuche sollten nach dem Beschlusse des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton Stoßausbildungen geprüft werden, welche einerseits in einer einfachen Überdeckung nebeneinander liegender gerader Eisen in verschiedener Längsausdehnung bestehen, andererseits durch Anwendung hakenförmiger Aufbiegung der Eisendenen verstärkt werden. Hierbei sollte auch diejenige Überdeckungslänge ermittelt werden, bei welcher der Gleitwiderstand der überdeckten Eisenstäbe einen solchen Betrag erreicht, daß die Stoßver-

bindung dieselbe Widerstandsfähigkeit besitzt wie eine durchgehende Eiseneinlage.

Als Probekörper dienten zunächst Verbundbalken von 30×30 cm Querschnitt und 216 cm Gesamtlänge, 200 cm Stützweite, mit Rundeiseneinlagen von 25 mm Durchmesser und zunächst 25 bzw. 50 bzw. 75 cm Überdeckungslänge. Die Belastung erfolgte bei einem Alter der Probekörper von 45 Tagen und wurde in normaler Weise durch zwei symmetrisch liegende Einzellasten von 1 m gegenseitigem Abstände gebildet.

Da sich bei den Versuchen herausstellte, daß selbst bei 75 cm Überdeckung am Stoße noch nicht die volle Festigkeit einer durchgehenden Einlage vorhanden war, wurden während der Versuchsdurchführung noch ergänzende Versuche mit 100 cm Stoßlänge beschlossen. Die Versuchsanstalt ging in dankenswerter Weise noch weiter, wiederholte auch, um sicher zu sein, daß alle zu vergleichenden Probekörper durchaus gleichartig

*) Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.

seien, die erstgenannten Versuche noch einmal und ergänzte sie durch Stoßlängen von 100, 125, 150, 175 und 200 cm Länge; zugleich wurden auch gleichartige Balken mit durchgehenden ungestoßenen Einlagen hergestellt und geprüft, um durch ihren Vergleich mit den durch gestoßene Eisen bewehrten Balken zu in der Praxis unmittelbar verwertbaren Ergebnissen zu gelangen. Der Wassergehalt betrug 9% (bei den ersten Versuchen 12%).

Da sich bei der Ausführung dieser zweiten Versuchsreihe zeigte, daß bei Stoßverbindungen länger als 100 cm und bei den durchgehenden Eisen der Bruch nicht an der Stelle der ersten Risse eintrat, sondern durch eine Schubsprengung infolge der Endhaken bewirkt wurde, mußten weitere Probekörper geschaffen werden, bei denen gegenüber den letzterwähnten Versuchen die Widerstandsfähigkeit der Balken außerhalb der Stoßstelle erhöht war, die zu diesem Zwecke größere Länge erhielten und somit eine Verankerung der Eiseneinlage außerhalb der Stoßstelle durch Considère-Haken gestattet. Diese letzte Versuchsreihe zeigt Balken von 30×30 cm Querschnitt, von 3 m Stützweite, eine Entfernung der beiden symmetrisch angreifenden Lasten von 1,50 m, Eisen von 25 mm Durchmesser und mit 125 und 150 cm Überdeckung.

Es umfaßte demgemäß der Versuchsplan A: Eisen ohne Aufbiegung am Stoße, neben der Prüfung der verwendeten Baustoffe:

- a) die Prüfung von gebogenen, 200 cm weit gespannten Balken mit 12% Wasserzusatz und Überdeckungsgrößen am Stoße von 25, 50 und 75 cm;
- b) desgl. mit 9% Wasser und Stoßlänge von 25, 50, 75, 100, 125, 150, 175 u. 200 cm Länge;
- c) desgl. mit 8% Wasser, 300 cm Stützlänge und Stoßüberdeckungen von 125 u. 150 cm Länge.

Die Probekörper wurden nach 45 Tagen Erhärtung geprüft und zwar unter Verwendung einer hydraulischen Presse, welche mittels untergeschobener Träger an den beiden Lastpunkten ihren Druck in stufenweiser Steigerung an die Balken abgab; hierbei wurden beobachtet die ersten Risse, die Bruchbelastungen und die Durchbiegungen in Balkenmitte.

Bei den Stoßverbindungen aus geraden Eiseneinlagen (also ohne Haken) zeigten sich die bekannten, namentlich durch die Untersuchungen von v. Bach gefundenen Gesetzmäßigkeiten, daß die Betonfestigkeit und der Gleitwiderstand durch Verminderung des Wasserzusatzes erheblich gesteigert werden, daß die Maschinenmischung der Handarbeit überlegen ist, und daß der Gleitwiderstand abnimmt mit zunehmender Länge des Eisens. Ferner ergab sich, daß bei geraden Einlagen eine Stoßlänge erst von 125 cm — ohne Umbiegung der Eisen — imstande ist, eine durchgehende Einlage zu ersetzen, die Anwendung

solcher Stoßverbindungen aber im allgemeinen nicht zu empfehlen ist, weil sie in besonders hohem Maße von allen Zufälligkeiten der Herstellung und der hierbei verwendeten Mischungen und deren Güte abhängig ist.

Versuchsplan B mit an den Enden hakenförmig umgebogenen Eiseneinlagen verwendete einen Träger von 200 cm Stützlänge und Eisen von 2,5 und 1,8 cm \varnothing . Diese Eisen sind in der Art benutzt, daß die Stöße durch Überdeckung zweier gleichartiger Eisen von 2,5 mm \varnothing und eines solchen und zweier 18 er hergestellt wurden. Die Überdeckungslängen waren zu 25, 50 und 75 cm bemessen, der Wassergehalt betrug 8%.

Die Versuche lieferten die Ergebnisse, daß für die Überdeckung von 25 cm Länge nur besondere Stoßausgestaltungen einem durchgehenden Eisen entsprechende, angenäherte Ergebnisse zeitigten, während allgemein von 50 cm Länge an die Stoßverbindungen höhere Tragfähigkeit der Balken als die durchgehenden Eisen ergaben. Eine Erhöhung der Stoßlänge über 50 cm hinaus, also auf die Länge von 75 cm hatte keine Vergrößerung der Tragfähigkeit zur Folge. Eine Umwicklung der Stoßverbindung mit Draht erwies sich, obwohl hierbei die Eisen nicht vollkommen vom Beton umhüllt waren, als günstig — eine Erfahrung, welche die Praxis durchaus bestätigt, in der schon aus Montagegründen und um ein Verschieben der Stoßteile beim Stampfen auszuschließen, eine Drahtbündelung üblich ist. Ungünstig hat sich die Ausbildung kurzer Haken an den zu stoßenden Eisen, welche wirklich in einander haken, erwiesen. Auch hat es sich als nicht vorteilhaft gezeigt, die Haken so zu führen, daß sie mit ihren Enden fast aufeinanderstoßen; hier wird sich stets beim Stampfen eine dünne Betonschicht hineinsetzen, die dann dem hohen spezifischen Drucke, der bei der Biegung des Balkens durch die Zugbeanspruchung der beiden Eiseneinlagen auf sie entfällt, nicht gewachsen ist. Die weitere Folge ist eine Zerstörung dieser kleinen Betonfuge und damit eine Lockerung der Stoßverbindung durch das Nachgeben der Stoßbügel.

Vergleicht man die Ergebnisse der Versuche A und B miteinander, so zeigt sich, wie zu erwarten stand, daß in jedem Fall Stoßverbindungen mit hakenförmig umgebogenen Eiseneinlagen denjenigen mit geraden Eiseneinlagen überlegen sind.

Heft 19 behandelt die Prüfung von Balken zu Kontrollversuchen, ausgeführt in der Stuttgarter Materialprüfungsanstalt von v. Bach (und O. Graf).

Die hier zur Ausführung gelangten Versuche nehmen Bezug auf die bekannten Erscheinungen, daß die Würfelfestigkeit eines Betons bei sonst vollkommen gleichen Versuchsbedingungen abhängig ist von der Größe der Würfel und daß bei

der Erprobung von Plattenbalken die Festigkeit in der dünnen Platte sich in der Regel höher zeigt hat als beim Würfel, man also schlechthin nicht von der Würfel Festigkeit des Betons sprechen oder dieselbe auf anders geformte Bauteile anwenden kann. Demgemäß ist es notwendig, die Würfelprobe, wie dies auch vom Deutschen Ausschusse für Eisenbeton für seine Versuche angeordnet ist, in allen ihren wichtigen Einzelheiten genau festzulegen, und weiter entweder bestimmte Verhältniszahlen zwischen dieser Würfeldruckfestigkeit und der Plattendruckfestigkeit von Rippenbalken zu bestimmen, die ein Schließen von einer Festigkeit auf die andere gestatten, oder neben dem Würfel Eisenbetonprobek balken nach dem Vorschlage von v. Emperger einzuführen, bei denen naturgemäß auch Vereinbarungen über Größe, Herstellung, Bewehrung, Lagerung usw. zu treffen sein würden. Es ist bekannt, daß der Probek balken so gebaut sein muß, daß seine Zerstörung nur durch Überwindung der Druckfestigkeit in der Platte erfolgt, seine Eiseneinlagen also sehr stark sind, um ihrerseits nicht nachzugeben. Die bezüglichen oben angedeuteten Fragen einer Klärung zuzuführen, ist die Aufgabe der in Heft 19 dargelegten Untersuchungen.

Nachdem durch Vorversuche gefunden worden war, daß 100 mm hohe, 200 cm weit frei gelagerte Eisenbetonbalken zur Durchführung der Versuche ausreichen und bei ihnen eine Belastung nur in Balkenmitte zur Erzielung des Bruches zulässig ist, wurden die Einzelversuche in diesem Sinne eingeleitet und durchgeführt. Das Gewicht der Probek balken betrug rd. 90 kg. Die verwendeten Mischungen sind:

1:3:4, 1:2:3 und 1:1,5:2;

die Wasserzusätze waren verschieden und betragen in den einzelnen Versuchsreihen:

α) 8,4—9,0%

β) 9,7—10,3%

γ) 10,7—11,4%

Balken mit allen drei Wasserzusätzen wurden feucht, solche mit Wasserzusatz β und γ zum Vergleiche auch trocken gelagert.

Beim Bruche zeigte sich, daß die Widerstandsfähigkeit sämtlicher Balken mit der Zerstörung des Druckgurtes (Platte) erschöpft war, während die Beanspruchung der Eisen stets unter dessen Streckgrenze verblieb. Ferner ergab sich, daß sowohl das Mischungsverhältnis, als auch der verschiedenartige Wasserzusatz, als auch schließlich die Lagerungsart keinen sehr erheblichen Einfluß auf das Verhältnis von Biegungsdruckfestigkeit und Würfeldruckfestigkeit ausübten. Aus allen Versuchen zeigte sich, daß dies Verhältnis für die hier gewählten einfachen, rechteckigen Probek balken (10·15 cm) und das Gebiet der Versuche beträgt

nach feuchter Lagerung im Mittel 1,70,

„ trockener „ „ „ „ 1,81.

Zudem haben die Versuche erkennen lassen, daß es durchaus möglich ist, wie das bei Gußeisen z. B. schon seit längerem eingeführt ist, für einen bestimmten Kontrollbalken, der auf Biegung bis zum Bruche belastet wird, als Qualitätsmaßstab für die in der Mitte angreifende (Bruch-) Last einen Mindestwert einzuführen.

Die Bewehrung der Balken betrug rd. 5%. Es sei bemerkt, daß sich der deutsche Ausschuss für Eisenbeton ausdrücklich die Entscheidung darüber vorbehalten hat, ob er die Einführung der Balkenprobe empfehlen will oder nicht.

DIE RISORGIMENTO-BRÜCKE ÜBER DEN TIBER IN ROM.

Kritische Betrachtungen über ihre konstruktive Ausbildung und ihre statische Berechnung.

Von Dr.-Ing. H. Marcus (Berlin-Wilmersdorf).

Die Risorgimento-Brücke nimmt zwischen den neuzeitlichen Eisenbetonbauwerken durch die Kühnheit ihrer Abmessungen und die Eigenart ihrer Gliederung eine hervorragende Stellung ein. Sie überspannt den Tiber in einer einzigen Öffnung von 100 m lichter Weite, und trotz dieser gewaltigen Länge hat ihre Linienführung einen so freien, ruhigen und leichten Schwung, daß das Spiel der starken inneren Spannungen kaum in Erscheinung tritt.

Die nähere Erforschung der Beziehungen zwischen Belastung und Beanspruchung ist aber für die Beurteilung dieses großzügigen Bauwerks unerläßliche Bedingung. Die Erkenntnis der wirkenden Kräfte ist sowohl in theoretischer als auch in

praktischer Hinsicht die sicherste Grundlage zur Bewertung der konstruktiven Ausbildung.

Diese statische Prüfung ist leider in den zahlreichen Berichten, welche über die Risorgimento-Brücke in den technischen Zeitschriften*) des In-

*) Vergl.: Th. Gesteschi: „Die Brücke der Wiedergeburt über den Tiber in Rom.“ Erweiterter Sonderabdruck aus der Zeitschrift „Beton und Eisen“, Berlin 1911, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. — Louis Quesnel: „Le pont du Risorgimento sur le Tibre à Rome“ (Annales des Ponts et Chaussées, 1912, I). — W. Noble Twelvetrees: „The Risorgimento Bridge, Rome“ (Engineering, 1911, 1 December). — Le Pont du Risorgimento sur le Tibre à Rome.“ Le génie civil, Band LX, Nr. 21. — „Il Ponte del Risorgimento attraverso il Tevere in Roma“, Società Porcheddu Ing. G. A., 1911 (Veröffentlichung der ausführenden Firma).

und Auslandes veröffentlicht worden sind, vollkommen außer acht gelassen; während alle Einzelheiten der Konstruktion und der Ausführung eingehend beschrieben sind, vermißt man jegliche Angabe über die auftretenden Spannungen. Das Kräftespiel in einem derartig gegliederten Gewölbe ist aber keineswegs so einfach und so klar, daß die statischen Verhältnisse nicht einer näheren Berücksichtigung würdig wären. Es dürfte daher vielleicht nicht nur vom wissenschaftlichen Standpunkt aus, sondern auch im Interesse der weiteren Entwicklung des Massivbrückenbaues zweckmäßig sein, die Kühnheit dieser weitgespannten Brücke auf Grund einer statischen Untersuchung zu messen. Hat man die Gewißheit erlangt, daß diese neue in Rom ausgeführte Bauweise als eine glückliche Lösung einer technisch äußerst schwierigen Aufgabe bezeichnet werden darf und für den städtischen Brückenbau einen wirklichen Fortschritt bedeutet, so wären der Entwicklung des Eisenbetons neue, erfolgreiche Wege eröffnet.

Mit der Erörterung dieser Frage befassen sich die nachstehenden Betrachtungen. Zunächst werden wir in großen Zügen die konstruktive Durchbildung und Ausführung der Brücke beschreiben und sodann, einerseits auf Grund der Ergebnisse der Belastungsproben und andererseits mit Hilfe neuer Berechnungen, die statischen Verhältnisse klarzustellen versuchen.

I. Die konstruktive Durchbildung.

Die Risorgimento-Brücke besteht, wie aus den Figuren 1—3 ersichtlich, aus einem Gewölbe von 100 m lichter Weite und 10 m Pfeilhöhe. Der Scheitel ist 20, der Kämpfer 50 cm stark. Das Gewölbe wird durch sieben bis zur Fahrbahntafel reichende Rippen versteift. Diese Längswände werden teils durch Querwände, teils durch Verankerungsbalken miteinander verbunden. Um das Begehen des Brückeninneren zu ermöglichen, sind in den Querwänden Öffnungen gelassen. Am Scheitel sind noch sechs Zwischenwände auf eine Länge von ungefähr 36 m angeordnet. Die

Hauptwände sind 20, die sekundären Wände, 10 cm stark.

Die Fahrbahn wird am Scheitel durch eine zwischen den Wänden gespannte 20 cm starke kreuzweise bewehrte Decke getragen. Beiderseits des Scheitels ist die Fahrbahndecke 15 cm stark und wird durch Querträger von 25/18 cm² Querschnitt, welche auf den Längswänden gelagert sind, gestützt. Das Pflaster besteht aus 6 cm starken, aus gepreßtem Asphalt und Zement hergestellten Platten, die in einem Mörtelbett verlegt sind. Die Fahrbahn hat eine Breite von 13 m; für die beiderseitigen Fußwege sind je 3,1 m vor-

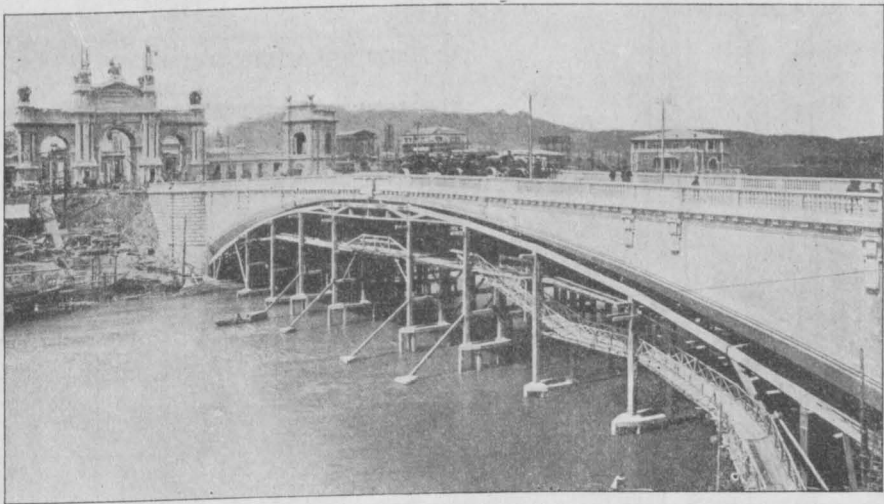


Fig. 1.

Ansicht der Brücke. Belastungsprobe mit 7 Dampfrwalzen.

gesehen; die Enttfernung der massiven Brüstungen von Außenkante zu Außenkante beträgt 20 m. Die Brückenachse ist auf eine Strecke von 12 m im Scheitel wagerecht und fällt nach den Kämpfern zu mit einer Neigung von 1,77 ‰. Die Zufahrtsstraßen vor der Brücke sind 26,5 m breit.

Die gesamte Konstruktionshöhe am Scheitel beträgt unter der Fahrbahn 0,95 und unter den Fußwegen 1,15 m; der vom Gewölbe und von der Fahrbahnplatte einerseits, von den Längs- und Querwänden andererseits begrenzte Raum ist 0,45 m hoch. Der lichte Raum unter den Bürgersteigen ist zur Anbringung von Leitungen benutzt.

Die Stirnwände haben im Gegensatz zu den mittleren Längswänden nur 8 m Pfeilhöhe. Sie schließen sich nicht unmittelbar an das Gewölbe an, sondern sind an ihrem unteren Teile geknickt; die Abschrägung nimmt vom Scheitel nach den Kämpfern zu. Der obere Teil wird durch ein durchlaufendes Gesims, das zugleich die Brüstung trägt, abgeschlossen.

Die Bewehrung des Gewölbes (Fig. 4—11) besteht in der Längsrichtung aus 3—5 Lagen von je

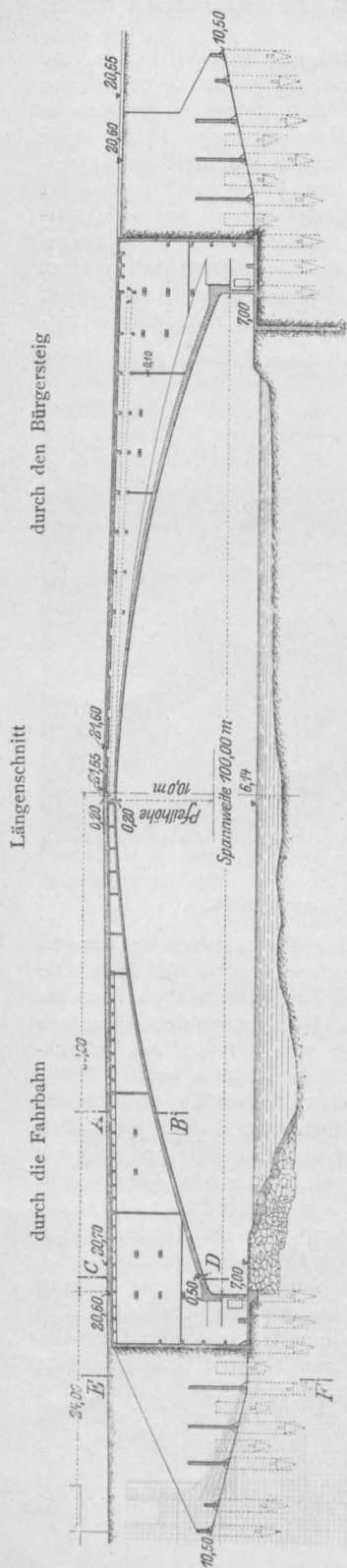


Fig. 2.

am Scheitel in A B

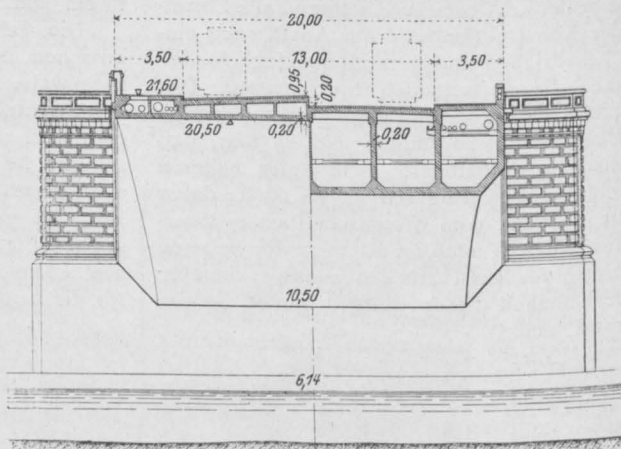


Fig. 3 a.

Querschnitt.

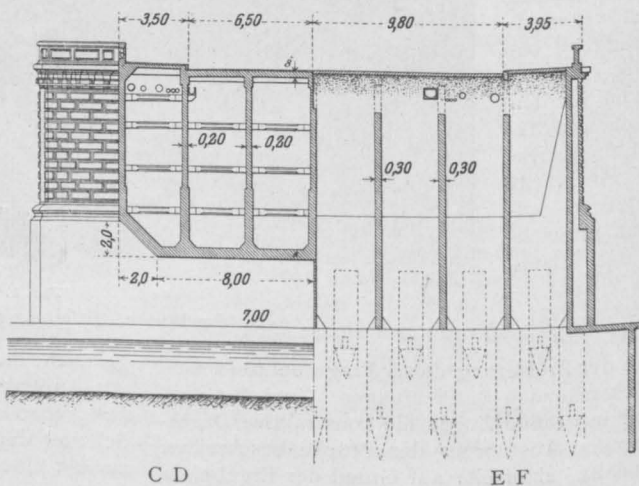


Fig. 3 b.

Querschnitt.

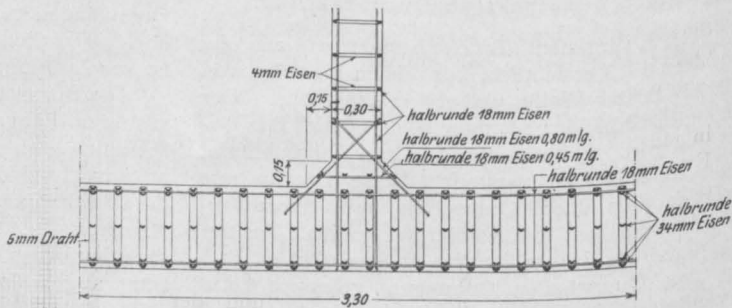


Fig. 5.

Bewehrung des Gewölbes im Querschnitt.

7 Eisen auf 1 m Gewölbebreite. Die Stäbe sind halbrund und haben bei 34 mm ϕ 3,8 cm² Querschnitt. In der Querrichtung sind gleichfalls halbrunde Eisen von 18 mm ϕ und 1,1 cm² Querschnitt in Abständen von 20 cm angeordnet. Ganz ähnlich ist die Bewehrung der Fahrbahndecke am Scheitel. Die vom Plattenbalken getragene Decke

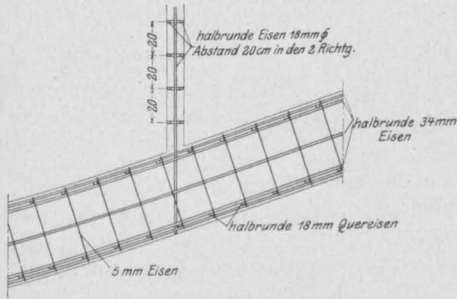


Fig. 4.

Bewehrung des Gewölbes im Längsschnitt.

ist hingegen in jeder Richtung nur mit halbrunden 18-mm-Eisen armiert. Dieselben Stäbe bilden das Bewehrungsnetz der Wände: der Abstand der Eiseneinlagen beträgt in jeder Richtung 20 cm. Die Hauptlängswände sind vor dem Anschluß an das Gewölbe bzw. an die Fahrbahndecke verbreitert. Im oberen Teile sind mehrere Lagen halbrunder 34-mm-Längseisen angeordnet.

Die Gewölbeplatte endet am Kämpfer in einem kräftig bewehrten Querbalken, welcher den Gewölbeschub auf die Längswände überträgt. An

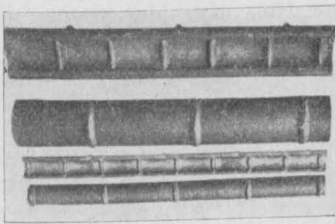


Fig. 6.

Eiseneinlagen.

diesen Balken schließt sich auch eine lotrechte Querwand, welche den wasserseitigen Abschluß des Widerlagers bildet, an.

Die Konstruktion des Widerlagers weist eine in jeder Hinsicht beachtenswerte Gliederung auf. Es sind zunächst in unmittelbarer Verbindung mit den Versteifungsrippen des Gewölbes 30 cm starke Längswände angeordnet, welche mit sechs Querwänden von verschiedener Höhe ein starres Zellensystem bilden. Nur der Raum zwischen der vorderen Querwand des Widerlagers und der nächsten Zwischenwand ist unten durch eine

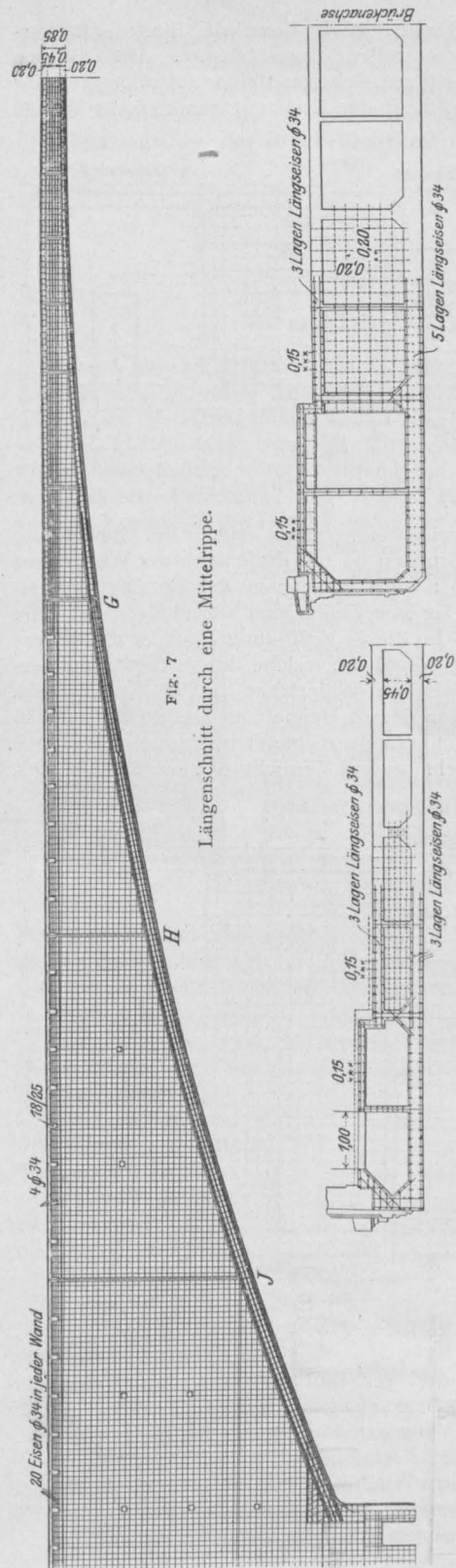


Fig. 7

Längsschnitt durch eine Mittelrippe.

Fig. 8.

Halber Querschnitt im Scheitel.

Fig. 9.

Halber Querschnitt in G.

durchgehende, stark bewehrte Platte mit Versteifungsschwellen abgeschlossen. Die übrigen Wände stützen sich unmittelbar auf „Compressol“-Brunnen, die in den Kreuzungspunkten der Wände

einen starken Widerstand. Überhaupt sind in konstruktiver Hinsicht die für die Lagerung eines flachen, weitgespannten und beträchtlich belasteten Bogens erforderlichen Bedingungen bei einer verhältnismäßig geringen Grundfläche in sehr zweckmäßiger Weise erfüllt.

II. Die Ausführung.

Mit der gleichen Sorgfalt wie die konstruktive Durchbildung des Bauwerkes ist auch die Ausführung erfolgt. Für die Einrammung der 72 „Compressol“-Brunnen wurden ganz eigenartige, spitze oder ovale Bären verwendet, die Löcher ins Erdreich bohrten, in welche der Beton festgestampft wurde*). An dem linken Ufer ist zum Schutze der Fundamente gegen den Wasserangriff eine Eisenbetonspundwand Hennebiquescher Bauart angeordnet worden. Dieselbe bestand aus 130 Spundbohlen von 35/35 cm² Querschnitt, die mit Feder und Nut versehen waren. Durch eine in der Bohlenmitte eingebaute längliche Röhre wurde aus einem Hochbehälter Druckwasser eingelassen, das beim Herausströmen aus der Bohlenspitze den Sand mitriß und in dieser Weise eine rasche Ein-senkung der Bohle ermöglichte.

Die Ausbildung des Lehrgerüsts ist auch eine beachtenswerte Neuerung. Zur Stützung der zehn Gerüstbinder wurden in 10 Reihen je 16 Eisenbetonpfähle mit schraubentörmigen Pfahlspitzen eingerammt (Fig. 12). Die Pfahlköpfe wurden durch Holme paarweise verbunden, auf welche lotrechte Eisenbetonstützen gelagert wurden. Letztere waren durch wagerechte Eisenbetonbalken versteift, welche hölzerne Querbalken, die zur unmittelbaren Stützung der Schalung dienten, trugen. Die genaue Höhenlage der Schalbretter wurde mit Hilfe von Keilen, die unter den Querbalken eingeschoben waren, geregelt. In der Flußmitte war für die Schifffahrt eine Öffnung freigelassen, die durch trapezförmige Binder überbrückt wurde. Diese Gerüstkonstruktion hat sich bei den außerordentlich stark wechselnden Wasserständen des Tibers sehr gut bewährt. Sie wurde, ohne den Flußquerschnitt zu beengen, sehr rasch errichtet und hat bei einem starken Zusammenstoß mit einem Flußdampfer ihre große Festigkeit glänzend erwiesen.

Der Beton wurde in sehr nasser Mischung, und zwar im Verhältnis von 300 kg Zement auf 1 m³ Beton hergestellt. Diese dünnflüssige Mischung hat sich als sehr vorteilhaft gezeigt.

Die Ausführung des Bauwerkes hat eine verhältnismäßig sehr kurze Zeit erfordert. Die Gründungsarbeiten wurden im Januar 1910 begonnen und im August beendet. Fast zu gleichem Zeitpunkt war das Eisenbetonlehrgerüst fertig er-

*) Eine eingehende Beschreibung der Fundierungsarbeiten ist in der oben genannten Veröffentlichung von Herrn Th. Gesteschi enthalten.

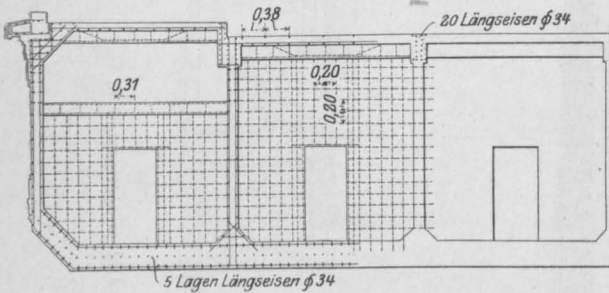


Fig. 10.

Halber Querschnitt in H.

ins Erdreich eingerammt sind; die Bewehrung dieser Brunnen ist mit derjenigen der Wände fest verbunden. Mit Ausnahme der an der Wasserseite gelegenen Zellen sind alle übrigen mit Erde gefüllt. In dieser Erdfüllung sind noch weitere Brunnen eingebaut, welche den festen Zusammenhang zwischen Widerlager und Boden sichern. Diese von Herrn Hennebique selbst vorgeschlagene Fundierungsart bietet nicht nur den Vorteil einer sehr guten Verdichtung des Baugrundes;

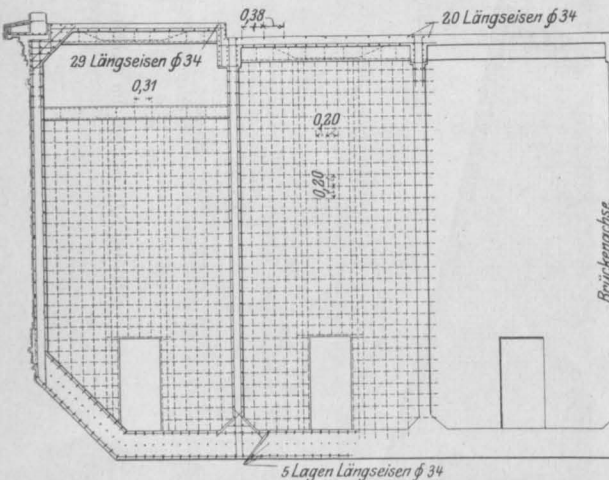


Fig. 11.

Halber Querschnitt in J.

das Widerlager faßt vielmehr durch die zahlreichen Brunnen gewissermaßen in dem Boden selbst Wurzel, und infolge dieser festen Verankerung mit der großen Erdmasse können in der Bodenfuge auch Zugspannungen mit Sicherheit aufgenommen werden. Außerdem leisten die Brunnen in der Längsrichtung der Widerlagersohle

richtet. Ende September war auch die Schalung hergestellt. Die Betonierung der Widerlager, des Bogens, der Fahrbahn und der Bürgersteige erfolgte in dem Zeitraum von Ende Juli 1910 bis Ende Februar 1911. Im Mai 1911 konnte die Brücke dem Verkehr übergeben werden.

Die ausführende Firma „Società Porcheddu, Ing. G. A.“ in Turin, die italienische Vertreterin der Firma Hennebique, hatte durch Anwendung der modernsten technischen Hilfsmittel die vielen Schwierigkeiten, welche sich während des Baues herausstellten, zu überwinden gewußt*) und durch die ebenso rasche als sorgfältige Ausführung der Brücke eine hervorragende Leistung zustande gebracht.

III. Die Belastungsproben.

Die zahlreichen Belastungsproben, welche bei der Risorgimento-Brücke vorgenommen worden sind, dürften in hohem Maße geeignet sein, das

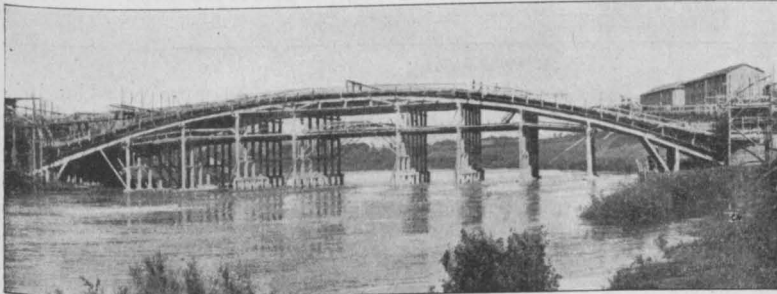


Fig. 12.

wissenschaftliche Interesse zu erwecken. Ihre Ergebnisse geben zum Teil eine so anschauliche und zugleich so neuartige Darstellung der Kräfteverteilung, daß es sich lohnt, die Einzelheiten der Versuche genau mitzuteilen**).

Die ersten Versuche wurden am 17. April 1911 durchgeführt, und zwar zunächst mit 7 Dampfwalzen von insgesamt 102 t Dienstgewicht, und dann mit einem von 16 Pferden gezogenen, schwer beladenen Wagen (Fig. 1). Verschiedene Biegemessmer waren am Scheitel und in der Mitte zwischen Scheitel und Kämpfer angeordnet (Fig. 13). Über die beobachteten Senkungen gibt nachstehende Tabelle Auskunft (Tabelle 1).

Wie aus dieser Zusammenstellung zu ersehen ist, betrug bei einer Gesamtlast von 150 t die größte Durchbiegung nur 3,1 mm und ging nach der Entlastung vollkommen zurück. Das auf-

*) Nähere Einzelheiten über die technischen Einrichtungen an der Baustelle sind in dem Aufsatz von Herrn Quesnel gegeben.

***) Die Angaben sind dem außerordentlich interessanten Bericht von Herrn Quesnel in den „Annales des Ponts et Chaussées“ entnommen.

fallendste an diesem Ergebnis ist nicht die Kleinheit der Formänderung, sondern vielmehr die Art ihrer Verteilung. Um letztere in anschaulicher Weise darzustellen, haben wir in der Fig. 14 die Querbiegunslinie des Brückenscheitels während

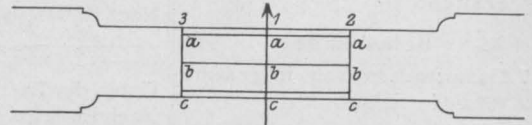


Fig. 13.

der drei Versuche eingezeichnet. Die Figur zeigt, daß bei den in bezug auf die Längsachse symmetrischen Belastungsfällen sich der Brückenscheitel gleichmäßig von der Mitte nach den Querschnittsrändern wölbt, während bei der ausschließlichen Belastung des linken Fahrbahnrandes (Versuch 2) die Durchbiegung des Scheitels von links nach rechts abnimmt; hierbei beträgt die Senkung des belasteten Randes 2,9, diejenige des unbelasteten 1,5 mm. Dies beweist nicht nur, daß die Belastung zugleich von dem belasteten Brückestreifen und den benachbarten Teilen übernommen wird, sondern auch, daß die in der Querrichtung am weitesten von dem Lastort entfernten Streifen in sehr beträchtlichem

Maße zur Kraftübertragung beitragen. Das Verhältnis der Formänderungen 1,5 : 2,9 ist für eine Brücke von solcher Breite besonders beachtenswert.

Diese Beobachtung legt die Frage nahe, ob es nicht angängig wäre, bei Brücken von großer Breite höhere Spannungen als bei solchen von geringer Breite zuzulassen. Stellt man sich nämlich auf den Standpunkt, daß die Grenzen der zulässigen Spannungen in einem einfachen Verhältnis zu derjenigen Belastung stehen müssen, welche das Bauwerk durchschnittlich, und nicht in äußerst seltenen, kaum wahrscheinlichen Fällen zu tragen hat, so wird man zugeben, daß bei einer langen und breiten Brücke eine den Belastungsannahmen entsprechende Verkehrsdichtigkeit so selten vorkommen kann, daß es angebracht ist, die durch die Quersteifigkeit der Brücke

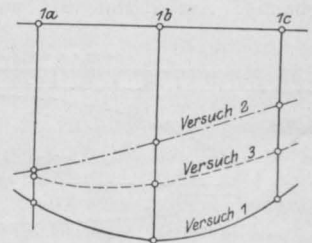


Fig. 14.

Tabelle 1.

| | Beobachtungs- stelle | | | | Beobachtet um |
|---|-------------------------------------|------------------|------------------|-----------------|----------------------|
| 1. Versuch: Belastung: 7 Dampfwalzen von insgesamt 102 t Gewicht. Anordnung: 5 Walzen längs der Linien a, c. 2 Walzen in der Nähe von 1b. | Unter der Last . Nach Entlastung | 1a | 1b | 1c | 11 Uhr 30 11 " 45 |
| | | 3,5 mm 0,0 " | 4,2 mm 0,2 " | 3,3 mm 0,2 " | |
| | Unter der Last . Nach Entlastung | 2b | | | 11 Uhr 30 11 " 45 |
| | | 0,6 mm 0,0 " | | | |
| | Unter der Last . Nach Entlastung | 3b | | | 11 Uhr 30 11 " 45 |
| | | 0,8 mm 0,0 " | | | |
| 2. Versuch: Belastung: 7 Dampfwalzen von insgesamt 102 t Gewicht. Anordnung: 7 Walzen längs von 2a—3a. | Unter der Last . | 1a | 1b | 1c | 12 Uhr |
| | | 2,9 mm | 2,3 mm | 1,5 mm | |
| | Unter der Last . | 2b | | | 12 Uhr |
| | | 0,6 mm | | | |
| | Unter der Last . | 3b | | | 12 Uhr |
| | | 0,8 mm | | | |
| 3. Versuch: Belastung: 7 Dampfwalzen und 1 von 16 Pferden gezogener Wagen. Gesamtlast 150 t. Anordnung: 3 Walzen längs 2a—3a 3 " " 2c—3c 1 Walze " 2b—3b 1 Wagen " 2b—3b | Unter der Last . Nach Entlastung | 1a | 1b | 1c | 12 Uhr 10 12 " 20 |
| | | 3,0 mm 0,15 " | 3,1 mm 0,05 " | 2,4 mm 0,0 " | |
| | Unter der Last . Nach Entlastung | 2b | | | 12 Uhr 10 12 " 20 |
| | | 1,8 mm 0,1 " | | | |
| | Unter der Last . Nach Entlastung | 3b | | | 12 Uhr 10 12 " 20 |
| | | 1,4 mm 0,0 " | | | |

bewirkte Lastverteilung zu berücksichtigen, und auch für die durchschnittliche Nutzlast höhere Spannungen zuzulassen.

Die Ergebnisse der weiteren statischen Versuche waren für das Bauwerk nicht weniger günstig. Am 9. Mai 1911 wurde die Brücke mit

dem rechten Kämpfer zu. Die Bewegungen des Gewölbes wurden mit Hilfe von 5 an der unteren Laibung angebrachten Biegunsmesser von Richard beobachtet, und zwar waren drei von diesen Apparaten am Scheitel und je einer links und rechts vom Scheitel in 25 m Entfernung angeordnet. Eine Zusammenstellung der Versuchsergebnisse ist in der folgenden Tabelle 2 enthalten.

Wie wir sehen, betragen die größten Senkungen:

Am Scheitel im Mittel . . . 3,22 cm,
25 m links vom Scheitel . . . 1,91 " ,
25 m rechts vom Scheitel . . . 1,62 " .

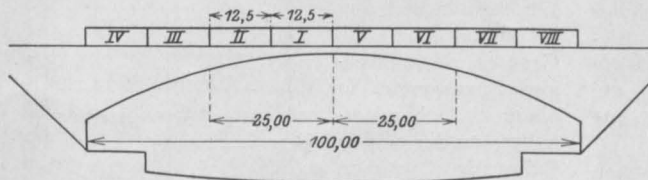


Fig. 15.

einer Schicht von 8 cm Sand und 24 cm Kies gleichmäßig belastet. Infolge eines andauernden Regens war diese Schicht stark mit Wasser durchnässt, und ihr Gewicht betrug ungefähr 620 kg/m². Die Belastung ging allmählich, entsprechend der in Fig. 15 dargestellten Anordnung, vom Scheitel nach dem linken und sodann nach

dem rechten Kämpfer zu. In den Vertragsbedingungen waren für eine gleichmäßige Belastung der Brücke mit 500 kg/m² 6,67 cm oder $\frac{1}{1500}$ der Spannweite als Durchbiegung zugelassen. Die beobachtete Senkung ist also verhältnismäßig sehr gering. Wir werden aber später zeigen, daß sie keinesfalls kleiner ist, als

Tabelle 2.

| Ablesungen in Millimetern an den Stellen | | a | a' | a'' | b | c |
|--|---|------|------|------|------|------|
| Belastung: | | | | | | |
| 8. Mai. | Der Streifen I wird von 2 Uhr 30 bis 6 Uhr 30 belastet | 4,9 | 4,9 | 4,6 | 0,4 | 2,2 |
| 8. Mai. | (Um Mitternacht.) Die Belastung des Streifens II wird fortgesetzt | 8,3 | 8,1 | 7,6 | 0,80 | 6,4 |
| 9. Mai. | Um 8 Uhr 30 ist der Streifen III fertig belastet | 11,3 | 11,1 | 10,7 | 0,90 | 11,7 |
| 9. Mai. | (Mittag.) Die Brückenhälfte I—IV steht unter voller Last | 12,9 | 14,2 | 12,2 | 1,00 | 13,7 |
| 9. Mai. | 4 Uhr 30. Streifen V belastet | 19,7 | 20,7 | 18,8 | 3,9 | 15,9 |
| 9. Mai. | 9 Uhr 30. Streifen I—VI belastet | 25,6 | 26,6 | 24,8 | 10,0 | 17,3 |
| 10. Mai. | Um 6 Uhr ist die ganze Brücke belastet. Beobachtung um 7 Uhr 30 | 31,4 | 32,2 | 30,8 | 15,6 | 18,5 |
| 10. Mai. | 11 Uhr 15. Letzte Ablesung, 45 Stunden nach dem Beginnen des Versuchs und nach einer 5-stündlichen Dauer der Vollbelastung. | 32,1 | 32,9 | 31,6 | 16,2 | 19,1 |
| Entlastung: | | | | | | |
| 11. Mai. | 8 Uhr. Die Fahrbahn ist vollkommen entlastet, nur die Fußwege sind belastet . . | 21,8 | 23,8 | 21,7 | 11,4 | 13,5 |
| 11. Mai. | Entlastung der Fußwege um 12 Uhr, Ablesung um 3 Uhr 30 | 14,6 | 18,5 | 16,4 | 7,6 | 9,9 |
| 12. Mai. | Bleibende Durchbiegungen | 14,4 | 18,0 | 15,7 | 7,4 | 9,5 |

Bemerkung. Die Meßstellen a, a', a'' befinden sich am Scheitel, die Stellen b und c 25 m rechts bzw. links desselben; a, b und c liegen in der Brückenlängsachse, a' am Gewölberande stromabwärts und a'' stromaufwärts.

man es auf Grund einer genauen statischen Untersuchung hätte voraussehen können.

Nach der Entlastung ging die Scheitelsenkung auf 1,8 cm zurück. Diese bleibende Formänderung dürfte vielleicht durch die Zusammendrückung des Gewölbes und der anschließenden Widerlagerwände infolge der starken Achsialkräfte verursacht worden sein.

Die dynamische Prüfung des Bauwerkes wurde auch in sehr eingehender Weise durchgeführt. Es wurden zunächst drei Dampfwalzen von 13 bzw. 16, bzw. 17 t Dienstgewicht in einer Linie über die Brücke geführt. Sie fuhren dreimal von einem Widerlager zum andern. Die größte Durchbiegung des Scheitels betrug 1,95 mm und ging nach dem Versuch auf 1,6 mm zurück.

Die Versuche zur Feststellung der Schwingungen des Tragwerkes sind in wissenschaftlicher Hinsicht die wertvollsten. Da es sich um ein sehr flaches Gewölbe von verhältnismäßig geringem Gewicht handelte, so lag die Frage nahe, ob nicht die für den Bestand einer eisernen Brücke so gefährlichen Schwingungen auch dem Eisenbeton schädlich sein könnten. Die Versuchsergebnisse

sind für die massive Brücke sehr günstig ausgefallen.

Um die Schwingungen zu beobachten, wurden drei selbstregistrierende Biegunsmesser von Rabut mit zwanzigfacher Vergrößerung benutzt*). Der erste war in der Mitte der Brückenlängsachse, die beiden andern 7,18 m rechts und links vom Scheitel angeordnet.

Bei den ersten Versuchen, die früh morgens von 5 bis 8½ Uhr durchgeführt wurden, war die Geschwindigkeit der Walzen der Biegunsmesser auf eine Umdrehung in 13 Minuten eingestellt. Über die Brücke marschierten 990 Soldaten, und zwar zu fünfzehn Mann in einer Reihe und bei 0,85 m Reihenabstand, teils in gewöhnlichem Schritt (ohne Tritt), teils in gleichmäßigem Laufschrift. Um einen regelmäßigen Gang bei verschiedenen Geschwindigkeiten zu erzielen, wurde der Takt von einer Musikkapelle gegeben.

*) Eine Beschreibung dieser Apparate ist in einer Mitteilung des Verfassers in „Armierter Beton“ 1912, Heft 3 gegeben. Vgl. Marcus: „Bemerkenswerte Beobachtungen bei Belastungsversuchen an zwei französischen Bauwerken.“

Das Diagramm in Fig. 16 ist am Brückenscheitel aufgenommen; es zeigt recht deutlich, wie die Schwingungsintensität mit zunehmender Belastung wächst.

Bei den im Laufe des Nachmittags angestellten Versuchen wurden Verbände von 120, 420, 600,

390 000 kg Gesamtlast eine maximale Durchbiegung von 5,3 mm verursachte, während bei einem Aufmarsch von nur 16 Leuten im Gleichschritt (730 kg) die Schwingungen eine Tiefe von 3,2 mm erreichten. Eine Erklärung für die geringe Schwingungsweite beim Eisenbeton dürfte viel-

leicht in der Tatsache gegeben sein, daß durch die monolithische Gliederung die ganze Masse des Bauwerkes in viel wirksamerer Weise an der Formänderungsarbeit teilnimmt.

Die in den Diagrammen eingezeichneten Kurven sind beim Gleichschritt von einer deutlichen Regelmäßigkeit. Die Unterschiede hinsichtlich der Schwingungsweite zwischen

gewöhnlichem und Gleichschritt sind nicht sehr beträchtlich; die größten beobachteten Werte betragen 2 bzw. 2,6 mm. Der Einfluß der Temperatur auf die Schwingungen ist auch verhältnismäßig gering.

Am stärksten ist die Schwingungsweite, wenn die Periode der eigenen Schwingung des Tragwerks mit der Periode der beim Schritt entstehenden rhythmischen Stöße übereinstimmt. Die durch die gleichzeitigen Schwingungen erzeugten Formänderungen wirken dann im gleichen Sinne und

720 und 900 Mann der Reihe nach über die Brücke geführt. Um die einzelnen Schwingungen genauer aufnehmen zu können, wurde die Drehungsgeschwindigkeit der Walzen der Biegunsmesser auf 26 Sekunden geregelt. Die bei einem Aufmarsch von 900 Soldaten beobachteten Bewegungen sind in den Diagrammen 17 und 18 dargestellt, und zwar gilt das erstere für gewöhnlichen, das zweite für Gleichschritt. Die zeitliche Reihenfolge der Schwingungen ist durch die Buchstaben a, b, c, d, e gekennzeichnet.

Die verschiedenen Aufnahmen zeigen, daß im allgemeinen die Schwingungsamplitude verhältnismäßig gering ist. Sie nimmt bei jedem neuen Auftritt und entsprechend der wachsenden Anzahl der marschierenden Truppen zu, und umgekehrt nach dem Auftritt sofort wieder ab. Die größte Senkung, welche hierbei beobachtet wurde, ist kaum zweimal so groß als die entsprechende Durchbiegung, die bei ruhender Last entstanden wäre.

Um zu zeigen, wie viel günstiger sich in dieser Hinsicht Eisenbetonkonstruktionen als eiserne Bauwerke verhalten, sei erwähnt, daß bei der Lépine-Brücke in Paris, welche aus eisernen Bögen von 40 m Spannweite besteht, eine ruhende, gleichmäßige Belastung von 400 kg/m² oder

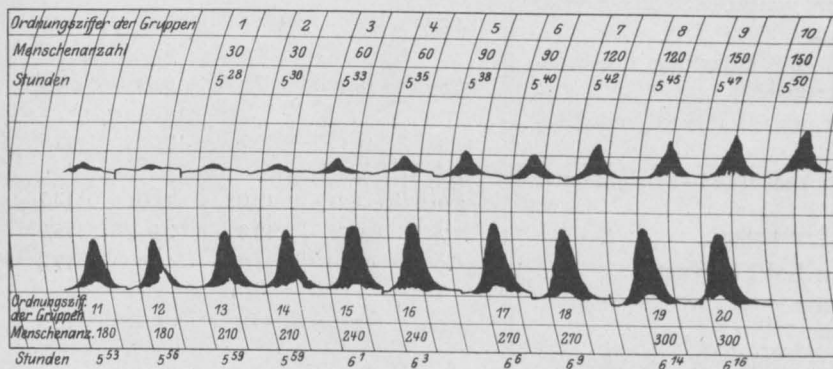


Fig. 16.

30—300 Mann in gewöhnlichem Schritt.

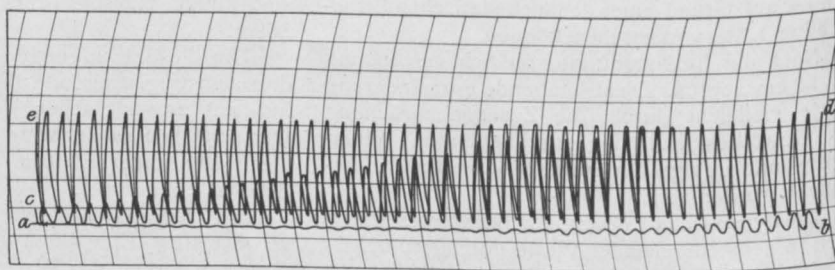


Fig. 17.

900 Mann in gewöhnlichem Schritt.

haben eine Vermehrung der Senkung zur Folge. Fallen hingegen die beiden Perioden zeitlich auseinander, so heben sich die Formänderungen teilweise auf; eine solche Interferenzerscheinung ist in den Knoten und Bäuchen der Schwingungswellen in Fig. 17 zu erkennen. Die Feststellung der Zeitabschnitte, in welchen sich die beiden Schwingungen verstärken, gestattet, die Dauer der eigenen Schwingungen des Tragwerks, wenigstens näherungsweise zu bestimmen. Nach den bei der

Risorgimento-Brücke sowie bei andern Gewölben durchgeführten Versuchen, ist diese Dauer wenigstens 2 bis 3mal so kurz wie die dem raschesten Gleichschritt entsprechende Schwingungszeit. Will man also wirklich die ungünstigsten Formänderungen erzielen, so muß der Takt des Aufmarsches so geregelt werden, daß bei jedem zweiten oder dritten Auftritt eine Übereinstimmung in den Schwingungen erreicht wird.

Es sei schließlich noch hervorgehoben, daß die Schwingungsintensität nur bei den leichtesten, am meisten elastischen Teilen des Bauwerkes von merklicher Bedeutung ist, und daß sie um so beträchtlicher wird, je flacher sich der Bogen wölbt, und je mehr Mannschaften in einer Linie auf die Fahrbahn gestellt werden können.

IV. Statische Untersuchung des Gewölbes.

Die Berechnung der Risorgimento-Brücke wird fast in allen Veröffentlichungen nur mit folgenden Worten erwähnt: „Die statische Untersuchung des Bauwerkes ist von der Firma Hennebique, unter eigener Verantwortung, nach einem eigenen einfachen Verfahren durchgeführt.“

Obgleich die Bauweise der Risorgimento-Brücke auch bei zwei anderen weitgespannten Brücken*) zur Ausführung gelangt ist, wäre es vielleicht nicht überflüssig gewesen, um ein vollkommenes Bild der Kühnheit des Bauwerkes zu geben, wenigstens die Grenzwerte der auftretenden Spannungen mitzuteilen, um so mehr, als dieses „einfache Verfahren“, welches der Firma Hennebique eigen sein soll, unseres Wissens bis heute nirgends veröffentlicht worden ist. Im Interesse der Wissenschaft erscheint es sehr bedauerlich, wenn gerade die wertvollsten Untersuchungen geheim gehalten werden und in dieser Weise der gesamten, nach Fortschritt strebenden

Technik nicht zugute kommen können. Wäre es ohne weiteres möglich, die statischen Verhältnisse der Risorgimento-Brücke zu übersehen, so würde die Mangelhaftigkeit der Berichte weniger auffallen. Bei einer eingehenden Prüfung der Standfestigkeit eines Bauwerkes von solchen außergewöhnlichen Abmessungen tauchen aber eine Reihe wichtiger Fragen auf, deren Lösung unseres Erachtens keineswegs einfach ist.

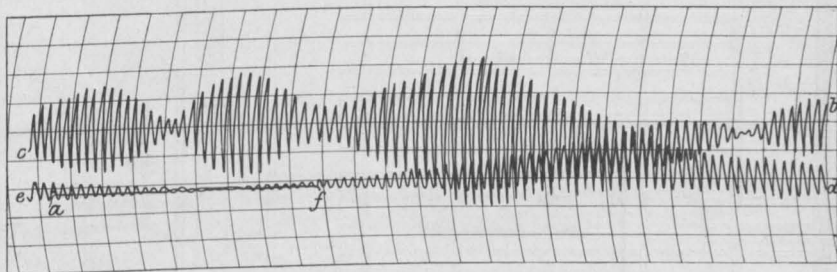


Fig. 18.
900 Mann in Gleichschritt.

Um eine Aufklärung dieser Fragen herbeizuführen, haben wir die Risorgimento-Brücke nach der Theorie des elastischen Bogens zu berechnen versucht. Die Ergebnisse dieser Untersuchung sind in mancher Hinsicht so überraschend, daß eine Mitteilung des Rechnungsganges dem Leser vielleicht willkommen sein dürfte.

Das Tragwerk der Tiberbrücke ist an keiner Stelle durch Fugen oder Gelenke unterbrochen. Da die Widerlager tief im Erdreich verankert sind, so können bezüglich der statischen Wirkungsweise alle für eine feste Einspannung erforderlichen Bedingungen als erfüllt angesehen werden. Es ist auch in der Tat während der Hauptbelastungsprobe mit Hilfe eines Theodoliten von großer Genauigkeit festgestellt worden, daß eine auf der Stirnwand in Richtung der vorderen Querwand des Widerlagers eingezeichnete Lotrechte weder Verdrehung noch Verschiebung erfahren hat. Die eigentliche Kämpferfuge liegt also — die spätere Untersuchung wird es gleichfalls bestätigen — an derjenigen Stelle, wo das Gewölbe in dem durchgehenden Abschlußbalken endet.

(Fortsetzung folgt).

DIE NEUE FABRIKANLAGE DER LEIPZIGER CHROMOGRAPHISCHEN DRUCK- UND VERLAGSANSTALT MEISSNER & BUCH.

Die Leipziger Chromographische Druck- und Verlagsanstalt Meißner & Buch, Leipzig, sah sich im Jahre 1909 veranlaßt, eine Vergrößerung ihrer Fabrikanlage vorzunehmen.

Die von der Firma Rud. Wolle, Leipzig, hierbei zur Ausführung gekommenen Eisenbetonarbeiten seien im nachfolgenden des näheren beschrieben:

Das neu zu erbauende Gebäude sollte in erster Linie zur Schaffung von Räumlichkeiten für Aufbewahrung von Lithographiesteinen dienen, und

*) Die Brücke über die Via Cigna in Turin, der Viadukt von Saint-Claude über die Bienne in Frankreich.

zwar wurden hierfür die zwei Untergeschosse des sechs Stockwerke umfassenden Gebäudes vorgesehen; die oberen dienen als Fabrikationsräume zur Aufnahme der in diesem Zweige erforderlichen Sondermaschinen. Infolgedessen sind

| | |
|----------------------|-------------------------------|
| im untersten Keller | 2000 kg, |
| „ Untergeschoß . | 1500 „ + 30 0/0 Stoßzuschlag, |
| „ Erdgeschoß . . | 1200 „ + 30 „ |
| „ 1., 2. u. 3. Ober- | 1000 „ + 30 „ |
| geschoß . . . | |

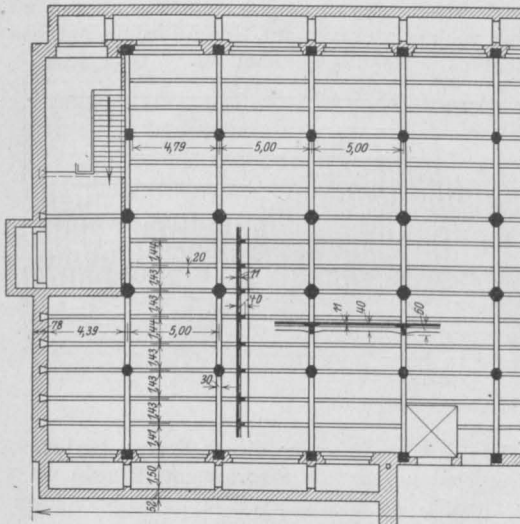


Fig. 1. Kellergeschoß-Grundriß

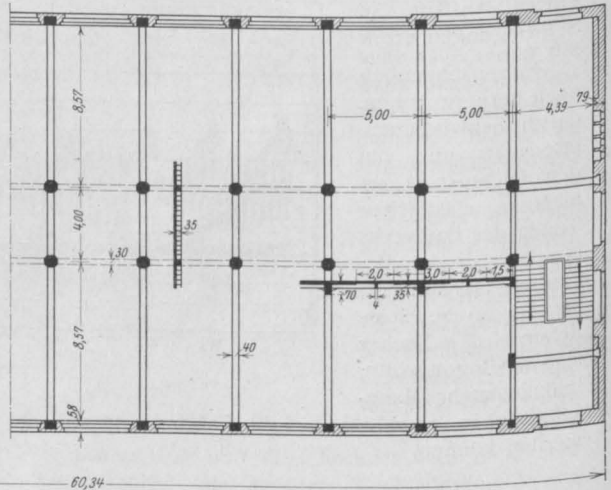


Fig. 2. Obergeschoß-Grundriß.

sehr hohe Nutzlasten zugrunde gelegt, und zwar beträgt die Nutzlast:

Die seitens der Leipziger Baupolizei geforderten Zuschläge für Stoßwirkungen bewegen sich zwischen 30 und 50 0/0, doch wurde hier infolge der an und für sich reichlich bemessenen Nutzlast ein Zuschlag von 30 0/0 als ausreichend betrachtet. Es ist diese Maßnahme, obwohl sie vielleicht zunächst für den Bauherrn das Gefühl einer gewissen Härte hervorruft, doch als sehr zweckmäßig zu bezeichnen, da der sich hieraus ergebende stärkere und steifere Deckenkörper ein wesentlich höheres Maß an Sicherheit gegen die ständigen Einwirkungen von Erschütterungen bietet.

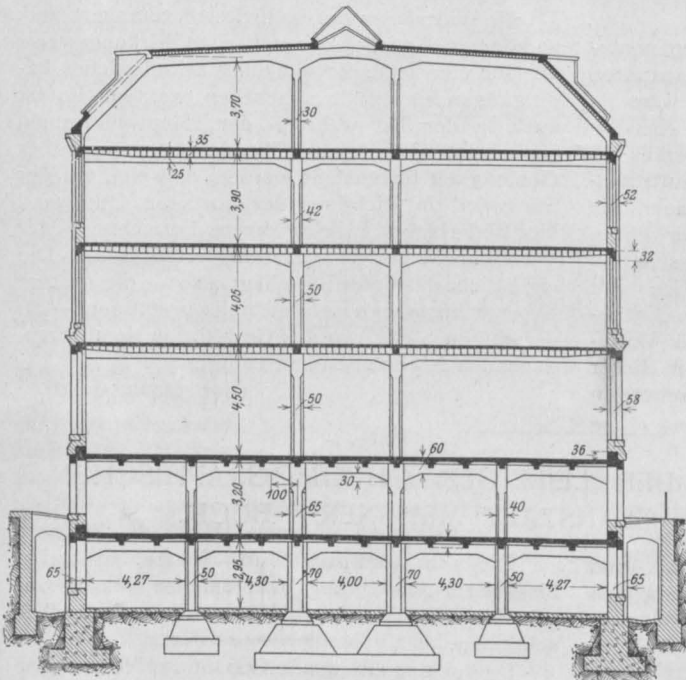


Fig. 3.
Querschnitt A—B.

So ist z. B. hier in Leipzig in einer vor etwa 10 Jahren erbauten Fabrik in der Großbuchbinderei betrieben wird, mit Decken aus Betonplatten zwischen eisernen I-Trägern jetzt die Wahrnehmung zu machen, daß der Beton durch die fortwährenden Erschütterungen so in seiner Struktur gelitten hat, daß sämtliche Decken provisorisch abgesteift werden müssen und durch neue zu ersetzen sind. Wenn auch in diesem Falle dem damaligen Ausführenden eine gewisse Schuld infolge mangelhafter Mischung beizumessen ist, so konnte man doch jetzt durch Vergleich mit unbenützten Deckenteilen

feststellen, daß alle durch die Erschütterung überbeanspruchten Teile an der Grenze ihrer Leistungsfähigkeit angekommen waren.

Das gesamte Fabrikgebäude, das hier besprochen werden soll, ist bei einer Grundfläche von 1350 qm als Eisenbetonfachwerk zur Ausführung gekommen. Mit Ausnahme der Fensterstürze, die sichtbar geblieben sind, sind alle Wandsäulen ummauert und das Verblendmauerwerk architektonisch behandelt worden.

Bei einer Gebäudelänge von etwa 61 m beträgt die Gebäudetiefe 22 m; zur Aufnahme aller Lasten sind zwei Mittelsäulenstränge vom Keller ab durchgeführt. In den beiden Untergeschossen mußten zur Vermeidung allzu hoher Hauptträger zwei seitliche Säulenreihen angeordnet werden. Die beiden untersten Geschosse sind mit Haupt- und Nebenbalkenteilung zur Ausführung gekommen, da bei der geringen Geschosshöhe die Unterzüge mit einem Kleinstwert zu bemessen waren.

Vom Erdgeschoß ab wurde eine besondere Deckenkonstruktion, die Wollesche Hohldecke („Saxonia-Decke“), zur Anwendung gebracht. Diese Decke spannt sich als ebene Platte auf eine freie Länge von 5 m von Hauptbalken zu Hauptbalken. Dadurch wird eine durch die ganze Gebäudetiefe gehende ebene Untersicht erzielt, die so den Lichteinfall von beiden Öffnungen her auf das günstigste fördert. Die bei Nebenbalken den Lichtreflex stets störenden Schlagschatten werden vollständig vermieden. Allerdings sind die Kosten gegenüber einer Rippendecke etwas höher, aber die sich ergebenden Vorteile wiegen doch die entstehenden Mehrkosten auf, um so mehr, als bei den gewünschten Nutzlasten ein möglichst steifer, gegen Erschütterungen sicherer Deckenkörper zu schaffen war.

Die Berechnung der gesamten Konstruktion erfolgt auf Grund der Leipziger baupolizeilichen Bestimmungen unter Einhaltung der Zulässigkeitswerte von $\sigma_b = 40 \text{ kg/qcm}$ für Beton, $\sigma_e = 1000$ „ „ Eisenbeton. Die Hohldecke im besonderen wurde mit der Höchstgrenze von $\sigma_b = 30 \text{ kg/qcm}$ für Beton und $\sigma_e = 1000$ „ „ Eisenbeton berechnet. Die Ermittlung der äußersten Kräfte erfolgte nach den Gesetzen der Kontinuität unter der Annahme der ungünstigsten Lastlagen.

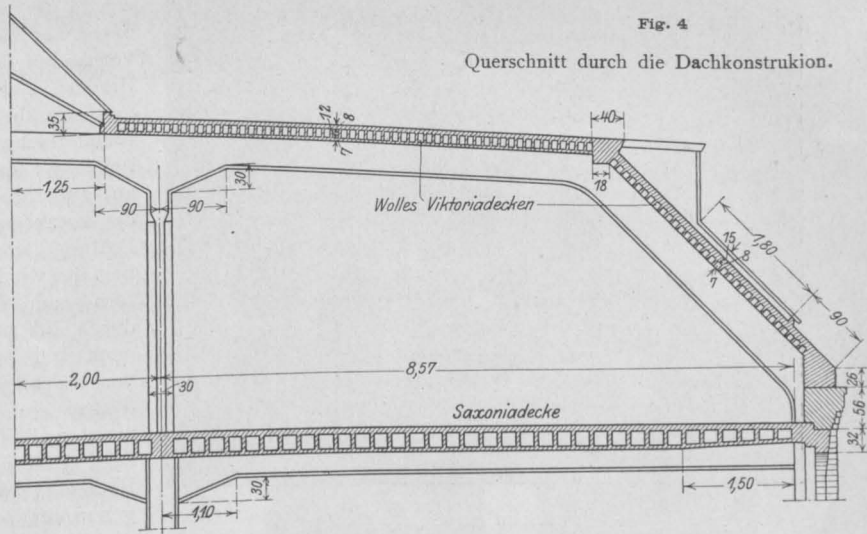


Fig. 4

Querschnitt durch die Dachkonstruktion.

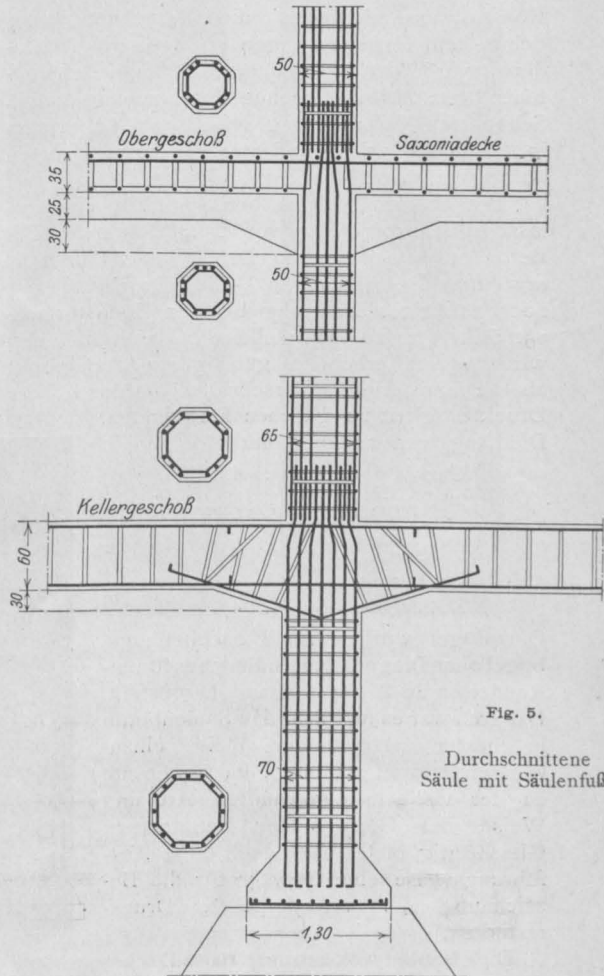


Fig. 5.

Durchschnitte Säule mit Säulenfuß.



Fig. 6. Blick in ein Obergeschoß.

Besonderes Augenmerk war bei den einzelnen Konstruktionsteilen auf die Berechnung der Schub- und Haftspannungen zu legen; im besonderen wurde den Balkenquerschnitten an den Voutenendigungen eine genaue Untersuchung zuteil. Schub- und Haftspannung wurde mit 4,5 kg/qcm in Ansatz gebracht. Die Untersuchungen erfolgten auf graphischem Wege.

Die Stützen wurden berechnet für eine zulässige Beanspruchung von $\sigma_b = 50$ kg/qcm. Bei Beton auf unmittelbaren Druck lassen die vorerwähnten Bestimmungen $\frac{1}{7}$ der Druckfestigkeit nach 28 tägiger Erhärtung bis zur Höchstgrenze von 50 kg/qcm zu. Sie stellen sich damit auf einen wirtschaftlich erheblich günstigeren Standpunkt als die ministeriellen Vorschriften, die nur $\frac{1}{10}$ der Druckfestigkeit im gleichen Fall kennen.

Die Längsarmierung war hierbei folgende:

| | |
|---------------------|----------|
| Dach | 1,8 0/0, |
| 2. Obergeschoß . . | 2 „ |
| 1. „ | 3 „ |
| Erdgeschoß | 4 „ |
| Untergeschoß . . . | 4,3 „ |
| Kellergeschoß . . . | 4,5 „ |

Die Bügel wurden als Umschließungsbügel ohne Diagonalverbindung aus 10mm-Rundeisen in 18 cm Abstand hergestellt. Dadurch war es möglich, den Säulenbeton in bester sachgemäßer Weise einzubringen und zu stampfen, im Gegensatz zu der vielfach angewandten Art und Weise des Gießens der Betonmasse. Gleichzeitig bietet aber auch diese Ausführungsweise eine Gewähr für die Bezeichnung der erforderlichen Druckfestigkeit.

Die Eisenbetonkonstruktion des Daches

wurde als mehrstieliges Rahmengebilde berechnet; da nur einige Normalbinder vorhanden waren und bei allen anderen Bindern sich vielfach anormale Verhältnisse ergaben, so war eine umständliche, rechnerische Behandlung notwendig; hierbei zeigte sich, daß der Gewinn in bezug auf günstige Momentenbestimmung durch die Zeitaufwendungen für Aufstellung und Prüfung dieser eingehenden Berechnungen beinahe wieder ausgeglichen wurde. Sofern man demnach in der Lage ist durch Annäherungsrechnungen, wenn auch bei etwas größerem Materialaufwand schneller zum Ziel zu kommen, dürfte ein solches Verfahren in den meisten Fällen der Praxis angebrachter sein, als der mitunter sehr umfangreiche Rechnungsballast bei der Durchführung genannter Berechnung.

Als Mischungsverhältnis waren gewählt: für Träger, Platten usw. 1 Teil Zement, 3 Teile Sand, $2\frac{1}{2}$ Teile Hartgesteinkleinschlag. Die laufend ausgeführten, normengemäßen Bruchproben an Würfeln von 30 cm Seitenlänge ergaben 300/350 kg/qcm Bruchfestigkeit.

Für die Säulen wurden die Mischungsverhältnisse zu 1 Teil Zement, 2 Teilen Sand, $1\frac{1}{2}$ Teilen Hartgesteinkleinschlag durchgeführt.

Zu der Dachkonstruktion ist noch zu bemerken, daß zwecks Erzielung einer besseren Isolierung die zwischen den Hauptträgern erforderlichen Platten mittels einer Hohlsteindecke von 10 cm Stärke und darüber befindlichen, 4 cm starkem Betondruckgurt zur Ausführung kamen.

Im übrigen sei auf die beigelegten Fig. 1 bis 7 verwiesen.

Hf.



Fig. 7. Blick in den Dachraum.

VERSUCHE MIT EISENBETONSTÜTZEN.

Von Geh. Reg.-Rat Prof. G. Lang (Hannover).

(Fortsetzung von S. 257.)

Die zweite Eisenbetonstütze des Jahres 1912 wurde am 27. Juni im Alter von 92 Tagen zerdrückt, ergab aber nicht, wie zu erwarten war, eine höhere, sondern eine ziemlich niedrigere Bruchbelastung, nämlich 186 at gegen 241 der 43tägigen Probe. Die ersten Abschuppungen entstanden im 3. und 4. unteren Felde und führten dann bald zum Abschälen, wie die 2 Aufnahmen „über Eck“ (Bild 13a u. b) zeigen.

Diese tiefe Lage der Zerstörung hatte zwei Gründe: erstens das allzu tiefe Hineinstampfen der Längseisen und ihrer Korke in die Bodenschicht, so daß nur 6 mm der letzteren übrig blieben und die Längseisen nur 4—7 mm Spielraum im Kork hatten, was Bild 13c in umgestülpter Lage veranschaulicht (dieser Fehler wird in Zukunft durch die S. 256 genannten Einsetzstäbchen verhindert werden); zweitens aber die ungünstige Schräglage einiger flachen Kiesstücke im äußeren Mantel als Ursache des Abrutschens im 3. und 4. Felde.

Bild 13d zeigt die Rückseite eines solchen abgeschuppten Stückes, bei dem auch das Abreißen einiger schmaler Kalk- und einiger mürber Sandsteinbrocken zu erkennen ist.

Bild 13e zeigt den unversehrt gebliebenen oberen Kopf, bei dem die drahtumschnürten Korke mit dem Hohlraum (nach Wegschlagen der zwei Ecken) deutlich erkennbar sind, ebenso ihr Abstand von der Kopffläche.

Bild 13f endlich zeigt zwei Stücke der Unterseite dieser abgeschlagenen Kopffläche mit deutlichem Eindruck der Korke und ihrer Hohlräume, in die beim Abgleichen ein wenig Mörtel an den Rändern eingedrungen war; die lose Wattefüllung haftete so fest daran, daß sie erst abgerissen werden mußte, um das Bild nicht undeutlich werden zu lassen. Diese Korkeindrücke sind von den flachen Kiesstücken, die an der Abgleichschicht hafteten, leicht zu unterscheiden.

Am 4. Juli 1912 wurde auch die unbewehrte dritte Stütze dieses Jahres — gleichfalls im Alter von 92 Tagen — zerdrückt; sie brach bei 150 at Pressung und zwar nach ganz kurzem Knistern unten über Eck so plötzlich zusammen, daß kaum Zeit zum Abnehmen der Schnellmesser blieb und eine Bildaufnahme in der Presse unmöglich wurde.

Die Bilder 14b u. c zeigen daher die Stütze nach dem Herausnehmen in umgestülpter Lage und lassen deutlich erkennen, daß auch hier die ungünstige Stellung der dünnen Kiesstücke den Bruch durch Abschuppen einleitete, so daß der Sprengkopf (Bild 14a) sich ganz einseitig ausbildete

und die Bruchfestigkeit wesentlich kleiner war, als bei den zwei bewehrten Stützen des Jahres 1912¹⁴⁾.

Ob der Ausfall ein besserer und die Sprengkopfwirkung ausgeglichen worden wäre, wenn man die in Fußnote 13 angekündigten 2 Eisenbänder nicht leider anzulegen vergessen hätte, läßt

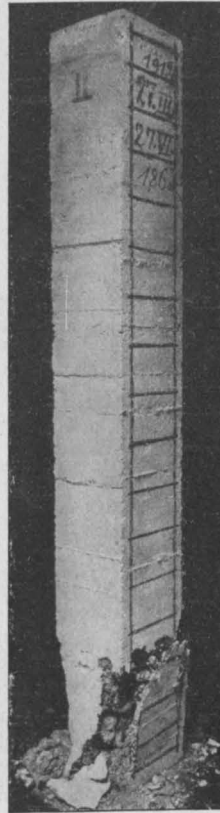


Bild 13 a.

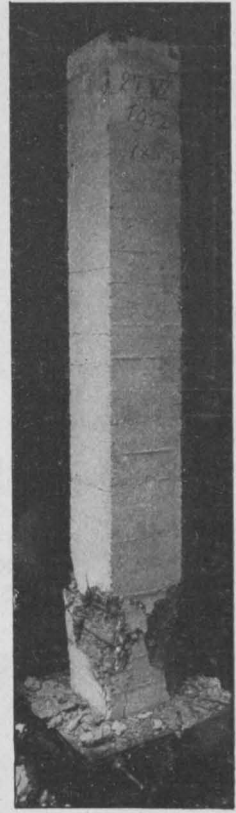


Bild 13 b.

sich erst nach Wiederholung des Versuches in weiteren 92 Tagen feststellen.

Wie gut solche Eisenbänder zum Schutz eines beschädigten und erst kurz vor der Druckprobe ausgebesserten Kopfes wirken, zeigt Bild 5e der Stütze 1909, 4, das hier nachgeholt sei.

Die Beeinträchtigung der Versuche über die beste Eisenbewehrung durch die ungünstige Kies-

¹⁴⁾ In der letzten Zeile der Liste II S. 256 ist nunmehr zu ergänzen: in Spalte 3: 159 statt 160; in Spalte 10: 150; in Spalte 13: unten über Eck.

beschaffenheit, über die im vorstehenden und auch in der Folge mehrfach zu klagen ist, gibt Anlaß zur Wahl eines anderen Kieses sowie Steinschlags für die Fortsetzung unserer Versuche.

Es dürfte aber eine nähere Beschreibung des bisher verwendeten, in der Leineniederung oberhalb Hannovers durch Baggern und Waschen gewonnenen Kieses, den ich vor einigen Jahren gemeinsam mit unserem Geologen Prof. Dr. Stille

und dünnen Kalksteinchen und zwar aus zwei Gründen: erstens beeinträchtigen sie die Feuer-sicherheit des Betons (unsere Brandprobewürfel fielen meist auseinander, ehe sie in die Presse gebracht werden konnten), und zweitens gleiten sie beim Stampfen leicht aus, stellen sich dann unter Umständen schief oder lotrecht, besonders in der Nähe der Mantelflächen und begünstigen so das Abschuppen bei höheren Pressungen, wie aus den



Bild 13c.

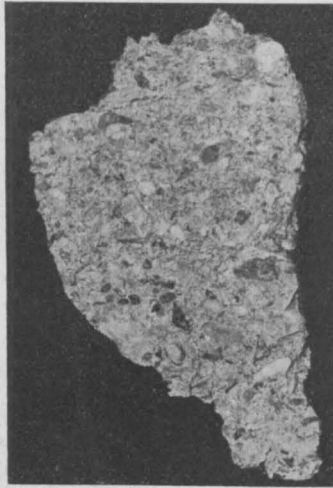


Bild 13d.



Bild 13e.

untersucht habe, keine ganz überflüssige Ergänzung der Schilderung der bisherigen Versuche sein. Der Kies enthält:

- 38 % Hartgesteine,
- 38 % Kalksteine,
- 24 % Sandsteine.

Die Hartgesteine bestehen größtenteils aus Ganzquarzen, Kieselschiefer, Quarziten und Feuersteinen;

die Kalksteine sind größtenteils dünnplattige Muschelkalke, wozu ganz wenige mürbe Kalkmergel kommen;

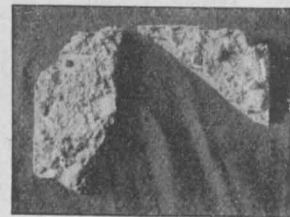


Bild 13f.

die Sandsteine sind meist rote oder graue Buntsandsteine sowie wenige fein- und grobkörnige Grauwacken; doch finden sich auch einzelne minderwertige Stücke mit stark tonigem Bindemittel darunter.

Die Würfelproben mit Beton aus diesem Kiese gaben bisher meist recht hohe Festigkeitszahlen. Auch die Wetterbeständigkeit ist im allgemeinen gut. Mißlich erscheinen aber die vielen glatten

zahlreichen bisherigen Bildern zu sehen ist. Ob sich bei sehr nassem Anrühren des Betons unter Verzicht auf das Stampfen, wie neuerdings mehrfach empfohlen wird, diese Übelstände weniger stark zeigen, bleibt späteren Untersuchungen vorbehalten.

Bild 15 zeigt einen mit diesem Kiese hergestellten Probewürfel, dessen abgesprengte Seitenfläche (rechts) durch Bild 15a veranschaulicht ist. Die vielen flachen Kiesstückchen dieses Bildes erklären die Leichtigkeit des Lossprengens an dieser Mantelfläche zur Genüge.

Um die Berechtigung zum Aussparen von Hohlräumen über den Enden der Längseisen nachzuweisen, müssen wir die gesamten Vorgänge bei Druckversuchen etwas näher erörtern, als dies meines Wissens bis jetzt geschehen ist:

Allgemeines über Druckversuche mit unbewehrten und mit bewehrten Körpern.

a) Druckwirkungen bei Voraussetzung reibungsloser Druckplatten.

Betrachten wir zunächst die Vorgänge beim Zusammenpressen von Druckkörpern möglichst gleichartiger Zusammensetzung ohne Eiseneinlagen unter Voraussetzung genau zentrischer lotrechter Belastung mittels Druckplatten, die völlig reibungslos angeordnet gedacht sind.

Diese letztere Voraussetzung wird zwar nie völlig erreicht werden; denken wir sie uns aber vorhanden, so liegt kein Grund vor zu jener Ausbauchung der Seitenflächen, die bei vielen Druckversuchen mit dehnbaren Baustoffen in Erscheinung tritt. Es muß vielmehr zunächst nur eine gleichmäßige Verkürzung der Länge eintreten,

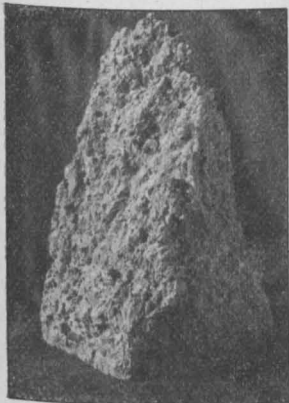


Bild 14 a.

und da diese eine gleichzeitige Querdehnung, ein Zusammenpressen aller Hohlräume (Zermalmbruch) sowie ein seitliches Hinausdrängen und Umlagern der schiefgerichteten Körperteilchen im Gefolge hat (z. B. die Umwandlung von Granit unter Druck in gneisartiges Gefüge), so wird ein Kreiszyylinder durch die Zusammenpressung zwar kürzer, gleichzeitig sein Durchmesser aber vergrößert, so daß der Umfang um das π -fache der Durchmesservergrößerung wächst; es entstehen dadurch Zerrungen im Umfange, die Ringzugspannungen im Gefolge haben und bei fortgesetzter Pressung zu einem Platzen der Mantelfläche, also zu lotrechten Rissen führen müssen. Je gleichartiger der Körper zusammengesetzt ist, um so zahlreichere kleine Risse werden entstehen, je ungleichartiger, um so früher zeigen sich einzelne größere Risse an den schwächsten Stellen des Umfanges. Auch die genaue Zylinderform wird dann nicht beibehalten werden; doch liegt zur Bildung der bekannten Faßform kein Anlaß vor. Bei Prismen quadratischen Querschnitts wächst der Umfang viermal so stark als die Breite, die Spannungen werden dann in der Mitte der Mantelflächen am stärksten, so daß dort die ersten Risse entstehen müssen. Auf diese Zerrungen und Zugspannungen im Umfang gedrückter Körper hat zwar schon St. Venant¹⁵⁾ hingewiesen, sie scheinen aber keine genügende Beachtung gefunden zu haben.

b) Druckwirkungen bei dünnwandigen Hohlkörpern.

Preßt man dagegen einen Hohlzylinder von geringer Wandstärke, so erfolgt die seitliche Ausdehnung sowohl nach außen wie nach innen, ist aber so gering, daß der Körper nicht aufreißt; doch bilden sich bei Steigerung der Belastung

wagrechte Falten und Stauchungen, die sich ziemlich regelmäßig folgen, wie die Versuche an Eisenröhren längst gezeigt haben. Neuerdings hat L. Hartmann der französischen Akademie diese Faltungen an einer nur 1 mm starken Hartmessingröhre von 60 mm Höhe und 70 mm Durchmesser vorgeführt¹⁶⁾ und Frémont einen Erklärungsversuch für diese Erscheinung veröffentlicht, der nicht ganz erschöpfend erscheint.¹⁷⁾

c) Folgen der Reibung. Bildung von Sprengköpfen.

Da reibunglose Schmierschichten auf den Druckplatten zu Bedenken Anlaß geben bezüglich der Sprengwirkung der Schmiere beim Eindringen in die Kopffläche des Druckkörpers, oder da man andernfalls Gefahr läuft, daß die Schmierschicht während des Versuches herausgedrückt wird, hat Föppl ein dünnes Messingplättchen unter die Schmierschicht gelegt, das aber immer noch viel Reibung erzeugt.¹⁸⁾ Auch Wasserkissen hoben die Reibung nicht ganz auf.¹⁹⁾ Prandtl und v. Kármán haben statt dessen zuerst Gummikissen, dann Papplagen, dann zusammengeklebte Filtrierpapierscheiben gewählt. Dr.-Ing. Quiet-



Bild 14 b.



Bild 14 c.

¹⁶⁾ Comptes rendues 1912, 9, S. 584/6. Hartmann machte kinematographische Aufnahmen (15 in 1 Sekunde), die sich zum Studium des Vorganges und zum Vortrag vorzüglich eignen, die daher in allen Laboratorien eingeführt werden sollten (die Vorführung von Probsts Dresdener Aufnahmen wurde leider in der letzten Versammlung des Betonvereins aus Feuerpolizeigründen verboten), deren erschöpfende Wiedergabe im Druck aber auf Schwierigkeiten stößt.

¹⁷⁾ Ebenda 22. April 1912 Bd. 154 S. 1081/2; nach Frémont soll das Falten an der unteren oder oberen Platte beginnen und sich von da ab nach der Mitte fortsetzen.

¹⁸⁾ Münchener Mitteilungen: Heft 27.

¹⁹⁾ Münchener Mitteilungen: Heft 28.

¹⁵⁾ In den Noten zur III. Auflage (1864) von Naviers Resumé, Bd. I, Resistance des corps solides § 6, S. 9 ff.



Bild 5 e



Bild 15.

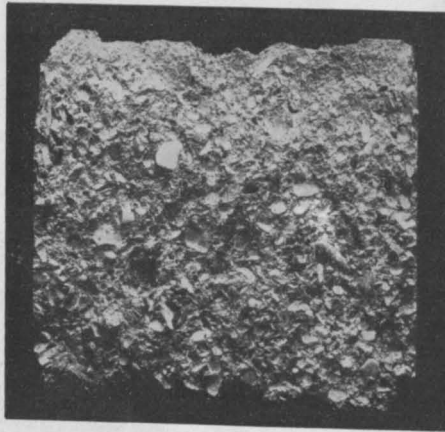


Bild 15 a.



Bild 16 a.



Bild 16 b.



Bild 16 c.

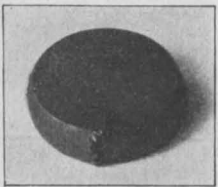


Bild 16 d.

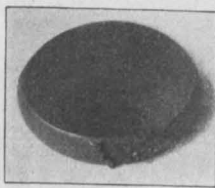


Bild 16 e.



Bild 16 f.



Bild 16 g.



Bild 17 b.



Bild 17 c.



Bild 17 d.



Bild 17 e

meyer versuchte es in unserem Laboratorium mit sogen. Preßspanplatten. Hierdurch werden zwar etwaige kleine Unebenheiten der Endflächen ausgeglichen, doch wird die Reibung noch weniger aufgehoben als bei Filtrierpapier, das sich verhältnismäßig am besten zu bewähren scheint, aber viel Erfahrung und Aufmerksamkeit beim Versuche erforderte. — Ganz einwandfrei wird Reibungslosigkeit bis jetzt nirgends erzielt, weshalb man für die meisten Druckversuche auf solche Schmierschichten verzichtet und die Druckplatten, die in der Regel härter und fast unnachgiebig gegenüber den Probekörpern sind,²⁰⁾ unmittelbar auf die Endflächen setzt. Trotz möglicher Glätte dieser Platten entsteht dann aber eine sehr starke Reibung, durch welche die Kopfflächen des Druckkörpers an der seitlichen Ausdehnung gehindert werden, weil die Reibungskräfte nach innen gerichtet sind und auch auf die nächsten Schichten des Druckkörpers noch einwirken, wodurch jene allgemein bekannten Keilbildungen entstehen, die ich als „Sprengköpfe“ zu bezeichnen vorschlage und die bei zylindrischen Probekörpern angenähert Kegelform, bei quadratischem Querschnitt der Druckkörper aber Pyramidenform annehmen, über die noch später zu sprechen ist. Diese Sprengköpfe entstehen sowohl oben als unten. Bei sehr niedrigen Druckkörpern gehen sie ineinander über, wodurch deren Tragfähigkeit bedeutend erhöht wird. Selbst bei Würfelform sind die Spitzen noch abgestumpft, weshalb die sogen. Würfelfestigkeit die wahre Druckfestigkeit höherer Prismen mehr oder weniger übersteigt und daher nicht unmittelbar das Maß für die zulässigen Druckspannungen von Körpern, deren Höhe größer ist als ihre Breite, geben kann.

d) Versuche zur Bestimmung der „wahren“ Druckfestigkeit.

Rinne und Prandtl²¹⁾ haben durch Versuche an quadratischen Prismen und Kreiszyllindern festzustellen gesucht, welche kleinste Höhe erforderlich ist, um für Steinkörper den Einfluß der Sprengköpfe auszuschneiden; sie fanden für Carrarmarmor, der möglichst gleichartige Zusammensetzung hat, daß das Verhältnis $h : b = 2\frac{1}{2}$ dieselben Festigkeitzahlen liefert wie höhere Prismen. Ob dies auch für Sandstein und andere spröde

Körper zutrifft, ist nach brieflichen Mitteilungen Prandtl's zu vermuten, ob auch für sehr dehnfähige Körper, darüber stehen Versuche noch aus. Vicat hatte übrigens ähnliches schon 1833 für weiche Kalk- und Sandsteine festgestellt. Mohr vermutet in dieser Zeitschrift 1911 S. 248, daß es auch für Beton gelte, der ja aber viel weniger gleichartig zusammengesetzt ist und daher keine so regelmäßigen Sprengköpfe zeigen



Bild 18 a.

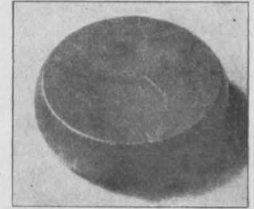


Bild 18 b.

kann (vergl. Bild 2b und 10a). Zur Aufklärung sind Versuche mit reinen Betonstützen von $h : b = 2\frac{1}{2} : 1$ seit 1909 bei uns im Gange, über die später berichtet werden soll. Hier nur die Bemerkung, daß die Erhärtung im Innern langsamer fortschreitet, als man gemeinhin annimmt, daß daher bei 30 cm breiten Prismen selbst im Alter von 84 Tagen noch recht geringe Festigkeiten sich ergeben; für 1, $1\frac{1}{2}$ und 2 Jahre stehen die Versuche noch aus. Die „wahre“ Druckfestigkeit oder der Gleitbruch, d. h. die Ausschaltung der Wirkung der Sprengköpfe wird aber mit $h : b \geq 2\frac{1}{2}$ nicht erzielt, man hat es dann stets mit Spaltbruch zu tun (vgl. später).



Bild 18 c.

e) Druckerscheinungen an sehr dehnbaren Körpern, und zwar bei ungeschmierten, im Verhältnis zum Probekörper fast starren Druckplatten.

Infolge der Reibung an den Druckplatten und des Strebens der Probekörper nach seitlicher Ausdehnung beim Zusammendrücken nehmen dehnbare Druckkörper von Kreiszyllinderform sehr deutliche Faßform an, wie Bachs bekannte Versuche²²⁾ mit Bleiplatten und Föppl's Versuche mit Kupferzylindern¹⁸⁾ zeigen. Es ist Föppl nicht gelungen, die Faßform bei geschmierten Kopfflächen ganz zu verhindern, ebensowenig war dies bei unseren Versuchen möglich, die mit den bekannten Kupferzylinderchen zur Prüfung der Amsler-Laffon-Presse angestellt worden sind. Amsler's Kupferzylinderchen sind aus elektro-

22) Bach: Elastizität und Festigkeit.

20) Das Verhältnis der Größe, Härte und Querdehnung der Druckplatten zu der Kopffläche der Probekörper spielt dabei eine große Rolle; so hat Föppl a. a. O.¹⁹⁾ mit Gußeisenkörpern wesentlich kleinere Unterschiede zwischen „ σ' “ bei geschmierten und ungeschmierten Druckplatten erzielt, als mit Steinen und Mörteln.

21) Ein vorläufiger Bericht von Rinne hierüber findet sich im „Neuen Jahrbuch für Mineralogie, Geologie und Paläontologie“ 1907 Bd. I Seite 45/61. Der ausführliche Bericht von Prandtl soll demnächst in der Zeitschrift des Vereines Deutscher Ingenieure oder deren Forscherheften erscheinen.

lytisch gewonnenem Kupfer hergestellt, auf 10 mm Durchmesser zu Stäben gewalzt und genau rechtwinklig auf 15 mm Höhe abgeschnitten. Völlige Gleichmäßigkeit ist aber nicht erzielt, auch zeigen die Mantelflächen häufig Rillen, die von Abnutzungen der Walzen herrühren mögen. Amsler gibt für die Verkürzung dieser Kupferzylinderchen bei bestimmten Belastungen Zahlen an, die wir bei unseren Versuchen ziemlich bestätigt fanden, und durch Messung der Vergrößerung des Durchmessers ergänzt haben.

Stelle gegenseitig sich flach drückten, wodurch einseitige Dehnungen in der Nähe dieser Berührungsflächen entstanden. — Man sieht auf allen diesen Abbildungen einige raue Stellen, die als Rillen vermutlich vorher schon vorhanden waren (Bild 18a). Sie sind auf Bild 17b bis e in 3,36 facher linearer Vergrößerung wiedergegeben, wobei die Buchstaben b—e den Bildern 16b—e entsprechen und woraus deutlich zu erkennen ist, daß diese Stellen Faltenbildung zeigen, ein Beweis, daß auch die stärkste Ausbauchung keine Zugspannung in

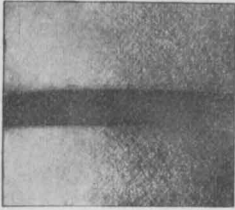


Bild 19 a.

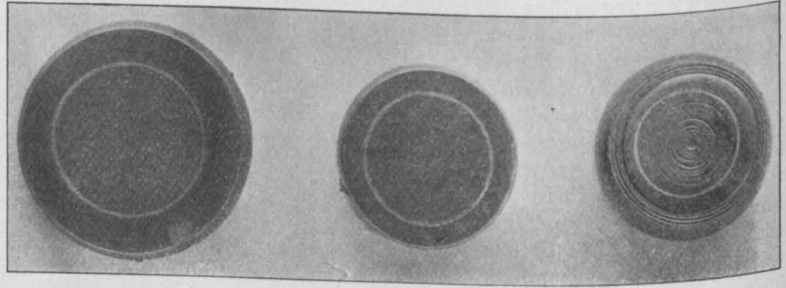


Bild 20 a.

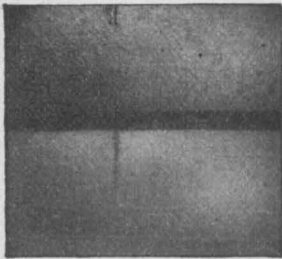


Bild 19 b.

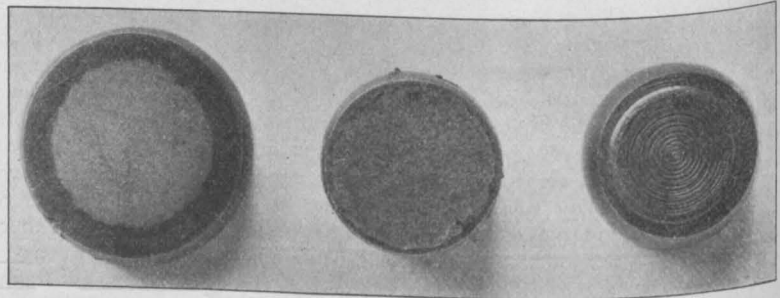


Bild 20 b.

Liste III.

| Bild | Belastung | Höhe | Durchmesser |
|------|-----------|-------|-------------|
| | t | mm | cm |
| 16 a | 0 | 15,07 | 10,0 |
| 16 b | 2 | 12,83 | 11,0 |
| 16 c | 5 | 8,56 | 13,9 |
| 16 d | 10 | 5,08 | 17,5 |
| 16 e | 15 | 3,86 | 20,0 |

Es zeigt sich schon bei 16 b, noch deutlicher bei 16 c die faßförmige Ausbauchung, die bei noch stärkerer Belastung mehr und mehr in Kuchenform übergeht (Bild 16 e und f).

Bild 16 g stellt zwei gleich hohe Zylinderchen dar, die gemeinsam gepreßt wurden, aber so nahe beieinander standen, daß sie sich schließlich berührten und bei weiterer Belastung an dieser

lotrechter, sondern nur in wagrechter Richtung zur Folge hat.

Diese Faltenbildung zeigt sich allerdings nur an Stellen, an denen die schon erwähnten Vertiefungen, sogenannte Rillen vorhanden waren, die beim Ziehen des Kupferdrahtes entstanden und zum Teil durch die hierbei aufgerissenen Späne wieder ausgefüllt sein mögen. Bild 18a zeigt eine solche teilweise verdeckte Rille; Bild 18b u. c deren Zusammenpressung auf 10,9 mm bei 3,7 t Belastung und 11,9 mm Ausbauchung wobei sich die ersten Anfänge der Faltungen zeigen, die in 17c bis e bei 5 bis 15 t Belastung deutlicher hervortreten. Um den Einfluß dieser Rillen auszuschalten, wurde eines derselben so weit abgedreht, bis die Rillen verschwanden, dann poliert, bis die Mantelfläche ganz glatt erschien, und nun erst unter die Presse gebracht. Bei etwa 3 t Belastung wurde die Mantelfläche

matt, zeigte aber bei 10 t Belastung und 3,52 mm
Zusammendrücken erst Anfänge des Aufreißen

plattung“ verzeichnet, die ersten 4 Spalten ent-
halten die Durchmesser der Bilder 20a u. b in mm:

Liste IV.

| | Zinn- ring | Kopf- breite | Fuß- breite | Größte Aus- bauchung | P in t | Höhe mm | Ab- plattung |
|-----------------------------------|---------------|-----------------|----------------|----------------------------|-----------|------------|-----------------|
| beim linksseitigen Zylinder . . . | 11,4 | 16,5 | 16,5 | 17,75 | 10 | 4,89 | 4,89 |
| „ mittleren „ . . . | 9,6 | 12,8 | 12,8 | 13,53 | 5 | 8,28 | 8,28 |
| „ rechtsseitigen „ . . . | 8,0 | { 10 11,8 | { 10 11,9 | 13,67 | 6 | 7,81 | 7,46 |

trotz Erbreiterung von 9,7 auf 18,17 mm. Dagegen
erschieden auf der matten Oberfläche deutliche
Anfänge der sogenannten Fließlinien, wie Bild 19a
in 4,2facher Vergrößerung erkennen läßt. Erst
bei etwas stärkerer Belastung rissen die Mantel-
flächen nach Bild 19b auf.

Die starke Erbreiterung der Zylinderchen auf
Bild 16d, e, f ist nur dadurch möglich geworden,
daß die Kopffläche sich trotz Reibung an
den glatten Druckplatten ausdehnte und zweitens,
daß Teile der Mantelfläche sich so stark ab-
platteten, bis sie an den Druckflächen anlagen und
letztere scheinbar vergrößerten. Die Abgrenzung

Hierzu ist erläuternd zu bemerken:

Der linksseitige Zylinder war auf den
Mantelflächen unbearbeitet und wurde zwischen
glattpolierten harten Druckplatten auf 10 t ge-
preßt.

Der mittlere Zylinder erhielt Graphitschmie-
rung, ehe er zwischen denselben Druckplatten auf
5 t gepreßt wurde. Man sieht, daß hierbei Kopf-
und Fußfläche sich nicht stärker ausdehnten, als
in Liste III ohne Schmiere. Daß die Höhen etwas
geringer sind als dort, rührt vom Abdrehen der
Kopffläche für die Zinnringe her.

Der rechtsseitige Zylinder dagegen wurde

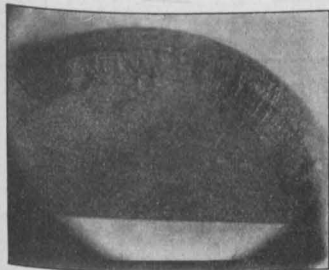


Bild 21 a.

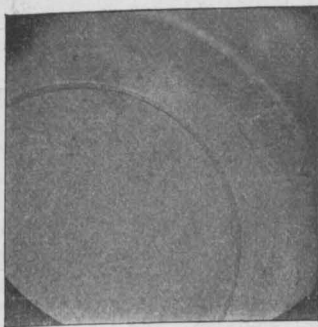


Bild 21 b.

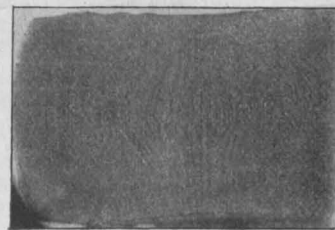


Bild 21 c.

gegen die ursprüngliche Kopffläche ist aber noch
recht deutlich zu erkennen. Bild 18b zeigt, daß
die Risse in der Mantelfläche teilweise hierbei in
die Druckfläche übergehen.

Zur genaueren Verfolgung dieser Vorgänge
wurden in die Kopfflächen von 3 Zylinderchen vor
der Belastung dünne Zinnringe von 8 mm \varnothing ein-
gelassen. Bild 20a zeigt die Kopfflächen mit den
Zinringen, Bild 20b die Fußflächen dieser drei
Zylinderchen, auf denen deutlich die ungefähren Fuß-
Umrisse der durch die Pressung erbreiterten Teile
von den nachträglich angepreßten Teilen
der Mantelflächen zu unterscheiden sind; die Höhe
der letzteren ist in der folgenden Liste unter „Ab-

zwischen besonderen Druckplatten, die kleine mit
Rillen ausgedrehte Vertiefungen zur Aufnahme
des Zylinderchens erhielten, auf 6 t gepreßt. Da
diese Vertiefungen etwas breiter geraten waren
als die Kopfflächen der Probekörper, so zeigten
sich im Bilde kleine Exzentrizitäten im Zinnring,
die sich aus dem Spielraum in der Einstellung
ohne weiteres erklären (daher die Doppelzahlen
in Liste IV).

Bild 20a u. b sind ursprünglich in 2,75facher
linearer Vergrößerung dargestellt, Bild 21a
bis e in 4,2 facher; im Druck sind diese Bilder
etwas verkleinert worden, aber nicht einheitlich.

Bild 21 zeigt Teile der mit Ammoniak ge-

ätzen Kupferzylinderchen²³⁾ und zwar 21a den Kopf zu 18a bei dem deutlich der innere Kreis d. h. die quergedehnte eigentliche Kopffläche sich abhebt von einem mittleren Ringe, der die im Lauf der Drucksteigerung zur Anlage an den Druckplatten gebrachten Teile der Mantelfläche



Bild 21 d.

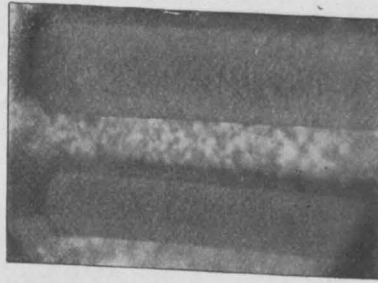


Bild 21 e.

zeigt, wobei die härteren Rippen und ausgeätzten Vertiefungen der infolge der Ringspannungen geschwächten Teile sich deutlich unterscheiden; der äußere Ring stellt die Projektion der ausgebauchten Mantelfläche dar. Bild 21b gibt die geätzte und vergrößerte Teilansicht zu Bild 20a links. Bild 21c bis e dagegen zeigen die geätzten lotrechten Schnitte durch die mit vier verschieden starken Belastungen gedrückten Zylinderchen; man erkennt deutlich die durch die Querdehnung in ihrem mittleren Teile hervorgerufenen Ausbauchungen der härteren Fasern, sowie deren Einschnürung an den

Kopfflächen, die durch die Reibung an den Druckplatten hervorgerufen wurde. Diese Reibung wirkte noch ins Innere des Körpers fort und führte trotz seines gleichmäßigen Gefüges zur Bildung jener Sprengköpfe, die sich bei spröden Körpern schließlich loslösen und spaltend auf die mittleren Teile wirken; Bild 21c zeigt ähnliche Faser-Verdrückungen, wie sie Rudeloff im Betonverein 1911 mit zusammengeleimten Rohhautstreifen²⁴⁾ vorgezeigt hat.

f) Druckerscheinungen bei wenig dehnbaren Körpern von ungleichartigem Gefüge.

Bei wenig dehnbaren Baustoffen geht weder die Abplattung noch die Erbreiterung so weit wie bei den Kupferzylinderchen; es zeigen sich vielmehr bald Abschuppungen wie bei Mörtel und Mauerwerk oder Stauchungen und Ausknickungen wie bei Holzkörpern.

(Schluß folgt.)

EISENBETON UND BAUPOLIZEI.

Von Geh. Reg.-Rat Prof. Dr.-Ing. Barkhausen (Hannover).

Pflichtgemäß liegt den Baupolizeiamtern die Prüfung der Bauentwürfe nicht bloß im engeren baupolizeilichen Sinne, d. h. nach den bestehenden Gesetzen, Statuten und Verordnungen ob, sondern auch in technischer, ästhetischer und namentlich statischer Hinsicht. Die bezeichneten Behörden sind damit vor eine Aufgabe ungewöhnlichen Umfangs und sehr erheblicher wissenschaftlicher Schwierigkeit gestellt, und tragen ein Maß von Verantwortlichkeit, soweit bei einer Behörde von solcher die Rede sein kann, wie es wohl nicht bei vielen Amtstellen zu finden ist. Der Lösung der so umschriebenen Aufgaben stehen sehr erhebliche Schwierigkeiten entgegen, die größtenteils aus der Sache selbst erwachsen, zum Teil aber auch ihren Grund in der nach Zahl und Art der Beamten nicht immer genügenden Zusammen-

setzung der in Frage kommenden Behörden finden; dieser Umstand hat sich gegenüber dem vergleichsweise jungen Gebiete des Eisenbetonbaues besonders fühlbar gemacht, und diese Tatsache hat zur Wahl der Überschrift geführt, unter der die einschlägigen Verhältnisse auch über diesen engsten Rahmen hinaus kurz erörtert werden sollen.

Die Besprechung wird sich zu gliedern haben nach den beiden Gesichtspunkten der Erörterung der empfundenen Mängel und deren tunlicher Einschränkung.

Die heute fühlbaren Mängel.

Die oben kurz zusammengefaßten Aufgaben der Baupolizeibehörden erfordern die Verwendung durchaus geeigneter, mit den besten Mitteln der Neuzeit ausgestatteter Kräfte, und hier setzt eine der wichtigsten Klagen ein. Die Leitung der Ämter liegt vielfach ausschließlich in den Händen

²³⁾ Die Ätzungen erfolgten durch unseren chemischen Mitarbeiter Prof. Dr. Jaenecke, der auch den größten Teil der Lichtbilder und deren 4,2fache Vergrößerung geliefert hat; ein kleiner Teil mit den 2,75fachen Vergrößerungen stammt von Dipl.-Ing. Nyström.

²⁴⁾ Rudeloff: Versuche mit Betonsäulen 1911, S. 27.

von rein verwaltungstechnisch ausgebildeten Beamten mit juristischer Vorbildung. Diese sind durchaus geeignet, die Arbeit der Ämter bezüglich der verwaltenden Tätigkeit zu übersehen, auch ist ihre Einarbeitung in die Erfahrungen der in Frage kommenden Gebiete der Bautechnik nicht ausgeschlossen. Unmöglich aber ist es für diese Beamtengruppe auf ästhetischem, vor allem aber auf statischem Gebiete diejenigen Kenntnisse zu erwerben, die für den Leiter derartiger Behörden unerlässlich sind, wenn er den Überblick über Verteilung, Durchführung und Erfolg der Arbeit seiner Untergebenen bewahren will. Der Erfolg dieses Verhältnisses ist, daß die Bearbeitung der bezeichneten Dinge, namentlich der statischen Fragen noch nicht überall in geeigneten Händen liegt, ohne daß sich der Leiter der Behörde dessen bewußt wird. Besonders ist zu betonen, daß die auf technischen Mittelschulen vorgebildeten Kräfte ungeeignet für die Verwendung in leitender Stellung unter Verwaltungsbeamten sind, auch wenn sie sich bei besonderer Begabung zu einem vergleichsweise hohen Stande ihres Wissens heraufgearbeitet haben, denn einerseits darf man die regelmäßige Besetzung von Amtstellen nicht von solcher Zufälligkeit abhängig machen, andererseits wird im Selbstunterrichte die für die fraglichen Stellen nötige Freiheit des Urteils nur selten erreicht. Die Folgen der unrichtigen Auswahl der Kräfte machen sich auf dem noch nicht rein empirisch geordneten, daher dem Techniker mit mittlerer Bildung noch nicht dem genügend sicher zugänglichen Gebiete des Eisenbetonbaues besonders fühlbar. Dafür lassen sich zahlreiche Belege aus der Bautätigkeit anführen, hier mögen nur einige kurzerwähnt werden.

Ein großes Hallengewölbe im Innern eines Hochbaues stürzte ein und veranlaßte den Tod mehrerer Menschen; die Untersuchung ergab sorgfältige Ausführung des sehr dünnen Gesehwölbes, aber die Lage der Bogeneinlagen war fast überall in der Mitte der Gewölbedecke, während die in der ausgeführten Stärke zwecklos längseingelagert durchweg nahe der Innenlaibung lagen. Dabei hatte das Halbkreisgewölbe bis zu gewissem Grade auch bewegliche Verkehrslast zu tragen. Als Berechnung lag die Zeichnung einer Drucklinie vor, die zwar zeigte, daß die Mittelkräfte überall innerhalb der Laibungen blieben, aber in einem Maßstabe gezeichnet war, der eine nur annähernde Bestimmung der Biegemomente ausschloß. Verfasser war ein Techniker mittlerer Bildung, der den Ruf der Einarbeitung auf dem Gebiete genoß, eine baupolizeiliche Prüfung war, vielleicht aus diesem Grunde, in diesem Falle nicht verlangt.

Ein Unterzug einer Rippendecke hatte durch baupolizeiliche Anordnung eine solche Überzahl von Eiseneinlagen erhalten, daß dadurch das

regelrechte Einstampfen des Betons ausgeschlossen und flüssiges Vergießen nötig wurde, eine gerade in schwerbelasteten Unterzügen besonders bedenkliche Maßregel. Man wäre mit geringerem Aufwande sicherer gegangen, wenn man den Unterzug überhaupt aus Eisen hergestellt hätte.

Auf einer Eisenbetondecke fand sich eine ersichtlich zu hohe Probelast vor. Diese war dadurch zustande gekommen, daß nach der älteren Ministerialverfügung die dreifache Verkehrslast in die Probelast aufgenommen, in die Verkehrslast aber auch das Eigengewicht eines teilweise durch die Decke gestützten hölzernen Dachstuhles mit Ziegeldeckung eingerechnet war, und zwar nach Anordnung der Baupolizei. Die Decke hat die Last, anscheinend ohne Schaden, ertragen, weil sie, gleichfalls auf polizeiliche Anordnung, für ihre Zwecke zu stark ausgebildet war.

Eine gut entworfene und ausgeführte Rippendecke zeigte in überraschender Weise am inneren Ende der Schrägziehungen der Einlagen die bekannten schrägen Risse als Folge von Querkraften unter der Probelast. Bei näherer Untersuchung zeigte sich, daß die Probelast baupolizeilich in solcher Weise angeordnet war, daß sie zwar in der Mitte das vorgeschriebene Moment, in den Seitenteilen aber etwa das Doppelte der zu verlangenden Querkraft erzeugte. Die gesunde Decke war durch unsachgemäße Anordnung der Probelastung verdorben.

Derartige Beispiele ließen sich in sehr großer Zahl ergänzen, wenn man auf ihre Sammlung ausginge, doch mögen die angeführten genügen. Sie zeigen durchweg mangelndes Verständnis der dabei tätigen Techniker mittlerer Bildung für das Wesen ihrer Aufgaben.

Neben der in vielen Fällen nicht genügenden Eignung der Leiter der Baupolizeiämter zur richtigen Beurteilung der Leistungsfähigkeit ihrer ersten technischen Hilfskräfte ist es namentlich ein zweiter Punkt, der die Tätigkeit dieser Behörden beeinträchtigt, nämlich die bestehende Fassung der ministeriellen Bestimmungen über den Entwurf von Eisenbetonbauten in Preußen, die wohl das Vorbild vieler ähnlicher Bestimmungen geworden ist, jedenfalls heute in weiten Kreisen die fast allein benutzte Grundlage solcher Entwürfe bildet.

Diese Bestimmungen enthalten neben den Vorschriften über die Güte und Behandlung der Baustoffe, über die einzusetzenden äußeren Kräfte und über die rein polizeilichen Maßnahmen auch sehr breite Angaben über die Statik der Querschnittsbestimmung von Eisenbetonkörpern und über einige Punkte der Statik der äußeren Kraftwirkungen. Diese statischen Angaben geben den Bestimmungen für Eisenbetonbau eine besondere Eigenart, da sich ähnliche in den Vorschriften über Bauwerke aus anderen Baustoffen, abgesehen

vielleicht von den zur Bequemlichkeit beigegebenen Zusammenstellungen von Momentenwerten in den Bestimmungen über eiserne Brücken, nicht finden. Diese Eigentümlichkeit erweckt den Anschein, als ob die Bestimmungen über Eisenbetonbau eine Art von Lehrbuch dieses Faches bilden sollten, und sie hat in weiten Kreisen ohne akademische Bildung das Mißverständnis erweckt, als könne man mit Hilfe der Bestimmungen ohne weiteres zu einem allen einschlägigen Aufgaben gewachsenen Eisenbetoningenieur werden. In den Baugeschäften sind heute sehr viele Mittelschultechniker als „Spezialisten“ tätig, deren Leistungsfähigkeit allein auf der Anwendung der ministeriellen Bestimmung beruht. Dieser Zustand hat bereits zu zahlreichen Mißerfolgen geführt und ist nicht länger erträglich, um so weniger, als Kräfte der bezeichneten Eignung nun nicht bloß in den Baugeschäften entwerfen, sondern auch in den Polizeiamtern prüfen.

Nicht scharf genug kann betont werden, daß die ministeriellen Bestimmungen kein Lehrbuch des Eisenbetonbaues sind. Daß sie das auch gar nicht sein wollen, geht aus ihrem Inhalte hervor, der in statischer Beziehung nur vergleichsweise einfache Fälle der Querschnittsbestimmung, und nur ganz wenige einfachste Fälle der Statik der äußeren Kräfte enthält. Daß der Entwerfende sich mit dem Inhalte der Bestimmungen als wissenschaftliche Grundlage nicht begnügen darf, folgt daraus, daß sie beispielsweise die Aufnahme von Querkraften nur für einen einfachen Fall und für diesen unvollständig, die für den Eisenbetonbau überaus wichtige Rahmenbildung, die biegende Belastung von Stützen und die Aufnahme wogerechter Kräfte gar nicht, das Auftreten von Längskräften neben Biegemomenten nur andeutungsweise und die Einspannung an den Auflagern nur erwähnend behandeln, obwohl gerade die letztere bei den Verhandlungen mit den Baupolizeiamtern eine große Rolle spielt, meist im Sinne der Verdeckung reichlich schwacher Ausbildung von Decken. Auch die Ausstattung von Baukörpern mit zwei Einlagen, die bei Wölbungen und besonders niedrigen Trägern besonders wichtig ist, wird nicht erschöpfend behandelt.

Diesem Grade der Deckung statischer Bedürfnisse gegenüber ist die freie und selbständige Beherrschung des Gebietes seitens des Entwerfenden Erfordernis für erfolgreiches Wirken, aber diese Fähigkeit ist bei sehr vielen auf dem Gebiete Tätigen nicht vorhanden. Eine Reihe von ganz einfachen Aufgaben kann wohl mit den in den Bestimmungen gebotenen Mitteln gelöst werden, aber diese glatte Erledigung trübt den Mittelschultechnikern das Urteil über ihre eigene Leistungsfähigkeit und die der Bestimmungen und verleitet sie zu dem Versuche, auch solche Aufgaben mittels der Bestimmungen zu lösen, denen gegenüber sie versagen.

Sollten die Bestimmungen der Aufgabe erschöpfender Unterweisung auch minder kundiger Entwerfender genügen, so müßten sie zu einem Lehrbuche der Mechanik, mindestens der Statik, ausgebaut werden. Das kann aber nicht Sache staatlicher Behörden sein. Der jetzige lückenhafte Zustand ist aber, weil mißleitend, als ein Übelstand anzusehen; es wäre besser, auf diesem wie auf anderen Gebieten die Theorie aus den behördlichen Vorschriften auszuschneiden, man würde damit einerseits untüchtige Kräfte aus der vermeintlich sachkundigen Tätigkeit ausschalten, andererseits dem Fortschritte keine Riegel vorschieben, wie es jetzt durch die Starrheit der unvollständigen Vorschriften geschieht. Man vergegenwärtige sich in dieser Hinsicht beispielsweise die heutige Art der Berechnung der Stützen und den Umstand, daß rechteckige und kreisförmige Umschnürung als gleichwertig eingeführt sind.

Obwohl die Grundlagen des Eisenbaues mindestens so verwickelt sind wie die des Eisenbetonbaues, ist bislang nicht der Versuch gemacht, sie in den Rahmen behördlicher Erlasse zu gießen, man würde damit ähnlich ungünstige Erfahrungen machen, wie jetzt bezüglich der Eisenbetonbauten, bezüglich deren die Verhandlungen zwischen Unternehmern und Baupolizeiamtern vielfach geradezu zu einem Feilschen um Momentengrößen geworden sind, als ob sich diese statischen Größen durch behördliche Genehmigungen beeinflussen ließen.

Mittel zur Einschränkung der empfundenen Mängel.

Die Mittel zur Verbesserung der vorhandenen Zustände ergeben sich aus dem Gesagten großen Teiles von selbst,

Man beseitige alle theoretischen Betrachtungen aus den behördlichen Vorschriften. Um trotzdem zu sachgemäßer Überwachung der Entwürfe und Ausführungen zu gelangen, lege man die Leitung mindestens aller technischen Abteilungen der Aufsichtsbehörden in die Hände reifer, akademisch gebildeter Techniker, wenn man diesen nicht überhaupt die Leitung dieser Ämter übertragen will; sie können sich sehr wohl in die verwaltungstechnischen Seiten der Geschäfte einarbeiten, was umgekehrt dem Verwaltungsbeamten bezüglich der statischen Grundlagen unmöglich ist. Weiter statt man die größeren Ämter auch mit akademisch gebildeten jungen Hilfskräften aus, die den Nachwuchs für die leitenden Stellen zu decken haben. Unter solcher Leitung können dann die innerhalb ihres Bildungskreises durchschnittlich hervorragend leistungsfähigen Techniker mittlerer Ausbildung in erfolgreichster Weise verwendet werden. An dieser Stelle mag noch ausdrücklich, wenn auch wohl überflüssigerweise betont werden,

daß die vorstehenden Ausführungen keine Vorwürfe für unsere heute meist vortrefflich ausgestatteten und geleiteten technischen Mittelschulen oder deren Zöglinge enthalten, sondern nur die Verwendung der letzteren in ihrem Bildungsgange nicht entsprechenden Stellungen abwehren sollen. Für die Ausführung der Arbeiten der Baupolizeiämter nach Anweisung sind die Schüler der in wohlverdientem hohem Rufe stehenden technischen Mittelschulen hervorragend geeignet, nicht aber für die Leitung auch nur technischer und statischer Abteilungen, bei der sich im Verkehre mit der Öffentlichkeit häufig auch der mindere Grad allgemeiner Bildung störend fühlbar macht.

Die sichere Leitung der technischen, statischen und ästhetischen Prüfung von Bauentwürfen wird nicht durch Vorschriften, sondern nur durch persönliche Eignung der Beamten gewährleistet. Diese soll daher nicht bloß bei der Auswahl und Anstellung entscheiden, sondern auch dauernd gewahrt werden, und damit ist ein Punkt berührt, der in den vorstehenden Ausführungen noch nicht erörtert wurde.

Für voll mit Dienstgeschäften belastete Beamte ist es selbst bei akademischer Vorbildung, abgesehen von Ausnahmefällen außergewöhnlicher Begabung, nicht zu erwarten, daß sie sich bis in höheres Alter aus eigener Kraft genügend auf der Höhe der von ihnen vertretenen Gebiete halten, um den Anforderungen der neuesten Fortschritte der technischen Wissenschaften stets gewachsen zu sein. Zum Ausgleich dieses natürlichen Verhältnisses muß die richtige Auswahl jüngerer Hilfskräfte mit vorgeschrittener Bildung dienen, die wohl dem akademisch gebildeten, aber nicht dem aus der Mittelschule hervorgegangenen Vorstände möglich ist.

Man sollte aber auch danach streben, den älteren Beamten die neuesten Errungenschaften zugänglich zu halten, und dazu gibt es die folgenden Mittel, deren Ausgestaltung in Preußen dem Vernehmen nach im Werke ist.

Für größere Verbände von Baupolizeiämtern, etwa nach den Provinzen oder nach den staatlichen Bezirken kleinerer Länder, richte man Oberprüfstellen ein, solcher Art, daß sie auf voller wissenschaftlicher Höhe bleiben; besonders würde sich hierzu die Anlehnung an die technischen Hochschulen eignen, denen so zugleich eine sehr wirksame Verbindung mit der Bautätigkeit und reiche Anregung geboten werden würde. Sollten die entsprechend ausgestatteten technischen Hochschulen hierzu nicht ausreichen, so könnten sie durch besondere Oberprüfstellen mit hauptamtlich besetzter Leitung und nebenamtlich herangezogenen Hilfskräften aus den Kreisen der Architekten und Zivilingenieure, etwa nach dem Vorgange gewisser Kreise des Patentamtes, ergänzt werden.

Besonders die Heranziehung von Architekten und Zivilingenieuren zu begutachtender Tätigkeit je nach Lage des Falles würde nicht allein sehr wertvolle, auf voller Höhe befindliche Kräfte für die Öffentlichkeit nutzbar machen, sondern in Wechselwirkung auch den Zugezogenen reiche Anregung geben. Ähnliche Verfahren in den Vereinigten Staaten und England zeigen, daß die bei uns vielleicht gehegte Befürchtung einseitiger Beurteilungen unbegründet ist, zumal die genannten Kräfte nur begutachtend, in ästhetischen, technischen und statischen Fragen nicht endgültig entscheidend wirken sollen.

Diesen Oberprüfstellen müßten nach Auswahl der Baupolizeiämter die den Rahmen des Üblichen überschreitenden Bauentwürfe zur statischen, technischen und ästhetischen Prüfung vorgelegt werden, während die rein polizeiliche Prüfung solcher größeren Entwürfe und die ganze Prüfung gewöhnlicher Vorlagen bei den unveränderten Baupolizeiämtern verbliebe.

Den Oberprüfstellen müßte das Recht zustehen, Einblick in die Geschäfte der Baupolizeiämter zu nehmen, um zu beurteilen, ob ihnen etwa zu viel überwiesen oder Wichtiges nicht vorgelegt wird, denn ihre Tätigkeit soll sich zwar auf alles Außergewöhnliche erstrecken, sich aber auch streng auf dieses beschränken.

Auf diesem Wege würde auch die Schwierigkeit beseitigt, daß man kleinere Baupolizeiämter nicht durchweg technisch, statisch und ästhetisch vollwertig ausstatten kann, sondern sich auf die voraussichtlich überwiegende Richtung beschränken muß. Wird dann beispielsweise dem mit einem Hochbauer besetzten Baupolizeiamte einer kleinen Stadt der Entwurf einer neuzeitlichen Kohlenverladeanlage vorgelegt, so geht dieser an die Oberprüfstelle, die die Vorlage auch einem nach ihrem Überblick für den Fall geeigneten Amte zur Erledigung überweisen kann. Auch die Gewerbepolizeiämter könnten für maschinentechnische Fragen in diesen Kreis mit einbezogen werden.

Schließlich hätten die Oberprüfstellen durch Verteilung von Ausarbeitungen, Abhaltung von Einzelvorträgen und Vortragsreihen, Vorführung von Versuchen und Anleitung zu deren Anstellung dafür zu sorgen, daß der Einblick der Beamten der Baupolizeiämter in die neuesten Errungenschaften technischer Wissenschaften nach Tunlichkeit offen gehalten wird, ohne daß diese Beeinflussung die Gestalt amtlicher Vorschrift annimmt und so die Freiheit der Entschließung der Baupolizeibeamten einengt.

Wie die Vorlagen durch die Baupolizeiämter an die Oberprüfstellen gelangen, müßten sie auch durch diese Ämter zurückgehen, damit sie den vollen Überblick über den Gang der Geschäfte behalten.

Da diese Vorschläge in erster Linie nur die allgemeine Durchführung der Besetzung vorhandener Stellen mit in jeder Beziehung geeigneten Kräften, dann die Einrichtung weniger Oberprüfstellen mit beschränktem Arbeitsumfange verlangen, so bedingen sie eine durch Gebühren wahrscheinlich ganz zu deckende, jeden Falles im Vergleiche zu der Bedeutung des angestrebten Zieles nicht erhebliche Aufwendung.

* * *

Das Vorstehende soll nur das Gerippe eines Vorschlages zur Hebung der heute in weiten

Kreisen empfundenen Schwächen der baupolizeilichen Prüfung nach allgemeinen Gesichtspunkten geben; im einzelnen werden örtliche Verhältnisse einen vielfach verschiedenen Ausbau bedingen, die bei der heutigen, vielfach zu gleichartigen Regelung der Ämter nicht genügend zur Geltung kommen. Ein ganz ländliches Gebiet östlichen Großgrundbesitzes wird andere Besetzung erfordern, als ein stark bewirtschaftetes und zerteiltes Gebiet westlicher Gebiete, oder gar ein stark gewerbetreibender Bezirk. Unter den zuerst genannten Verhältnissen wird man eine Oberprüfstelle sehr weit reichen lassen können, die zuletzt genannten bedingen engere Verteilung.

LITERATURSCHAU.

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

I. Der Baustoff.

1. Herstellung und Verarbeitung.

Das neue Portlandzementwerk der Coltness-Iron Co. Ltd. in Newmains (Schottland). Beschreibung mit Abbildungen dieser großen Anlage, die früher wöchentlich 1000 t Colloseus-Zement herstellte, jetzt aber für die Herstellung von Portlandzement, wobei Kalkstein und Hochofenschlacke als Rohstoffe Verwendung finden, umgebaut worden ist. Tonindustrie-Ztg. 1912. Nr. 64.

Fördervorrichtung. Es werden die Förderrohre der Firma Friedrich Krupp A.-G. Grusonwerk, die sich besonders zur Beförderung staubender Stoffe im Freien eignen, mit Abbildungen beschrieben. Tonindustrie-Ztg. 1912. Nr. 62.

2. Prüfung und Untersuchung.

Die elektrische Leitfähigkeit von Zementrohmassen. Von Dr. Emil Dittler und Dr. K. Herold (Wien). Als vorläufiges Ergebnis der bisher ausgeführten Untersuchungen wird mitgeteilt: Zementrohmassen verschiedener Aufbereitung beginnen bei 700—750° den elektrischen Strom merkbar zu leiten. Trockene und aus Mergel aufbereitete Rohmassen leiten besser als nasse und aus Ton aufbereitete. In jenen erfolgt die Klinkerbildung rascher, und die größere Geschwindigkeit der Klinkerbildung steht in einem ursächlichen Zusammenhang zur besseren Leitfähigkeit. Tonindustrie-Ztg. 1912. Nr. 70.

Prismatische Probekörper für die Betonprüfung. Von Prof. F. Schüle (Zürich). Bericht über die Vorteile solcher Betonprismen von 12 × 12 cm Querschnitt und 36 cm Länge als Probekörper zur Ermittlung der Zug- und Druckfestigkeit in der eidg. Materialprüfungsanstalt Zürich. Tonindustrie-Ztg. 1912. Nr. 70.

Elektrischer Strom und Eisenbeton. Besprechung der von Prof. Burgeß an der Universität Wisconsin hierfür durchgeführten Versuche. Tonindustrie-Ztg. 1912. Nr. 67.

Kontrollbalken und Probewürfel. Von Dr.-Ing. Fritz von Emperger. Eine Entgegnung auf die Auslassungen Martens zu dieser Frage. Tonindustrie-Ztg. 1912. Nr. 62.

3. Wirtschaftliches.

Preisbewertung von Portlandzement. Von Ing. B. K. Verfasser tritt dafür ein, die erstklassigen Portlandzemente besser zu bezahlen, um die Preisregulierung der Syndikate zu brechen, die zur Erzeugung von Durchschnittsware zwingen, weil die Verkaufspreise nicht den Mehraufwand für die Herstellung besonders guter Ware lohnen. Er gibt Vorschläge zur wirtschaftlichen Bewertung der verschiedenen Zemente. Tonindustrie-Ztg. 1912. Nr. 73.

Enquete über das Zementkartell. Bericht über die vom österreichischen Handelsministerium einberufene Enquete über das Zementkartell. Zeitschr. österr. Ing. u. Arch.-V. 1912. Nr. 24.

XIV. Russischer Zementkongreß. Ausführlicher Bericht über diesen Kongreß. Tonindustrie-Ztg. 1912. Nr. 73.

II. Theorie.

Die Berechnung elastischer Stabzüge mit steifen Eckverbindungen mit Hilfe statisch unbestimmter Hauptsysteme. Von Dr.-Ing. Paul Müller, Obercassel bei Bonn. Die im Eisenbetonbau angewandten Konstruktionen sind des monolithischen Charakters des Verbundstoffes wegen stets als elastische Stabzüge mit steifen Eckverbindungen anzusehen und demnach in den meisten Fällen statisch unbestimmt. Ver-

fasser zeigt nun, wie man die Anzahl der ursprünglich vorhandenen statisch unbestimmten Größen um ein bestimmtes Maß reduzieren kann, indem man in das zu berechnende Gesamtsystem ein bestimmtes Hauptsystem einführt, dessen statisch unbestimmte Größen bereits durch frühere Untersuchungen bekannt sind. Diese Theorie wird als Beispiel durchgeführt am Zweigelenkrahmen mit beiderseitigen Kragarmen, die an ihren Enden beweglich aufgelagert sind. Zeitschr. für Arch.- u. Ing.-W. 1912. Nr. 4.

Zur Berechnung kontinuierlicher Träger mit veränderlichem Trägheitsmoment auf elastisch drehbaren Stützen. Der unsymmetrische Träger. Von A. Joho, Ingenieur der Firma Wayß & Freitag, A.-G., Neustadt a. d. Haardt. Verfasser untersucht im Anschluß an eine Abhandlung von Dr.-Ing. Max Ritter, über die Berechnung elastisch eingespannter und kontinuierlicher Balken mit veränderlichem Trägheitsmoment, den namentlich bei Endöffnungen von Balkenbrücken mit beschränkter Konstruktionshöhe vorkommenden Fall eines unsymmetrischen Trägers, in dem das Trägheitsmoment von einem Auflager zum anderen zu- bzw. abnimmt. Mit Zahlenbeispiel. Schweizer. Bztg. 1912. Bd. LIX. Nr. 24.

Über Stützbelastung. Von Adolf Francke, Baurat in Alfeld a. d. Leine. Verfasser stellt zunächst eine allgemeingültige Gleichung über den Zusammenhang zwischen Form und Last der Stützlinien auf und untersucht dann eine ganze Anzahl von Stützlinien, indem er die Stützlastengruppen annimmt, oder bestimmt zu gegebenen Stützlinien die zugehörigen Stützlasten. Zeitschr. f. Arch.- u. Ing.-W. 1912. Nr. 4.

Zur Berechnung der Deckenkonstruktionen. Beitrag von Prof. F. Schüle in Zürich zu der von R. Maillart angeregten Aussprache. Verfasser stimmt der Berechnung mit Einzellasten für kürzere Spannweiten zu, wendet sich gegen die Füllung der Deckenhohlräume und gibt zu den Einspannungsverhältnissen den Vorbehalt, daß eine namhafte Einspannung nicht möglich ist, besonders da nicht, wo die Mauern aus Mauerwerk mit Mörtel aus Kalk oder hydraulischem Kalk bestehen, so daß das Moment in Feldmitte nur zu

$M = \frac{p l^2}{10}$ gesetzt werden kann. Schweizer. Bztg. 1912. Bd. LIX. Nr. 23.

Über die Ausbildung von Rohrbogen. Von Ingenieur A. Bühler. Verfasser gibt Vorschläge für Rohrbogen, die bisweilen bei Wasserwerken zur Führung der Druckleitungen über ein Hindernis in Bogenform erforderlich und gewöhnlich als gelenkloser Bogen ausgeführt werden, zur Ausbildung als Gelenkbogen oder als Bogen mit Zugband. Nachdem er in der statischen Untersuchung die Belastungen, die Voraussetzungen und die Wirkungen der Flüssigkeit auf den Rohr-

bogen untersucht hat, bringt er Vorschläge für die konstruktive Ausbildung anderer Rohrbogenformen. Mit Abb. Schweizer. Bztg. 1912. Bd. LIX. Nr. 23.

Zur Berechnung des Kreisringes. Von Dr. R. Federhofer in Graz. In diesem Aufsatz wird die „Theorie des elastischen Kreisbogens“, wie sie Verfasser in der Zeitschrift f. Arch.- u. Ing.-Wesen 1910, Heft 6, veröffentlicht hat, an einigen praktisch wichtigen Fällen untersucht. Diese Theorie des dünnen, einfach gekrümmten Stabes konstanten Querschnitts besitzt vorwiegend technische Bedeutung im Sonderfalle eines Kreisringes, dessen Untersuchung u. a. bei Berechnung weiter Rohre für Druckwasserleitungen oder für Tunnels und bei der genäherten Berechnung von Behältern auf Winddruck notwendig wird. Zeitschr. f. Arch.- u. Ing.-W. 1912. Nr. 4.

III. Eisenbetonversuchswesen; Feuerproben.

Über neue Versuche mit umschnürtem Beton. Die Schlußfolgerungen Kleinlogels in seinem beachtenswerten Vortrag zum Deutschen Beton-Tag werden aufgeführt. Tonindustrie-Ztg. 1912. Nr. 67.

Essais de colonnes en acier doux renforcées par du béton. Versuche mit flußeisernen Säulen, die mit Beton umhüllt waren, von A. Talbot und R. Lord; die Ergebnisse werden allgemein mitgeteilt. Die Säulen haben sehr gute Festigkeiten gezeigt. Le Ciment armé 1912. Nr. 6.

IV. Vorschriften und Leitsätze.

Prescriptions relatives aux fournitures diverses pour l'exécution des travaux en béton armé. Auszug aus den Vorschriften verschiedener großer amerikanischer Firmen und Gesellschaften über die Beschaffenheit der Roh- und Baustoffe für Eisenbeton, und zwar der British reinforced concrete engineering Co. Ltd., der Trussed concr. Steel Co. Ltd. (Syst. Kahn), der British concr. Steel Co., von L. G. Mouchel & Partners (Syst. Hennebique), der Considère Construction Co. Ltd., der Expanded Metal Co. Ltd., und von Edm. Coignet Ltd. Revue des mat. constr. trav. publ. 1911. Nr. 12.

A propos des nouveaux règlements anglais, relatifs aux ouvrages en ciment armé. An den neuen Leitsätzen des englischen London County Council über Bauten in Eisenbeton wird gerühmt, daß sie nur als vorläufige aufgestellt sind, auch nicht die Gültigkeit von Vorschriften haben, sondern nur einfache Ratschläge enthalten. Nicht mit Unrecht wird aber die Befürchtung ausgesprochen, daß der vorläufige Charakter der Leitsätze bald vergessen werden wird, und daß sie nach kurzer Zeit bindende Kraft erlangen werden, ohne durch die Anwendung in der Praxis Veränderungen und Verbesserungen er-

fahren zu haben. Im übrigen werden eine ganze Reihe interessanter Einzelheiten besprochen. *Le Ciment armé* 1912. Nr. 6.

V. Ausführungen.

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

Les constructions asismiques. Ein Vorschlag von Vicardini „Zu einer Bauweise für Erdbebengebiete“ wird eingehend besprochen. Die Bauwerke sollen in einer Art von Kugellagerung auf die Gründungen aufgesetzt werden. Mit Abb. *Il Cimento* 1912. Nr. 6, 7, 8. — *Le Ciment armé* 1912. Nr. 6.

2. Ausführungen im Hochbau.

Fabrikneubau in Dottikon der Schuhfabrik C. F. Bally A.-G. in Schönenweid. In einer eingehenden Beschreibung mit vielen Abb. werden die Gesamtanordnung und die Einzelheiten dieser großen Fabrik für 1000 Arbeiter gezeigt, die in Eisenbeton nach dem amerikanischen Skeleton- oder Gerippebau errichtet wurde. Schweiz. Bztg. 1912. Bd. LIX. Nr. 25 u. 26.

Turmkühler aus Eisenbeton. Von Dipl.-Ing. Kupfer. Nach Besprechung der wirtschaftlichen Vorteile gegenüber den Kühltürmen aus Holz wird unter genauer Angabe der Kosten ein solcher Turm eingehend beschrieben. Mit Abb. *Tonindustriezeitung* 1912. Nr. 62.

La nouvelle gare de Leipzig. Vom neuen Hauptbahnhofe in Leipzig werden einige Angaben über die Gründungen, eine kurze Beschreibung der Querbahnsteighalle (nach *Armiert. Beton* 1912 Nr. 4 u. 5) gebracht. Vom Berichtersteller werden besonders die mit einem Versuchsbander angestellten Probelastungen als empfehlenswert hervorgehoben und deren Ergebnisse als wertvolle Belehrung für die Ausführung ausdrücklich anerkannt. *Le Ciment armé* 1912. Nr. 5.

Viehucht aus Eisenbeton. Eingehende Beschreibung mit Abb. *Tonindustriezeitung* 1912. Nr. 64.

Eigenartige Eisenbetontreppe. Beschreibung einer Treppe auf der Ausstellung von Köslin, die ohne Pfeiler oder Stützen in geknicktem Laufe gewissermaßen aus dem Erdboden herauswächst und so freistehend sich im Gleichgewicht hält, ohne umzukippen. Mit Abb. *Tonindustriezeitung* 1912. Nr. 70.

Eisenbetonschutz für das Heidelberger Schloß. Kurze Besprechung dieser Arbeiten zur Erhaltung dieses schönen mittelalterlichen Baudenkmal. *Tonindustriezeitung* 1912. Nr. 67.

3. Ausführungen im Brückenbau.

Le pont „del Risorgimento“ sur le Tibre, à Rome. Über die schon mehrfach erwähnte

Brücke werden, außer der allgemeinen Beschreibung der Gesamtanordnung und des Bauvorganges noch eine Reihe interessanter Einzelheiten mitgeteilt. Zunächst war für die Ausstellung nur eine hölzerne Hilfsbrücke geplant, weil man zur Ausführung der von der Stadt vorgesehenen gemauerten Brücke nicht genügend Bauzeit gehabt hätte. Aber auch diese war noch ziemlich teuer und gewährte nur geringe Standsicherheit gegen die vom Tiber bei Hochwasser mitgeführten Stämme. Da schlug die Firma Porcheddu eine Eisenbetonbrücke mit nur einer Öffnung vor. Das Angebot wurde nur unter der Bedingung angenommen, daß die Firma sich verpflichtete, auf ihre Kosten eine Hilfsbrücke zu bauen, wenn es ihr aus irgendeinem Grunde nicht gelingen sollte, die endgültige Brücke aus Eisenbeton zur rechten Zeit fertig zu stellen. Der Preis betrug 1250000 Lire. Der Vertrag verlangte, daß der Unternehmer alle Werkzeichnungen und die notwendigen Berechnungen 20 Tage nach Abschluß des Vertrages liefern mußte.

Man ging sofort an die Bodenuntersuchungen und fand, daß der tonige Sand, der sich an der Stelle der zukünftigen Widerlager an der Oberfläche fand, mehr und mehr in Schlamm usw. überging. Man beschloß deshalb, die Widerlager auf Compressolphählen zu gründen und sie zum Teil hohl auszubilden; ferner schlug Hennebique vor, denjenigen Zellen, die wieder mit Erdmassen gefüllt wurden, keinen Boden zu geben, damit das Erdgewicht nicht auf die Gründungspfähle übertragen würde.

Über das Lehrgerüst in Eisenbeton ist schon berichtet worden. Das Gewölbe hat gar keine Auffüllung; senkrechte Quer- und Längswände, durch einzelne Riegel versteift, tragen die Fahrbahnplatte aus Eisenbeton; die gesamte Bauhöhe (Unterkante Gewölbe bis Oberkante Fahrbahn) beträgt im Scheitel in Mitte des Fahrdammes 85 cm, am Rande der Fußwege 115 cm; im letzteren Maße ist noch ein Lichtraum von 45 cm für Röhrenleitungen enthalten. Die Brückenbreite beträgt: 13 m Fahrbahn und zwei Fußsteige von je 3,10 m. Bei der Brücke wurden durchweg Eiseinlagen von halbkreisförmigem Querschnitt angewandt, die an den Kreuzungsstellen mit den ebenen Flächen aufeinanderliegen und eine sehr feste Bündelung gestatten. Im ganzen wurden nur zwei Querschnitte verwendet: 380 qmm und 110 qmm. Die Balken, die die Fahrbahnplatte tragen, waren vorher auf dem Werkplatze fertiggestampft worden; sie ermöglichten einen außerordentlich raschen Baufortgang. Der Erdaushub und die Pfahlgründungen begannen im Januar 1910 und endigten im August 1910. Das Lehrgerüst in Eisenbeton wurde in der gleichen Zeit fertiggestellt; die Widerlager wurden am 27. Juli, das Gewölbe am 9. Oktober 1910 begonnen; am

27. Februar 1911 endigten die Hauptbauarbeiten. Anfang April begann die Ausrüstung, gleich darnach wurden Probelastungen angestellt. Ausführliche Mitteilung der Ergebnisse. Mit guten Abb. Le Ciment armé 1912. Nr. 3 und 4.

4. Ausführungen im Wasserbau.

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

Die neue Linie Lauterbrunnen-Wengern der Wengernalpbahn. Von C. Spinnler, baul.

Ing., Interlaken. Die zahlreichen Kunstbauten, Brücken, Stützmauern, Schneegalerien, Tunnelauswölbungen, die fast alle in Abb. vorgeführt werden, sind in Zementbeton ausgebildet worden. Schweizer. Bztg. 1912. Bd. LX. Nr. 1.

Les traverses et la „Pennsylvania Company“. Die Schwellen, die zurzeit auf einer Linie der genannten Gesellschaft in Erprobung sind, werden kurz beschrieben. Mit Abb. Le Ciment armé 1912. Nr. 6.

Ammoniakbehälter aus Eisenbeton. Tonindustriezeitung 1912. Nr. 67.

WIRTSCHAFTLICHE RUNDSCHAU.

Bearbeitet von Dr. techn. Hugo Fuchs (Berlin).

Selbstkostenberechnung. *)

Ausgehend von der allgemein bekannten Erscheinung, daß bei den Submissionen für Beton- und Eisenbetonbauten ganz unglaubliche Differenzen zwischen den Höchst- und Mindestangeboten auftreten, haben Sie sich die Aufgabe gestellt, die Prinzipien darzulegen, auf Grund deren die angeseheneren Firmen der Eisenbetonbranche ihre Selbstkostenberechnung ermitteln, um so allgemeine Richtlinien und Grundlagen zu schaffen für eine vernünftige und zutreffende Kalkulation.

Sie ziehen zum Vergleich ähnliche Erscheinungen der Maschinenindustrie an, bei der gleiche Zustände geherrscht haben und bei der Abhilfe auf dem von Ihnen vorgeschlagenen Wege geschaffen zu sein scheint.

Bevor ich Ihrem Wunsche nachkomme und die Grundlagen der Selbstkostenberechnung, wie sie, soweit meine Kenntnisse reichen, bei vielen Firmen üblich ist, bespreche, möchte ich mir noch einige allgemeine Bemerkungen erlauben.

Es wäre vor allem erst zu untersuchen, ob gerade der Maschinenbau als Analogon für die Eisenbetonindustrie gewählt werden kann und ob es infolgedessen möglich ist, das, was sich bei dem Maschinenbau als praktisch erwiesen hat, ohne weiteres auf den Eisenbeton zu übertragen. Es bestehen zwischen beiden Industrien prinzipielle Unterschiede. Die Maschinenindustrie umfaßt fast ausschließlich Werkstattarbeit, während der Eisenbeton fast ausschließlich sich als Baustellenarbeit kennzeichnet. Der Unterschied liegt damit eigentlich klar auf der Hand. Bei einer Arbeit, die zum größten Teil von Maschinenkraft an ein und demselben Orte unter immer gleichbleibenden Arbeits- und gleichen Zu- und Abfuhrverhältnissen sich vollzieht, können berechnete Schwankungen höchstens im Einkauf der Rohmaterialien und den Transportkosten des Fertig-

materials zum Ausdruck kommen. Ferner bei den einzelnen Betrieben in den verschiedenen hohen Unkosten-Koeffizienten, die wieder durch mehr oder weniger ökonomische und moderne Einrichtungen des Werkes bedingt sind. Die Betriebs-Koeffizienten, die Leistungsfähigkeit der Maschinen usw. lassen sich bei dem geordneten Betriebe auch unschwer richtig ermitteln. Es ist in diesem Falle also sehr wohl angebracht, wenn durch Bekanntgabe der in großen Betrieben üblichen Art der Unkostenberechnung eine allgemeine Grundlage hierfür geschaffen wird, die bei jedem Werk eben nur die durch die örtlichen Verhältnisse bedingten Modifikationen zu erfahren hat, um eine Stetigkeit und Gleichmäßigkeit in die Submissionsergebnisse zu bringen. Anders bei einer Arbeit, die sich, wie gesagt, fast ausschließlich auf der Baustelle vollzieht.

Ich will zuerst mal vom Eisenbeton ganz absehen und verweise nur auf den Erd- und Tiefbau. Beide Gebiete sind eigentlich so alt wie die Menschheitsgeschichte, und wenn man Submissionen auf diesem Gebiete verfolgt, so findet man ebenso auffallende Schwankungen und Differenzen, wie sie der Eisenbetonbau aufweist, und doch müßte man meinen, daß durch die Jahrhunderte langen Erfahrungen gewisse Grundsätze und Richtlinien für die Selbstkostenberechnung sich von selbst entwickelt haben müßten. Es hängt dies, wie gesagt, mit dem prinzipiellen Charakter dieser Arbeit zusammen. Sie sind zum größten Teil abhängig von der menschlichen Maschine, wenn dieser Ausdruck gestattet ist, deren Leistung nicht mathematisch festgelegt werden kann und von den verschiedensten Umständen beeinflusst wird, die von vornherein zu übersehen und zu regeln nicht in der Macht des Unternehmers liegt.

Eine vorherige Berechnung der Arbeitslöhne, die beim Maschinenbau in einem richtig organisierten Betriebe für jedes Werkstück auf Heller und Pfennig genau erfolgen kann, läuft in der

*) Vgl. Heft 7, S. 276.

Hauptsache also nur auf ein bloßes Schätzen, wenn nicht gar Erraten, hinaus und nur langjährige persönliche Erfahrungen des Kakulierenden können darin einige Sicherheit geben.

Ganz allgemein spielten dann aber noch die Beschaffung der Rohmaterialien, die Anfuhrverhältnisse und die Örtlichkeit der Baustelle, deren Lage zum Betriebe des Unternehmers eine große Rolle, ganz abgesehen von Imponderabilien, die im Geschäfte des Unternehmers selbst liegen und in der verschiedensten Form Einfluß auf die Höhe der Selbstkosten haben können. Um nur ein Beispiel herauszugreifen:

In der Nähe einer großen Baustelle des Unternehmers ist anderweitig eine kleine Arbeit auszuführen, auf welche außer dem betr. Unternehmer auch noch eine Reihe Konkurrenten mit-submittieren. Es ist klar, daß der Unternehmer, der bereits seinen ganzen Gerätepark, seine Leute usw. in der Nähe hat, die Baustelle genau kennt, wesentlich billiger offerieren kann, als seine Konkurrenz, da ein großer Teil der Generalunkosten, die die anderen Unternehmer auf diesem kleinen Bau bei ihrer Kalkulation zuschlagen müssen, bei diesem Unternehmer von der großen Baustelle mit gedeckt wird. Der Unternehmer wird andernfalls aber genau dieselbe Arbeit unter sonst gleichen Verhältnissen wesentlich teurer offerieren müssen, wenn dieselbe an einem anderen Orte, weit entfernt von irgendeiner seiner Baustellen, ausgeführt werden muß.

Doch ist dies nur einer von den vielen möglichen Fällen. Alle diese Umstände, die in der Natur der Sache selbst liegen und daher nicht durch Übereinkommen geregelt werden können, sind zum größten Teil mit Schuld an den großen Differenzen bei den Submissionen der Eisenbetonbranche, und es scheint mir daher zum mindesten zweifelhaft, eine Besserung darin durch Schaffung von Schablonen für die Kostenberechnung zu erhoffen, da die richtige Einschätzung aller dieser Gesichtspunkte bei der Ermittlung der Selbstkosten der Erfahrung des einzelnen überlassen werden muß und sich nicht schematisieren läßt.

Eine Besserung des wilden Preisunterbietens bei privaten und öffentlichen Submissionen erscheint mir eher möglich durch eine rigorosere Auswahl der Unternehmer seitens der Konsumenten, eine Hebung der sogenannten Käufermoral beim bauenden Publikum, seien es nun Behörden oder Private, die nicht nur auf das billigste Angebot blind reagieren, sondern in erster Linie auf die Leistungsfähigkeit des Unternehmers und seine Erfahrungen auf dem betr. Fachgebiet achten und unter den leistungsfähigsten und vertrauenswürdigsten dann den unter Berücksichtigung aller Umstände Billigsten zur Ausführung wählen. Eine Erziehung der bauenden Öffentlichkeit in dieser Richtung und vor allem eine allgemeine Aufklärung über die

Wichtigkeit einer gewissenhaften und fachmännisch richtigen Ausführung an der Baustelle selbst, gerade beim Beton- und Eisenbetonbau dürfte, wie ich wenigstens glaube, am ehesten zu einer Konsolidierung der Preisverhältnisse im Betonbau beitragen. Es soll damit keinesfalls eine Bevorzugung einer nur kleinen Zahl alter Firmen das Wort geredet werden, dies wäre ein Konservatismus, der sich bitter rächen würde, da er die in jedem Erwerbszweig notwendige und fördernde Konkurrenz unterbinden würde. Es können auch junge Unternehmungen durch die Persönlichkeit ihrer Leiter eine Gewähr für solide Ausführung bieten, denn auf die Persönlichkeit des jeweiligen maßgebenden Leiters kommt es eben überall, auch bei alten Firmen, an.

Das ist aber eben der Krebschaden des Beton- und Eisenbetonbaues, daß jeder Maurermeister oder jeder sonstige kleine Unternehmer, der, wie ich bereits an anderer Stelle auszuführen Gelegenheit hatte, in der Lage ist, sich nicht gerade unerschwingliche Betriebseinrichtung einiger Gießkannen, Stampfer und etlichen Schalholzes anzuschaffen, damit auch die Befähigung für den Eisenbetonbau erbracht zu haben glaubt. Dem zusteuern durch Selbsthilfe der ernstesten Unternehmungen und durch Aufklärung des Publikums, wäre die erste Bedingung für stabilere und gesündere Verhältnisse im Eisenbetonbau.

In den vorstehenden Ausführungen sind eigentlich die für eine richtige Kostenberechnung maßgebenden Gesichtspunkte auch schon mitenthaltet.

Die erste Frage bei der Veranschlagung einer Arbeit ist die nach den örtlichen, vor allem den Bodenverhältnissen der Baustelle, Zu- und Abfuhrverhältnissen, Nähe von Bahnanschlüssen und Grund- und Hochwasserverhältnissen.

Die zweite Frage hat sich mit der Materialbeschaffung zu befassen. Ist in der näheren oder weiteren Umgebung brauchbares Material für Kies und Sand vorhanden oder muß dasselbe von weit herangefahren werden? Ist das eventuell vorhandene Material ohne weiteres zu verwenden oder muß es erst von schädlichen Bestandteilen, Lehm usw., durch Waschen befreit werden?

Der Preis des Eisens unterliegt ja nur der durch die Zufuhr von dem liefernden Werk bedingten Frachtdifferenz und ist daher bekannt, sobald die Anfuhrkosten ermittelt sind. Hinzu kommt dann noch der Preis für das Bearbeiten bzw. Biegen des Eisens und der Arbeitslohn für das Verlegen auf der Schalung. Das Biegen der Eisen kann nun entweder auf dem Lagerplatz des Unternehmers von ständig hierfür beschäftigten Leuten und in einer ordentlich eingerichteten Werkstatt geschehen, wodurch sich die Herstellungskosten wohl etwas vermindern lassen. Die fertig gebogenen Eisen werden dann mit der Bahn oder den sonst in Betracht kommenden Transportmitteln zur Bau-

stelle geschafft. Oder aber die Eisen werden direkt vom Werk nach der Baustelle geliefert und an Ort und Stelle selbst bearbeitet. Beide Methoden haben ihre Vor- und Nachteile, und es wird dem jeweiligen Ermessen des Bauleiters überlassen bleiben müssen, welche von den beiden Methoden unter Berücksichtigung der örtlichen Verhältnisse der Baustelle die rationellere ist.

Sind diese Vorfragen geklärt, dann läßt sich der Preis des Rohmaterials ohne weiteres ermitteln. Der Kies-, Zement- und Eisenpreis liegt dann fest und es handelt sich jetzt darum, die Kosten für die Schalung und den Arbeitslohn zu ermitteln.

Bei der Bestimmung der Schalungskosten ist es vor allem wesentlich, wie groß der Bau ist und in welcher Frist derselbe fertiggestellt werden muß. Davon hängt es nämlich ab, ob man das Schallholz bei demselben Bau nochmals und wie oft wiederverwenden kann oder ob die ganze erforderliche Schalung auf einmal beschafft werden muß. Wichtig ist ferner noch, ob die einzuschalenden Konstruktionen einen größeren oder geringeren Verschnitt der Bretter und Rahmhölzer bedingen. Eine kurze Überlegung über den beabsichtigten Bauvorgang gibt dann auch Klarheit über die erforderlichen Rüstungen, bei denen dasselbe Moment der eventl. Wiederverwendung bei der Preisbemessung maßgebend ist.

Der nächste Punkt der Kalkulation betrifft den Arbeitslohn. Es ist nun häufig üblich, einen durchschnittlichen Arbeitslohn für den cbm Beton zu ermitteln und mit dem so ermittelten cbm-Preis dann sämtliche Konstruktionen durchzurechnen. Dies gibt aber ein wenig zutreffendes Bild der wirklichen Kosten. Es ist daher richtiger, den Arbeitslohn für jedes Konstruktionsglied getrennt einzusetzen, da es natürlich einen wesentlichen Unterschied im Arbeitslohn ausmacht, ob der Arbeiter einen geschlossenen cbm Beton mit geringen Eiseneinlagen zu stampfen hat oder ob dieser cbm sich aus dünnen Decken von 8 cm Stärke mit einer verhältnismäßig reichen Eiseneinlage zusammensetzt.

Wird aber der Arbeitslohn bei jedem Konstruktionsteil separat ermittelt, so läßt sich einer leichteren oder schwereren Herstellung leicht Rechnung tragen.

Sind nun die gesamten Selbstkosten ermittelt, so ist dann der Verdienst, den der Unternehmer bei seinen Arbeiten erzielen will, zuzuschlagen. Zu beachten ist aber dabei, daß in diesem Zuschlag nicht nur der reine Verdienst an dem betr. Bau enthalten sein muß, sondern jener auch einen entsprechenden Prozentsatz für die allgemeinen Unkosten nicht nur auf der Baustelle, sondern auch für die Unterhaltung des Bureaus am Sitze des Unternehmers, die Projektkosten, Reiseunkosten und die Kosten der Bauleitung in sich schließen muß.

Dies wäre wohl in großen Zügen der Gang

einer richtigen Kostenberechnung, doch ist damit wie bereits zu Anfang ausgeführt, noch lange keine Gewähr für eine Gleichmäßigkeit in den errechneten Preisen gegeben, da es vollständig der individuellen Erfahrung und Empfindung überlassen bleibt, wie hoch die größere oder geringere Schwierigkeit der einzelnen Arbeiten geschätzt und beurteilt wird.

Düsseldorf, im Juli 1912.

Dipl. Ing. Ernst Mautner
Obering. der Betonbaugesellschaft Dücker & Cie.

Das österreichische Zementkartell.

Das jetzige Kartell ist im Vorjahre ins Leben gerufen worden, nachdem das im Jahre 1901 gebildete sich im Jahre 1910 aufgelöst hatte. Die Dauer des neuen Kartells, dem sich nicht alle Fabriken angeschlossen haben, ist mit drei Jahren befristet, doch hat jede der Gruppen, aus denen sich das Kartell zusammensetzt, das Recht der Kündigung, falls neue Betriebe mit einer jährlichen Leistungsfähigkeit von 3000 Wagen entstehen sollten. Je nach dem Umfange der niedrigen Abschlüsse, die nach der Auflösung des Kartells seitens der Firmen gemacht wurden, weist das Ertragnis des abgelaufenen Jahres eine starke Verschiedenheit auf; die Perlmoser und Königshofer Zementfabrik konnten ihre Dividenden erhöhen; die Sächsisch-Böhmische Zementfabrik in Tschischkowitz reduzierte sie von 12% auf 5%, und die Langenfelder Fabrik blieb ohne Dividende.

Mit Rücksicht auf die Außenseiter wurden die Preise nur mäßig erhöht, trotz des starken Bedarfs. Die überaus rege Bautätigkeit und ganz besonders die zunehmende Verwendung von Eisenbeton hat den Zementabsatz stark gehoben; die größeren Werke haben die ihnen zugewiesene Produktion (sie umfaßt insgesamt 180000 Wagons) zu günstigeren Preisen als im Vorjahre abgeschlossen. Der erzielte Mehrpreis dürfte 10 Kr. bei 100 dz betragen. Die Leistungsfähigkeit der bestehenden Fabriken, von denen die größeren ihre Betriebe erweitert haben, hat zugenommen und neue Werke sind teils vollendet, teils geplant.

Die Witkowitz Werke haben eine Zementfabrik in Mähren, die Galizische Industriebank in Galizien, die Ungarische Allgemeine Kohlenbergbaugesellschaft eine in der Nähe ihrer Werke ins Leben gerufen; in Dalmatien plant die Ungarische Bank- und Handels-AG., die Errichtung einer Fabrik, und ebenso soll in Triest eine entstehen.

Von vielen Seiten wird darum der Bestand des Kartells in Frage gezogen. Man glaubt aber in leitenden Kreisen der Zementindustrie, daß das Kartell, selbst wenn sich die neueren Werke nicht anschließen sollten, erhalten bleiben wird, solange die günstige Absatzkonjunktur, die durch die bevorstehenden großen Wasserstraßenbauten eine weitere Besserung erfahren dürfte, anhält.

DER EISENBETON IM AUSLANDE.

Wir werden an dieser Stelle von Zeit zu Zeit aus den Berichten deutscher und ausländischer Konsulate jene Stellen veröffentlichen, die für die Eisenbeton- und Betonindustrie von Interesse und Bedeutung sind.

I. Dänemark.

In Dänemark wird der Eisenbeton mehr und mehr verwendet. Straßenbrücken, Wasserbehälter, Lagerhäuser usw. werden fast ausschließlich in Eisenbeton ausgeführt, und von Schornsteinen und Masten sieht man eine Menge. Was das große Gebiet der Etagedecken anbelangt, kann man sagen, daß für öffentliche Gebäude, Schulen, Theater, Hotels, Fabriken, Vereins- und Geschäftshäuser meistens Eisenbeton verwendet wird, jedenfalls in Kopenhagen, während private Miethäuser, die ausschließlich Wohnungen enthalten, meistens mit Holzbalken gebaut werden.

Einen großen Erfolg haben die neuen dänischen Hohlsteine aus Mo-Lehm gehabt. Dieses Material hat in gebranntem Zustand ein spezifisches Gewicht von nur ca. 1,0 und dazu eine Druckfestigkeit von 156 at und mit den Steinen lassen sich sehr billige, leichte und wärmeisolierende Massivdecken mit ebener Untersicht herstellen. Viele Einfamilienhäuser werden mit solchen Decken versehen, und voraussichtlich werden die Miethäuser nachfolgen.

Die Betonbaugeschäfte werden immer zahlreicher, aber ihr Verdienst läßt sich nicht kontrollieren, weil sie nicht öffentliche Aktiengesellschaften sind.

Prof. Suenson, Kopenhagen.

II. Mexico.

Der Eisenbeton wird in Mexico viel angewendet, weil sich dieser Baustoff bei den hier häufigen Erdbeben gut bewährt hat. Unter den neuesten Bauten, die in Eisenbeton ausgeführt sind, muß ein Amphitheater hervorgehoben werden, das nicht weniger als 28 m lang und 21 m breit ist, und das von einer durch keine Stütze unterbrochenen Decke überwölbt ist. Ausgeführt wurde der Bau von Miguel Rebolledo, einem Konzessionär der Firma Hennebique in Paris. Von demselben Unternehmer wurde das Rathaus in Mexico gebaut, das einen großen Festsaal und eine Loggia besitzt, die ebenfalls in Eisenbeton ausgeführt ist. Noch bemerkenswerter ist die 55 Meter hohe Kirche im vornehmsten Viertel Mexicos, Colonia Roma. Der ganze Bau, u. zw. das Fundament, die Mauern, die Gewölbe und ihre Kuppel sind in Eisenbeton ausgeführt worden.

Konsulatsberichte.

Absatz von Baumaterialien nach Britisch-Indien. Baumaterialien, wie Asphalt, bunte, glasierte Steine sowie feuerfeste Steine für Kesseleinbauten, Zement, Ton, irdene Röhren u. dergl. werden zum weitaus größten Teil von Britisch-Indien aus England bezogen. Bei einer Gesamteinfuhr im Werte von 9 $\frac{1}{2}$ Millionen kamen von hier für 7 $\frac{3}{4}$ Millionen Mark und für nur 171 000 M aus Deutschland. Auch für diese sämtlichen Artikel und insbesondere für Zement dürfte sich für die heimische Industrie ein noch großes Absatzgebiet hier eröffnen lassen. Es sei jedoch darauf aufmerksam gemacht, daß englische Fabrikanten in den sämtlichen Artikeln in Indien große Lager unterhalten, da ihr Ver-

kauf sich nicht, wie verständlich sein wird, auf Telegramme betätigen läßt. Der indische Käufer muß wissen, daß er stets sofort vom Lager kaufen kann.

(Aus einem Berichte des Handelssachverständigen bei dem Kaiserl. Generalkonsulat in Calcutta.)

Zementproduktion in Neusüdwesten. Bis zur Einführung der Schutzzölle (8. Oktober 1901) durch die Regierung des Commonwealth war die Zementindustrie des Staates Neusüdwesten ohne jede Bedeutung. Einen wie gewaltigen Aufschwung sie seitdem genommen hat, zeigen die nachfolgenden Zahlen, die den Wert der Produktion — in £ — während der letzten neun Jahre geben: 1902: 46 500, 1903: 55 740, 1904: 54 750, 1905: 88 100, 1906: 128 487, 1907: 144 548, 1908: 184 400, 1909: 202 200 und 1910: 251 110.

Der weitaus größte Teil dieser Erzeugung wurde seitens der Staatsregierung für Eisenbahn-, Hafen- und andere Bauten verwandt. Besonders große Lieferungen wurden für die Talsperre am Burren Juck gebraucht. Sie fielen der Commonwealth Portland Cement Co. Ltd. in Portland, dem größten australischen Zementwerk, zu.

Bei dem Zoll von 1 Schilling für den englischen Zentner (50,803 kg), der für britischen Zement noch dazu auf 9 Pence ermäßigt ist, und bei dieser Konkurrenz ist die Einfuhr nicht auf der früheren Höhe zu erhalten gewesen und erreichte im Jahre 1910 nur 18 800 t. Davon dürften nicht mehr als 5000 t aus Deutschland gekommen sein. Das Geschäft in den anderen Staaten Australiens, die keine so starke Eigenerzeugung haben, ist dagegen besser gewesen. Sie importierten im Jahre 1910: 61 615 t, von denen rund 20 000 aus Deutschland kamen.

(Bericht des Handelssachverständigen beim Kaiserl. Generalkonsulat in Sydney.)

Bautätigkeit in Argentinien. Das „Boletin Oficial“ von Buenos Aires vom 10. April l. J. publiziert ein Gesetz, mit welchem der Bau eines Gebäudes für das landwirtschaftliche Ministerium und alle zu demselben gehörigen Departements angeordnet wird. Die zu diesem Behufe vorgesehene Summe beträgt 5 000 000 Pesos (ca. 8,5 Mill. Mark).

Sowohl in der Stadt Bahia als auch in den Vororten ist eine große Bautätigkeit zu verzeichnen. In der Unterstadt (Geschäftsviertel) werden ganze Straßenzüge alter Häuser niedergerissen, um großen Avenuen von modernen Gebäuden Platz zu machen. Die Expropriationsspesen wurden durch die Bundesregierung mit 2 Prozent Taxe, zahlbar in Gold, festgesetzt und in Verbindung mit den Hafenarbeiten gebracht.

Es werden Eisenträger sowie Eisenwaren aller Art, Zement, Baumaterial, Holzarbeiten usw. gebraucht. Es ist wahrscheinlich, daß auch Elevatoren für die neuen Gebäude benötigt werden, da dieselben einige Stockwerke hoch gebaut werden.

Zementfabrikation im Kaukasusgebiet. Dem Jahresberichte der k. u. k. österreichischen Konsularagentie in Noworossisk pro 1911 entnehmen wir:

„Infolge der lebhaften Bautätigkeit war die Nachfrage nach Zement so groß, daß die zwei Zementfabriken hier, ebenso die Fabrik in Gelendchik (40 Werst entfernt und an der Suchumer Militärstraße gelegen) den an sie gestellten Anforderungen nicht gerecht werden konnten, wodurch viele Aufträge unausgeführt bleiben mußten; die Preise für Zement waren entsprechend sehr hoch; ein Faß von 10 Pud kostet 4,80 Rubel ab Fabrik im Detailhandel, während es beim Verkaufe von größeren Partien zu 3,80 Rubel gehandelt wurde. Um dem „Zement hunger“ einigermaßen abzuhelfen, wandte sich die hiesige Börse an das Finanzministerium mit der Bitte, den Einfuhrzoll auf ausländischen Zement für einige Zeit aufzulassen, um dessen Einfuhr zu ermöglichen; das Gesuch jedoch blieb unbeantwortet und dürfte es auch weiter bleiben.“

In Anbetracht der stets wachsenden Nachfrage nach Zement gehen die hiesigen Fabriken daran, die Produktion durch den Bau zwei neuer Fabriken auf 100 Prozent zu erhöhen; außerdem wurde in der ca. 15 Werft vor Noworossisk liegenden Eisenbahnstation Tonelnaja eine Fabrik erbaut, welche die Arbeit in 1912 aufnehmen soll; der zu bauenden Schwarzmeer—Kuban-Bahn bestimmt sein.

Im Berichtsjahre wurden folgende Quantitäten Zement ausgeführt: nach Rußland 2 291 000 q, nach der Türkei 14 776 q, nach Bulgarien 7 035 q, zusammen 2 312 811 q.*

MARKTBERICHTE.

Eisenmarkt.

Auf dem Deutschen Eisenmarkt sind in den letzten zwei Monaten nachfolgende Preiserhöhungen vorgenommen worden:

In der Hauptversammlung des Stahlwerksverbandes wurde beschlossen, die Halbzeugpreise um 5 M. pro t zu erhöhen und gleichzeitig die Ausfuhrvergütung um 5 M. von 15 M. auf 10 M. pro t herabzusetzen.

Von den deutschen Trägerhändler-Vereinigungen wurden entsprechend den Beschlüssen des Stahlwerksverbandes die Trägerpreise für Händler und Konstrukteure um 2 1/2 M. pro t netto Kassa erhöht. Die Konsumenten, deren Grundpreis an und für sich schon höher ist, müssen bei Kassaeinkäufen einen Aufschlag von gleichfalls 2 1/2 M. bei pro t zahlen und einen weiteren Aufschlag von 2 M. bei einem Ziele von drei Monaten. Die Süddeutsche Trägerhändler-Vereinigung, die noch nicht definitiv verlängert ist, hat ihren Preis um 4 1/2 M. pro t, abzüglich 1 1/2 Prozent Skonto, erhöht.

Die Preise für Formeisen sind gleichfalls erhöht worden, und zwar um 2,50 M. pro t, unter Fortfall des bisher üblichen Skontos von etwa 2,50 M. so daß sich auch für Formeisen seine tatsächliche Preiserhöhung von 5 M. ergibt.

Die Schweißisenpreise sind seitens der Vereinigung rheinisch-westfälischer Schweißisenwerke für alle Sorten um 5 M. pro t erhöht worden. Damit stellt sich der Grundpreis für Handelsqualität auf 148 M.

Die Eisenhändler in Manheim und Ludwigshafen erhöhten in Anbetracht der gestiegenen Werksnotierungen und der Festigkeit des Marktes ihre Grundpreise für Stabeisen und Stahl um je 50 Pf. pro q.

Die Stabeisenhändler-Vereinigung des Regierungsbezirks Köln beschloß eine Preiserhöhung um 5 M. pro t. Breslauer Großhändler erhöhten den Grundpreis für Träger und T-Eisen um 1 M., gußeiserne Platten um 50 Pf. pro t ab Lager.

Das internationale Trägersyndikat beschloß eine Preiserhöhung für Träger zur Ausfuhr um 5 auf 111 sh.

Die oberschlesischen Eisengroßhandlungen erhöhten die Preise für oberschlesisches Walzeisen zum Bezug ab Werk vom 20. Mai an, und zwar für Stabeisen um 2 1/2 bis 5 M. und für Bleche um 5 bis 7 1/2 M. pro t, je nach Relation. Ausgenommen ist das innerste oberschlesische Absatzgebiet, weil hier kurz vorher eine Preiserhöhung stattgefunden hat.

Zur Lage der Zementindustrie.

Von den verschiedenen Zweigen der Baumaterialienherstellung läßt die Zementindustrie neuerdings eine ruhig fortschreitende Entwicklung vermissen. Über den Thyssenschen Plan einer großen Zementfabrik nahe bei Berlin ist noch immer keine Entscheidung gefallen, und die dadurch hervorgerufene Unsicherheit des Marktes hat

sich in weiterer Abschwächung des Kursniveaus der Berliner Zementunternehmungen bekundet. Für das Rheinisch-Westfälische Syndikat ist die von vielen Beteiligten erwünschte Autlösung nach dem Urteil des Reichsgerichts abermals fraglich geworden, und die Interessenten beantworteten diesen Schiedsspruch mit Kursabschlägen, die freilich die kräftige Steigerung zu Anfang des Monats nicht ganz erreichten. Die Überzeugung, daß die meisten Werke in der syndikatslosen Zeit eher besser, zum mindesten nicht schlechter gestellt sein werden, ist in den Kreisen der angeschlossenen Betriebe weit verbreitet. Die noch immer große Wahrscheinlichkeit einer nahen Auflösung des genannten Kartells läßt ihrerseits das süddeutsche Syndikat nicht zur Ruhe kommen, da mit der Auflösung der rheinisch-westfälischen Vereinigung auch die zwischen ihr und Süddeutschland geschlossene Absatzkonvention zu Ende geht. Die billige Verkehrsstraße des Rheins wird aber zweifellos in Zukunft immer mehr von den günstig gelegenen rheinischen Werken zu einer Erweiterung des Absatzgebiets ausgenutzt werden. Zu diesen Schwierigkeiten lokaler Natur tritt die flauere Lage des Baumarktes, unter der die Zementfabrikation infolge ihrer direkten Abhängigkeit von der Bautätigkeit naturgemäß in Mitleidenschaft gezogen wird. Welchen Einfluß die vorgenannten Umstände auf die Kursbewegung der wichtigsten Zementaktien hatten, zeigt nachstehende Übersicht, die die Notierungen der Berliner Börse wiedergibt:

| Ultimo | Adler Portland- zement | Breiten- burg Portland- Zement | Rhein- West- Zement- Ind. | Schles. Portland- zement |
|--------------|------------------------------|---|------------------------------------|--------------------------------|
| Januar . . | 143,00 | 113,00 | 162,00 | 157,25 |
| Februar . . | 139,75 | 107,50 | 154,25 | 150,00 |
| März . . . | 137,00 | 106,10 | 152,10 | 146,00 |
| April . . . | 136,50 | 108,25 | 146,75 | 146,10 |
| Mai | 122,00 | 104,10 | 126,50 | 141,50 |
| Juni | 117,00 | 98,25 | 131,50 | 134,25 |

Die Schwierigkeiten der heimischen Marktlage wurden zum guten Teil wieder ausgeglichen durch eine mit aller Anstrengung durchgeführte Steigerung des Zementexports. Überaus kräftig stieg die Ausfuhr nach den südamerikanischen Staaten, vor allem nach Brasilien, das in den ersten fünf Monaten an 3/4 Mill. dz erhielt. Von den Ländern Europas erhöhte sich der Export nach Frankreich, Rußland und der Türkei, während es sich als unmöglich erwies, dem belgischen Zement im eigenen Lande ernstliche Konkurrenz zu machen. Selbst die belgische Einfuhr nach Deutschland stieg recht erheblich. In den Monaten Januar bis Mai der letzten Jahre entwickelte sich die Ein- und Ausfuhr von Zement in Doppelzählern folgendermaßen:

| Januar—Mai | Einfuhr | Ausfuhr |
|------------|-----------|-----------|
| 1907 | 923 915 | 2 872 161 |
| 1908 | 635 713 | 2 012 701 |
| 1909 | 797 460 | 2 057 516 |
| 1910 | 962 754 | 2 518 831 |
| 1911 | 1 033 910 | 2 907 760 |
| 1912 | 1 069 822 | 3 590 110 |

Schlechter Geschäftsgang im Baugewerbe.

Die Baukonjunktur ist im Gegensatz zur allgemeinen wirtschaftlichen Lage in den meisten Gegenden Deutschlands noch immer sehr unbefriedigend. Am deutlichsten kommt diese Ungunst in Berlin zum Ausdruck, wo nur etwa 75 0/0 der Bauarbeiter beschäftigt sind. Vor allem machen sich in den westlichen Vororten der Reichshauptstadt die nachteiligen Wirkungen der Überproduktion der letzten Jahre geltend. In den einzelnen Großberliner Gemeinden stehen bis zu 12 0/0 aller Wohnungen leer. In abfolgenden ist wenig Aussicht vorhanden, daß hier in absehbarer Zeit eine Belebung der Bautätigkeit eintritt, zumal durch die ungünstige Lage des Hypotheken- und Geldmarktes überhaupt die Baulust sehr abgeschwächt worden

ist. Auch in den anderen Städten der Provinz Brandenburg ist die Bautätigkeit wenig rege. In Mecklenburg ist die Lage des Baumarktes befriedigend, da die Landwirtschaft gute Aufträge erteilt. In Hamburg hält die Nachwirkung der Überproduktion früherer Jahre voraussichtlich noch einige Zeit an, es sind nur wenig mehr als 90 % der Bauarbeiter beschäftigt. In Lübeck stellt sich der Beschäftigungsgrad nur auf 85 %. In Halberstadt wird ziemlich fleißig gebaut, während in Göttingen infolge des Zusammenbruchs und der Liquidation einiger Bankfirmen die Aussichten des Baugewerbes gegenwärtig recht trübe sind. Auch in Hildesheim und Osnabrück läßt die Bautätigkeit viel zu wünschen übrig. In Magdeburg ist die Lage des Baumarktes etwas besser. Ungefähr 95 % der Bauarbeiter haben Beschäftigung gefunden. Der Knappheit am Wohnungsmarkt der Stadt Dresden — es standen bisher nur etwa 1 % aller Wohnungen leer — entspricht die in letzter Zeit beobachtete starke Zunahme der Bautätigkeit. Fast 99 % aller Bauarbeiter sind beschäftigt. Im rheinisch-westfälischen Industriegebiet hat sich die Baukonjunktur in diesem Jahre sehr ungleichmäßig entwickelt. Im Stadtgebiet von Cöln herrscht eine rege Bautätigkeit, die sich noch vergrößern dürfte, sobald das Gebiet der Stadterweiterung für die Bebauung freigegeben worden ist, was in kurzer Zeit bevorsteht. In München-Gladbach und Coblenz ist die Lage des Baumarktes weniger günstig. In Mainz ist die Bautätigkeit sowohl im Hoch- als Tiefbau sehr rege. Im Großherzogtum Baden ist die Lage des Baugewerbes fast durchweg äußerst unbefriedigend. Auch in Württemberg und Bayern bleibt die Bautätigkeit stark hinter den Erwartungen zurück. Als Ursachen des flauen Geschäftsganges im Baugewerbe kommen in erster Linie die anhaltende Knappheit am Geldmarkte, die Beschränkung der Kreditgewährung durch die größeren Geldinstitute sowie die Überproduktion am Wohnungsmarkt in den vorange-

gangenen Jahren in Betracht. Ein gewisser Einfluß ist schließlich auch den ungünstigen Erntergebnissen des Vorjahres und dem hohen Stand der Baumaterialienpreise zuzuschreiben. Die ungünstige Entwicklung des Beschäftigungsgrades im Baugewerbe kann natürlich auf die Dauer nicht ohne nachteilige Wirkung für andere Gewerbezweige bleiben. Abgesehen davon, daß von dem Darin niedrigeren der Bautätigkeit ein großer Teil unserer erwerbstätigen Bevölkerung und eine erhebliche Summe des mobilen Kapitals direkt betroffen werden, bleibt noch die Rückwirkung auf den Geschäftsgang in der Herstellung von Baumaterialien, im Holzgewerbe, in der Landwirtschaftsgärtnerei, Tapetenfabrikation, Eisengewinnung und auch im Brauereigewerbe zu berücksichtigen. Obwohl die Lage des Geldmarktes sich bis zum Herbst kaum bessern dürfte, ist doch anzunehmen, daß der Geschäftsgang im Baugewerbe noch in diesem Jahre eine Belebung erfahren wird, um so mehr, als im Hinblick auf die Tarifverhandlungen im Jahre 1913 bereits jetzt an die Ausführung von Bauten herangegangen werden soll, die ursprünglich für das nächste Jahr in Aussicht genommen waren.

Submissionsblüten sind beim Liegnitzer Eisenbahnbetriebsamt festgestellt worden, von dem die Ausführung der rund 80 000 Kubikmeter umfassenden Erdarbeiten zur Erweiterung des Bahnplanums auf Bahnhof Liegnitz in einer Länge von 700 Metern aus Anlaß des Umbaus und der Verlegung des Gleises beim neuen Maschinenschuppen ausgeschrieben worden war. Es waren 26 Offerten eingegangen. Die niedrigste Forderung von Franke & Co. in Nado betrug für die ganze Arbeit 46 340 M und die höchste Forderung von Kosch u. Wiesner in Finsterwalde 192 775 M. Die Differenz zwischen diesen beiden Forderungen beträgt demnach 146 433 M. Die übrigen Forderungen schwanken zwischen 48 011 und 103 050 M.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Fortbildungs-Kursus für Statik, Eisenbetonbau und Städtebau an der Königl. Technischen Hochschule zu Aachen vom 7. bis 26. Oktober 1912.

Der Kursus soll eine abgeschlossene Darstellung der Theorie und Praxis des Eisenbetonbaues bieten. Der Teil über die Statik wird sich besonders mit den Tragwerken befassen, die im Eisenbetonbau wichtig sind. Da Fragen des Städtebaues und der kommunalen Politik heute allgemeinem Interesse begegnen, sind einige Vorträge über diese wichtigen Gebiete auf das Programm gesetzt.

Programm.

Die Vorträge finden täglich vormittags und nachmittags im Architekturgebäude der Königl. Technischen Hochschule (Templergraben) statt. In der ersten Woche wird die Statik, in der zweiten Woche die Statik und der Eisenbeton und in der letzten Woche der Eisenbeton behandelt, damit der Statikvortrag die Grundlagen für die Eisenbetonvorlesungen schaffen kann.

Die Vorträge über Städtebau sind über die ersten zwei Wochen verteilt.

Anmeldungen zur Teilnahme werden möglichst bald an das Sekretariat der Hochschule zu Aachen erbeten. Die Gebühr für den Kursus beträgt 100 M. Die Teilnehmerkarten werden nach der Anmeldung den Herren zugestellt werden mit der Bitte, die Gebühr an das Sekretariat einzusenden. Nähere Auskunft erteilen Professor Domke und Professor Hertwig, Kgl. Technische Hochschule zu Aachen.

An verschiedenen Nachmittagen werden Bauten, industrielle Werke und Baudenkmäler der Stadt Aachen unter sachverständiger Führung besichtigt. Für die Sonntage

sind Ausflüge in die Eifel und die weitere Umgebung von Aachen geplant.

An mehreren Abenden sind gesellige Zusammenkünfte geplant, um einen allgemeinen Gedankenaustausch über das in den Vorträgen Gehörte herbeizuführen.

Verzeichnis der Vorträge.

1. Professor Domke: Theorie, Entwerfen und Konstruktion der Eisenbetonbauten. 30 Stunden.
2. Professor Dr. Gemünd: Bau- und Bodenpolitik der Städte in ihrer Bedeutung für das Wohnungswesen. 4 Stunden.
3. Geh. Regierungsrat Professor Dr. Ing. Henrici: Die Grundlagen für das Entwerfen von Bebauungsplänen. 6 Stunden.
4. Professor Hertwig: Statik der Baukonstruktionen mit besonderer Berücksichtigung der Aufgaben im Eisenbetonbau. 30 Stunden.
5. Professor Dr. Kähler: Industrieansiedlungen und Stadterweiterungen. 4 Stunden.
6. Privatdozent Dr. techn. Mautner, Oberingenieur der Firma C. Brandt in Düsseldorf: Moderne Eisenbetonbauten. 4 Stunden.
7. Professor Dr. Passow: Neue Entwicklungstendenzen in der Organisation der kommunalen Erwerbsbetriebe. 4 Stunden.
8. Regierungsbaumeister Petry, Direktor des Deutschen Beton-Vereins, Oberkassel: Ergebnisse der neueren Eisenbetonversuche. 4 Stunden.
9. Regierungsbaumeister Riepert, Vorsitzender der Zentrale zur Förderung der Deutschen Zement-Industrie, Charlottenburg: Herstellung und Eigenschaften der neueren Zementarten. 4 Stunden.
10. Geh. Regierungsrat Professor Dr. M. Schmid: Künstlerische Behandlung der Eisenbetonbauten. 2 Stunden.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Der Eisenbetonbau. Seine Theorie und Anwendung. Professor Dr.-Ing. E. Mörsch. Vierte vollständig neu bearbeitete und vermehrte Auflage. Mit 742 Textabbildungen, 3 Anhängen und 4 Tabellen. Mit Versuchen und Bauausführungen der Firma Wayss & Freytag A.-G., Neustadt a. d. H. Verlag von Konrad Wittwer, Stuttgart 1912. M 18,—.

Das in seiner Art ausgezeichnete Buch über Eisenbeton ist in fast doppelter Stärke in 4. Auflage erschienen. Der Verfasser, dessen hervorragende Stellung im Eisenbetonbau zur Genüge bekannt ist, hat aus seiner fruchtbringenden Tätigkeit bei der Firma Wayss & Freytag aus der Praxis heraus ein Buch für die Praxis geschrieben, das sehr viel Anklang gefunden hat, was ja schon daraus hervorgeht, daß das Buch in 4. Auflage erschienen ist.

Die Abschnitte über den Gleitwiderstand oder die Haftfestigkeit sind bedeutend vermehrt und erweitert worden. Da ich aber persönlich in der Frage seit dem Jahre 1905 meinen Standpunkt genügend gekennzeichnet habe, den ich bis heute nicht verlassen habe, bereitet es mir besondere Genugtuung, daß auch Mörsch, allerdings auf großen Umwegen, in dieser Frage zur wichtigen Schlussfolgerung kommt, die sich mit meiner seinerzeitigen Schlussfolgerung deckt. Er sagt bei der Berechnung der Haftvollkommenheit: „Die Berechnung der Haftspannungen kann unterbleiben, wenn die Eisen mit runden oder spitzwinkligen Haken versehen und dünner sind als 25 mm.“ Praktisch genommen, ist diese Schlussfolgerung nichts anderes, als daß auf die Berechnung der Haftspannungen bei einer genügend durch Haken und Abbiegungen erzielten Verankerung verzichtet werden kann. Man kann auch auf die von Kleinlogel vorgeschlagene Berechnung ebenso wie auf die von den österreichischen Vorschriften angegebene Berechnung der mittleren Haftspannungen vollkommen verzichten. Es ist daher zu erwarten, daß nunmehr auch Mörsch im deutschen Ausschuss für Eisenbeton für die Weglassung der unberechtigten und unwirtschaftlichen Berechnung der Haftspannungen, welche ja im übrigen Mörschs eigener Vorschlag war, eintreten wird.

Sehr eingehend befaßt sich Mörsch mit den Säulenversuchen und kommt auf Grund seiner Betrachtungen zu einer Formel für die Berechnung von Eisenbetonstützen, deren Berechtigung ich aber so lange bestreiten möchte, als sie nicht durch eingehendere Versuche an längeren Säulen bewiesen wird. Die Formel lehnt sich an die französische Formel an und berücksichtigt den Einfluß der Querarmierungen.

Das wichtigste Kapitel über Schub- und Scherfestigkeit hat eine sehr eingehende neue Bearbeitung gefunden. Zu bemerken wäre nur, daß Mörsch bei der Ermittlung der Schubfestigkeit aus der Zug- und Druckfestigkeit die Einwirkungen, welche Mohr in dieser Zeitschrift im vorigen Jahre gemacht hat, noch nicht berücksichtigt. Er hält noch immer an seiner Gleichung $t = \sqrt{\sigma_z \sigma_d}$ fest, deren Unrichtigkeit Mohr nachgewiesen hat.

Auch bei der Besprechung des Wertes der Bügel kommt Mörsch zu etwas anderen Schlussfolgerungen als früher. Schließlich sei noch auf die Arbeit Mörschs über die Beziehung zwischen Formänderung und Biegemoment bei Eisenbetonbauten hingewiesen, auf welche gelegentlich bei Besprechung der Hefte des Deutschen Eisenbetons noch zurückgekommen werden soll.

Es würde ja zu weit führen, bei einer Besprechung auf alle Einzelheiten einzugehen, und ich bin überzeugt, daß die wissenschaftlich arbeitenden Fachgenossen das neue Mörschsche Buch einem eingehenden Studium unterziehen werden.

Mörsch sagt in dem Vorworte seines Buches in bezug auf die praktischen Beispiele, daß man diese vielleicht

einseitig nennen könnte. Ich kann verstehen, wenn er als Mitglied einer großen Firma größtenteils solche Ausführungen aus der Praxis wählt, die von seiner Firma ausgeführt wurden. Ich finde aber, daß sich diese Einseitigkeit auch auf den theoretischen Teil erstreckt, welcher andere Versuche als die des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, von der Materialprüfungsanstalt in Stuttgart und von der Firma Wayss & Freytag sehr stiefmütterlich behandelt, manchmal garnicht erwähnt. Die Folge davon ist, daß seine Schlüsse aus den wissenschaftlichen Untersuchungen auch einseitig werden müssen. Mit Recht hebt der Verfasser selbst hervor, welche Bedeutung dem gesamten Versuchsmaterial bei der Klarstellung der statischen Wirkungsweise des Eisenbetons zukommt, und deshalb möchte ich es als einseitig bezeichnen, wenn nur eine bestimmte Gruppe von Versuchen berücksichtigt wird. Die Gründe hierfür kann ich nicht verstehen, denn ich bin der Meinung, daß eine voraussetzungslose Wissenschaft alles berücksichtigen muß, was wissenschaftlich auf einem Gebiete geschaffen wird. Nur dann werden die Urteile, die sich aus derartigen Versuchsforschungen für die allgemeinen statischen Kenntnisse ziehen lassen, allgemeine Richtigkeit haben. Hätte Mörsch die Untersuchungen, die von anderer Seite bezüglich des Zusammenwirkens von Beton und Eisen, ferner bezüglich des Wertes der Bügel und der Abbiegungen, ebenso verschiedene Untersuchungen mit Säulen mitberücksichtigt, so wäre er schon früher zu anderen Schlüssen gekommen.

Die Anordnung des zweiten Teiles des Buches über die Anwendungen des Eisenbetons und die Darstellung kann als mustergültig bezeichnet werden. Die Gesamtanordnung des Buches, in welchem mit Recht die in den meisten Lehrbüchern des Eisenbetons aufgenommenen Teile aus der Statik und der Elastizitätslehre fehlen, welche ja vom Material unabhängig sind, ist besonders hervorzuheben.

E. Probst.

Zur Geschichte der Erfindung des Portlandzementes von Dr.-Ing. Friedrich Quietmeyer, Reg.-Baumeister a. D. Verlag der Tonindustriezeitung G. m. b. H. Berlin 1912. Geheftet M 6,—.

Das 183 Seiten umfassende Werk behandelt in sehr übersichtlicher und interessanter Art zunächst die Geschichte der Entwicklung der Mörtel von ihren ersten Anfängen an bis zu der Zeit, als man „zielbewußt“ begann, Portlandzement zu erzeugen; namentlich werden in diesem Sinne der Traß, der Wasserkalk, der Gips und Romanzement ausführlicher behandelt, wobei auch den wissenschaftlichen Forschungen über diese Stoffe ein breiter Raum zur Verfügung gestellt ist. Anschließend wird die Erfindung des Portlandzementes, namentlich die Einführung des Brennens bis zur Sinterung behandelt und die neuzeitliche Entwicklung dieses wichtigsten hydraulischen Bindemittels in chemischer und technischer Hinsicht geschichtlich dargestellt. In diesem Sinne wird auch das Prüfungsverfahren eingehend besprochen. Weiter wird der Beginn der Portlandzementherstellung in den verschiedenen Ländern nebst den Erzeugungs- und Verbrauchsziffern behandelt. Endlich sind Abrisse aus dem Leben einiger älterer Forscher und Erfinder aus der Zementindustrie beigefügt, die — wenn auch nur kurz gefaßt — doch viel des Interessanten enthalten. Behandelt werden hier: de Belidor, Smeaton, Fr. John, Vicat, Treussart, v. Fuchs, Jos. und Wilh. Aspdin und endlich J. Ch. Johnson.

Schon der vorstehend kurz mitgeteilte Inhalt läßt erkennen, daß wir hier ein Werk vor uns haben, welches bisher in der Sonderliteratur des Portlandzements gefehlt hat. Das Werk, auf tiefgründigem Quellenstudium aufgebaut, enthält eine große Menge bemerkenswerter Einzelheiten und großzügig erfaßter Gesamtentwicklungen; es wird nicht nur vom Zementtechniker mit besonderem Nutzen gelesen werden, sondern auch dem Bauingenieur viel

Bemerkenswertes bieten, ganz abgesehen davon, daß es weiter eine der bisher nur in allzugeringer Menge vorhandenen Unterlagen liefert für die geschichtliche Würdigung unserer technischen Vergangenheit.

Professor M. Foerster-Dresden.

Die Eisenhochofenschlacken, ihre Eigenschaften und ihre Verwendung von Ing. Chem. Hans Fleißner, Adjunkt a. d. k. k. montanistischen Hochschule in Przibram, mit 32 Bildern im Text und auf 3 Tafeln. Halle a. S. Verlag W. Knapp 1912. M 3,—.

Das gut geschriebene und vorzüglich ausgestattete Buch (54 Seiten Text) behandelt die Verwendung der Eisenhochofenschlacken zur Zementfabrikation und ist aus der Praxis heraus für die Praxis geschrieben; es behandelt deshalb auch nur in dankenswerter Art solche Verfahren und Einzelheiten, welche z. Z. für die Eisenportlandzementindustrie in Frage kommen, ohne sich allzusehr über die vielen neuen Patente zu verbreiten, welche gerade auf diesem Gebiete die letzten Jahre uns gebracht haben. Auch vermeidet das Buch, was durchaus anzuerkennen, in den Streit zwischen den Portland- und Eisenportlandzementindustrien sich einzumischen, um so weniger als der Verfasser in der Einleitung heraushebt, daß seiner Meinung nach dieser Kampf in der Hauptsache als beendet — und zwar zugunsten der Verwendung der Hochofenschlacken — anzusehen sei. Der Inhalt des namentlich in seinem letzten Teile auch für den Ingenieur lesenswerten Buches behandelt zunächst die Eisenhochofenschlacken, ihre Entstehung, ihre Eigenschaften, ihre chemische Zusammensetzung, Konstitution und Benennung, ihre Schmelzbarkeit, ihr Aussehen, Gefüge, ihre Farben und endlich ihre Gewinnung. Ein weiterer Teil ist der Verwertung der Hochofenschlacken gewidmet. Hier wird kurz besprochen: die Verwendung zur Wiedergewinnung von Eisen, zur Erzielung der Schlackenwolle, zu Kunststeinen, (ausführlich) bei der Glasfabrikation, als Straßen- und Dammbaustoff, endlich zu hydraulischen Bindemitteln. Im letzten Teile werden in sehr übersichtlicher Weise besprochen: die Hochofenzemente im allgemeinen, die Kühlung der flüssigen Schlacke, die Wahl der Granulationsart, der Eisenportlandzement im besonderen, einschließlich der im Großbetriebe benutzten maschinellen und dem Transport dienenden mechanischen Einrichtungen, sowie unter genauem Eingehen auch die Fabrikationsmethode mit ihren Einzelheiten; zum Schlusse sind die Puzzolan- oder Schlackenzemente kurz erwähnt, und der für Böhmen besonders wertvolle König-hofer Zement behandelt.

Ein jeder — auch der Ingenieur — wird das Buch nach dessen Durchsicht mit Befriedigung und dem Gefühl aus der Hand legen, daß er in ihm eine Menge interessanter und für die Praxis wertvoller Fragen gestreift oder eingehend behandelt findet und einen guten Überblick über das manchem noch viel zu unbekannte Gebiet des Eisenportlandzementes erhalten hat.

Professor M. Foerster, Dresden.

Diagramm für eiserne Stützen von Oberingenieur Joh. Schmidt (Dortmund) und Ingenieur Walter Schmidt (Leipzig-Gohlis). 18 Tafeln mit Text, Verlag von Otto Spamer in Leipzig 1912.

Die vorzüglich ausgeführten graphischen Tafeln behandeln die Tragkraft eiserner, vorwiegend aus L-Profilen, daneben aus Winkeln zusammengesetzter Stützen. Benutzt sind zu ihrer Aufzeichnung die Gleichungen von v. Emperger-Euler, Tetmajer-Euler, Krohn-Tetmajer, und zwar sind die Ergebnisse für eng, mittel und weitgestellte L-Eisen gegeben. Hierbei zeigt sich u. a., was auch Busch

im Eisenbau 1911 ausgeführt hat, das bei engerer Stellung der beiden Eisen die Krohnschen Gleichungen, die bei weiterer Stellung gute Näherungswerte liefern, zu ungünstigen Ergebnissen hinsichtlich der Materialausnutzung führen.

Die dargestellten Diagramme bezwecken eine vollkommene Vermeidung der oft nicht geringen Rechenarbeit, indem durch Linienzüge sofort für jedes gebräuchliche U-Eisen die Abhängigkeit der Tragkraft von der Stützlänge l dargestellt wird und zwar für ganz bestimmte Entfernung der beiden Eisen verbindenden Bleche; es ist aber dafür Sorge getragen, daß für andere Freilagungen der Einzelstäbe als die normalen, die Tragkraft mit Leichtigkeit aus Hilfsdiagrammen bestimmt werden kann. Auch über die beim Bruche der Stützen auftretende Querkraft, für die die Anschlüsse der Bindebleche zu ermitteln sind, gibt ein Diagramm Auskunft.

Die der Rechnung zugrunde gelegte Sicherheit ist im allgemeinen eine 5 fache.

Der sich nur auf wenige Seiten beschränkende, sehr klar geschriebene Text enthält neben der allgemeinen Einführung in die Diagramme eine genaue Ableitung der Tetmajer-Gleichung und eine Anzahl praktischer Anwendungsbeispiele, aus denen die schnelle und sicher zu bewirkende Tragfähigkeitsermittlung zu ersehen ist.

Möge das Buch sich in der Praxis gut einführen, es verdient dies nicht nur wegen der praktischen und klaren Form der Diagramme, sondern auch im Hinblick auf die große Wichtigkeit der ganzen Knickfrage und den Grundzug des Werkes, die für viele Fälle nicht ausreichende und zu falschen Ergebnissen führende Euler-Formel durch bessere zu ersetzen.

Professor M. Foerster-Dresden.

Berichtigung zu meiner Arbeit:

Über die Berechnung der Spannungsverteilung in zylindrischen Behälterwänden mit veränderlichem Querschnitt. (Heft 5 und 6 des laufenden Jahrgangs.)

Auf Grund einer freundlichen Mitteilung des Herrn Prof. Dr. H. Reissner möchte ich hiermit bemerken, daß meine Behauptung von S. 170 (Heft 5) oben, daß die Anwendbarkeit der Reissnerschen Methode im Falle des trapezförmigen und parabelförmigen Querschnitts versagen soll, unrichtig ist: sie ist vielmehr auch für diese Fälle brauchbar. Es sind daher auch die aus den Variationsproblemen (44 und 55) entspringenden Differentialgleichungen ohne weiteres durch diese Methode lösbar.

Ferner möchte ich hier zur Ergänzung beifügen, daß die aus (55) entspringende Differentialgleichung sich der Integration in geschlossener Form entzieht, während eine solche für die Differentialgleichungen aus (14) und (44) durch Besselsche Funktionen komplexen Arguments und höherer Ordnung möglich ist (vgl. Reissner a. a. O. S. 150).

Graz, am 2. Juli 1912.

Dr. Theodor Pöschl.

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