DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER

ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

20. JAHRGANG. BERLIN, DEN 28. JULI 1923. No. 11.

Eisenbetonkonstruktionen für eine Tuchweberei in M.-Gladbach.

Von Ob.-Ing. H. J. Kraus in Düsseldorf.

Von der Firma Fritz Cohen, Tuchfabrik in M.-Gladbach, die seit langen Jahren in dem linksrheinisch gelegenen Industriebezirk ihrenSitz hat, der durch die 3 Städte M.-Gladbach — Rheydt — Odenkirchen und Umgebung gebildet wird und in dem besonders die Textilindustrie eine große Verbreitung erfahren hat, wurde im Winter 1921/22 der Neubau einer Fabrikanlage geplant. Die zunächst auftauchende Frage war, ob man die Fabrik in der bisher stets üblich gewesenen Form von Shedbauten errichten sollte, oder ob mit Rücksicht auf die entstehenden Kosten hiervon Abstand genommen werden sollte und die Arbeitssäle in Hallenform zu erstellen seien.

Nach gründlicher Überlegung zwischen Bauherrin und Bauleitung, sowie nach Fühlungnahme mit der „Allgemeinen Hochbau-Gesellschaft, A.-G. in Düsseldorf", der die Ausführung der Eisenbetonkonstruktionen übertragen wurde, kam man überein, den Fabrikbau, also auch die Arbeitssäle nicht in Shedform, sondern in Form von Hallenbauten zu errichten. Von der Ausführung in Eisenkonstruktion, die bisher bei Errichtung von Textilfabriken im M.-Gladbacher Industriebezirk ebenfalls allgemein üblich war, wurde aus Gründen der Wirtschaftlichkeit Abstand genommen.

Die neue Fabrikanlage umfaßt eine bebaute Fläche von 7450 qm; mit dem Bau war die Errichtung eines Verwaltungsgebäudes verbunden (s. Grundriß Abb. 1 S. 82). Das Fabrikgrundstück liegt in der Gemeinde Neuwerk bei M.-Gladbach. Sämtliche Gebäude sind eingeschossig; jedoch ist das Verwaltungsgebäude, sowie das links von letzterem liegende Garnlager und das rechts davon liegende Fertiglager und die Färberei unterkellert. Die Keller-

Abb. 5. Blick in eine 15 m breite Längshalle.

Abb. 6. Blick in eine 9,25 m breite Querhalle.

räume, die infolge der Geländeverhältnisse zu zwei Drittel ihrer Höhe oberhalb des Geländes liegen, dienen z. T. als Lagerräume, z. T. auch als Ankleide- und Garderobenräume der Arbeiter und Arbeiterinnen; ferner sind hier 2 Wohnungen für Hausdiener und Chauffeur eingebaut worden. Der größere Teil des aufgehenden Gebäudes wird von dem Websaal in Anspruch genommen, der eine Länge von rd. 57 m und eine Breite von 51 m hat. Die Stellung der Stützen in diesem Raum ist durch die Disposition der Webstühle bedingt. Hierdurch ergab sich die Aufteilung des Raumes in 2 Längshallen von je 15 m Breite und 6 dazwischen liegende Querhallen von 9,28 bzw. 9,98 m Breite. (Vgl. auch die Schnitte Abb. 2—4.)

Die Belichtung des Websaales erfolgt durch über die Hallen in ganzer Länge durchgehende Oberlichter, deren Größe mit Rücksicht auf den Betrieb, der eine besonders gute Belichtung der Räume erfordert, zu 27 bis 28 v. H. der Grundfläche gewählt wurde. Damit die an den Webstühlen beschäftigten Arbeiter nicht durch direkte Sonnenstrahlen belästigt werden, weswegen man früher immer wieder zu einer Überdachung der Websäle in Shedform kam, wurden unterhalb der Oberlichter wagerechte, sogenannte Staubdecken angeordnet, die aus Rohglas mit Drahteinlage, die auf T-Sprossen verlegt sind, bestehen. Diese Bauart, die für Webereibetriebe bisher wohl nur in sehr geringem Maße zur Anwendung gekommen ist, bewährt sich durchaus. Durch die Rohglasdecke unter den Oberlichtern werden die Sonnenstrahlen gebrochen und man erhält einen genügend gleichmäßig belichteten Raum, in dem die direkten Sonnenstrahlen nicht im mindesten störend empfunden werden.

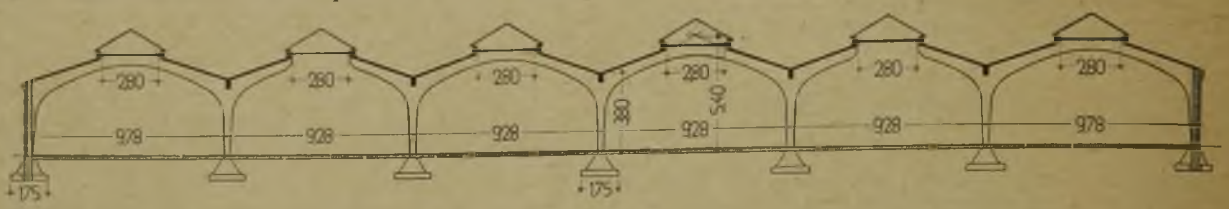

Abb. 2. Querschnitt durch die Weberei nach g—h.

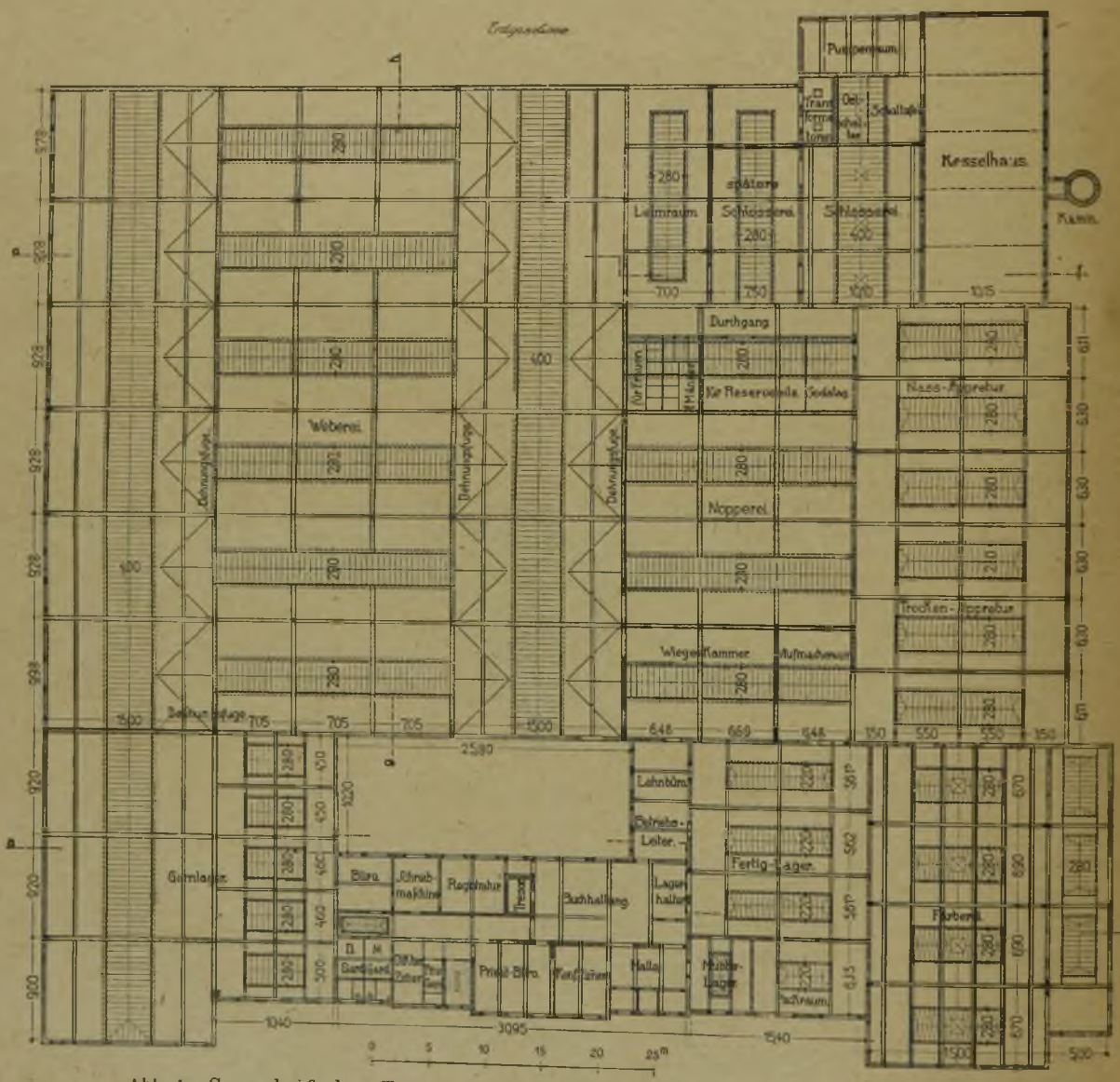

Abb. 1. Grundriß der Tuchfabrik der Firma Fritz Cohen in M.-Gladbach.

In Abb. 5 S. 81, wird eine Aufnahme einer 15 m breiten Längshalle des Websaales in der Achsrichtung, in Abb. 6, S. 81, eine 9,28 m breite Querhalle in derselben Richtung wiedergegeben. Die Aufnahmen zeigen die Lichtverteilung an einem hellen Sonnentage um die Mittagszeit.

Die Entlüftung des Websaales erfolgt durch in den Staubdecken und in den Oberlichtern eingebaute Luftklappen, die über Dach in Entlüftungshauben münden.

In gleicher Weise wurden die Dächer der sonstigen Fabrikationsräume, wie Nopperei, Appretur und Garnlager ausgebildet. Eine andere Ausbildung erhielt die Färberei, bei der großer Wert auf eine besonders gute Isolierung gegen die Außentemperatur gelegt wurde und worin außerdem ein leichter, elektrisch betriebener Laufkran zur Aufstellung gelangte. In diesem Raum (siehe Schnitt a—b, Abb. 3 hierneben) wurde an die Eisenbetondecke eine Rabitzdecke zur Herstellung einer luftisolierenden Schicht angehängt. Der Kran läuft auf Schienen, die auf Eisenbeton-Kranbahnträgern verlegt sind; letztere werden von aus den Rahmenstielen vorgestreckten Konsolen getragen. Im Fußboden des Raumes, der gleichzeitig Kellerdecke ist, sind zur Abführung des verbrauchten Betriebswassers in der Längsrichtung des Raumes Rinnen angeordnet, die durch muldenförmige Verkröpfung der Eisenbetondecke nach unten gebildet sind und wasserdicht verputzt werden. In der Schlosserei, die neben dem Kesselhaus liegt (s. Abb. 1), gelangt ebenfalls ein Kran zur Aufstellung, der in gleicher Weise wie in der Färberei von Eisenbeton-Kranbahnträgern getragen wird, die auf den, von den Rahmenstielen vorgestreckten Konsolen ruhen.

Mit Ausnahme der Kesselhausdachdecke, die aus gewerbepolizeilichen Gründen nicht massiv ausgeführt wurde, sind alle Dach- und Geschoßdecken, also auch die Decken im Verwaltungsgebäude in Eisenbeton erstellt worden. Sämtliche Dachflächen erhielten eine Auffüllung aus 5 cm starkem, mageren Bimsbeton, dessen Oberfläche zur Aufnahme der Eindeckung aus Dachpappe einen dünnen Zementglattstrich erhielt. Bei der Formgebung der Eisenbetonkonstruktionen wurde in allen Räumen Wert auf besonders glatte Flächen gelegt, um die Ablagerung von Staub zu vermeiden. Hierin bieten die Eisenbetonkonstruktionen einen großen Vorteil gegenüber den Eisenkonstruktionen, die mit ihrem Gitterwerk dem Staub zahlreiche Ablagerungsflächen bieten. Aus demselben Grunde und mit Rücksicht auf eine gute Lichteinführung wurden die Längspfetten, die die Oberlichter und Staubdecken, sowie die anschließenden Deckenteile tragen, nicht unterhalb der Eisenbetondecken als einseitige Plattenbalken, sondern als oberhalb der Decken liegende Überzüge ausgebildet, die zum Zwecke der besseren Lichteinführung nach den Oberlichtern zu oben abgeschrägt wurden. Diese Ausführungsweise ist zwar teuerer, als die Anordnung der Pfetten als einseitige Plattenbalken, bietet jedoch so viele Vorteile, daß der Mehraufwand an Kosten vom Bauherrn gern in Kauf genommen werden konnte.

Bezüglich der Ausbildung der Binder, auf die im einzelnen später noch zurückgekommen werden soll, ist noch zu erwähnen, daß alle Binder und alle Vouten der Haupttragkonstruktionen in ihrer unteren Begrenzungslinie aus zusammengesetzten Kreisbögen geformt wurden; hierdurch wurde eine sehr gefällige Raumwirkung erzielt, wie aus den Abb. 5 u. 6 hervorgeht.

In Abb. 2 ist (vgl. Grundriß) ein Schnitt g—h durch die 6 Querhallen des Webaales dargestellt. Die Binder der beiden Außenhallen sind als 2-Gelenkrahmenbinder mit einseitigem Kragarm auf die übliche Art für lotrechte Lasten aus Eigen-Gewicht und Schnee und für wagerechte Belastung aus Wind nach der Elastizitäts-Theorie berechnet worden. Der Binder über den mittleren

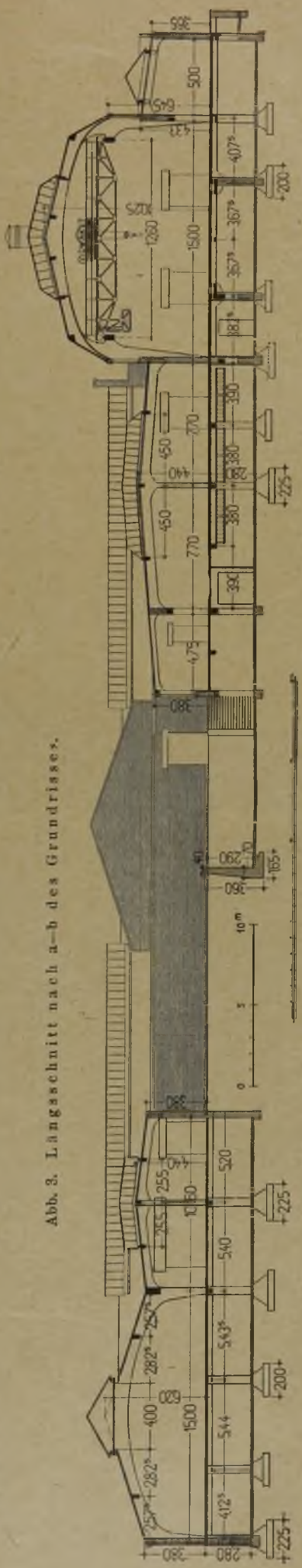

Abb. 3. Längsschnitt nach a—b des Grundrisses.

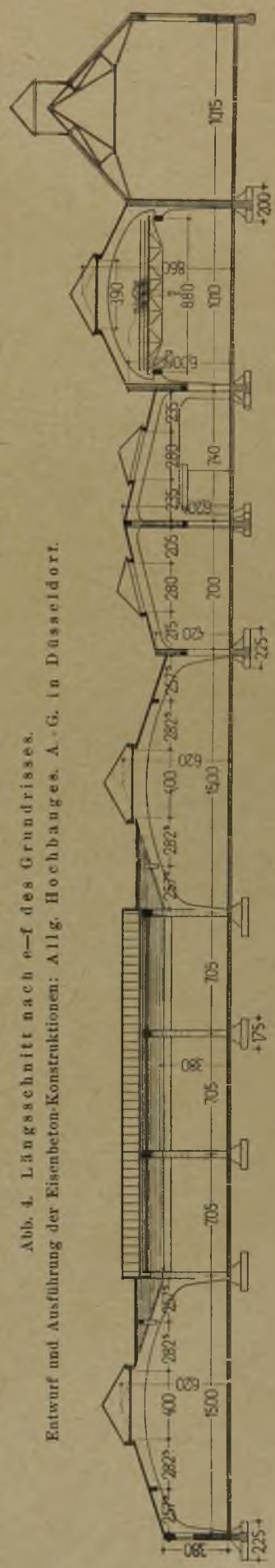

Abb. 4. Längsschnitt nach e—f des Grundrisses.

Entwurf und Ausführung der Eisenbeton-Konstruktionen: Allg. Hochbauges. A.-G. in Düsseldorf.

Hallen ist ein 3 stieliger Rahmen mit steif angeschlossener Mittelstütze und beiderseitigem Kragarm; die Stielmomente haben infolge der Symmetrie der Belastung und der geringen Angriffsfläche des Windes, für die nur die längsseits getroffenen Oberlichter in Frage kommen, geringe Größen. Die beiden 15 m breiten Hallen des Websaales, ebenso die 15 m breite Halle im Garnlager wird von Rahmenbindern mit Fußgelenken getragen (vgl. Schnitt e—f, Abb. 4).

Auf die Ermöglichung der Längsbewegungen der Hallen wurde großer Wert gelegt. Zu diesem Zwecke sind im Websaal die 15 m breiten Hallen von den 9,28 u. 9.98 m breiten durch Ausdehnungsfugen getrennt, die durch Einlegen von Pappstreifen zwischen Decken und Trägern und durch Auflagerung der Dachpfetten in den 9.28 bzw. 9.98 m breiten Hallen der Weberei auf Konsolen gebildet, die an den Stielen der 15 m breiten Hallen angeordnet wurden. In gleicher Weise wie im Websaal sind die Binder in der Nopperei ausgeführt worden; ebenso wurde auch hier an der Längsseite derselben zwischen Nopperei und Websaal eine Trennfuge ausgeführt. Eine weitere Fuge zur Ermöglichung von Längenausdehnungen wurde in der 15 m breiten Halle zwischen Websaal und Garnlager angeordnet.

Die Binder in der Färberei und in der Schlosserei wurden ebenfalls als zweistielige Rahmen mit Fußgelenken für die in Frage kommenden lotrechten und wagerechten Belastungen berechnet. Um dieser Berechnung auch bei der Ausführung gerecht zu werden, wurden die auf den Rahmenstielen dieser Binder aufzulegenden Dachträger durch Aussparen der Auflager für diese Träger und durch Zwischenlagen von Pappe beweglich gelagert. Der Einfluß der Kranlasten, der die positiven Momente im Scheitel der Binder in der Schlosserei und Färberei vergrößert, wurde entsprechend berücksichtigt. Im übrigen wurde bei sämtlichen Bindern auch der Einfluß von Temperaturänderungen und des Schwindens vom Beton berechnet. Die Abmessungen der Rahmenquerschnitte werden hiervon nicht sehr beeinflußt, da die Momente aus den Einflüssen von Temperatur und Schwinden des Betons nur gering sind. Die Aufnahme der in den Rahmengelenken in Fußbodenhöhe auftretenden Binderschübe erfolgt mit Ausnahme derjenigen bei den Bindern im Garnlager und in der Färberei, wo die Binderstiele auf Deckenkonstruktionen stehen und daher die Anordnung von Zugbändern verhältnismäßig leicht möglich war, durch die Stampfbetonfundamente. Diese wurden, um eine annähernd gleichmäßige Beanspruchung des Baugrundes durch die Binderfundamente zu erzielen, entsprechend der schräg gerichteten Mittelkraft aus senkrechter Belastung und Binderschub unsymmetrisch angeordnet.

Die Bauten wurden im Sommer 1922 in Angriff genommen und im vergangenen Winter beendet. Die Betonflächen haben im Innern der Räume einen dünnen Zementmörtelüberzug erhalten und sind mit Kalkmilch gestrichen worden.

Die Planung und Ausarbeitung der oben beschriebenen Konstruktionen boten dem Ingenieur manche dankbare Aufgabe; insbesondere war die Bearbeitung auch deshalb interessant, weil es hier gelang, in ein Arbeitsgebiet einzudringen, das nach altem, ortsgebräuchlichem Herkommen bisher ausschließlich von der Eisenindustrie beherrscht wurde.

Die Ausarbeitung der Vorschläge und die konstruktive Durchbildung aller Eisenbetonbauteile erfolgte durch das technische Büro der ausführenden Firma der Allgemeinen Hochbau-Gesellschaft, A.-G., Zentrale Düsseldorf. —

Die Berechnung von Zwischenmauern in Eisenbeton bei wechselndem Kraftangriff.

Von Professor Landmann, Magdeburg.

Die Zwischenmauern von Silos, Klärbecken und ähnlichen Bauten sind abwechselnd dem Seitendrucke der Füllmasse von der einen Seite ausgesetzt, sobald die Zellen oder Becken auf der anderen Seite entleert sind. Dies bedingt eine beiderseitige, gleich starke Bewehrung solcher Mauern. Diese können deshalb als doppelt bewehrte Platten berechnet werden, wozu man vorteilhaft die Zusammenstellung I und die Formeln 1) und 2) des Aufsatzes in No. 14, Jahrgang 1921, dieser Zeitschrift benutzen kann.

Macht man in den genannten Gleichungen:

1.) $f_e' = \frac{M}{h}\frac{\alpha_d}{\sigma_b} - bh\beta_d$ und 2) $f_e = bh\alpha_z + f_e'\beta_d$,

$f_e = f_e'$, so erhält man aus 2) die Gleichung

$f_e = bh\frac{\alpha_z}{1-\beta_z}$; dieser Wert in 1.) eingeführt, gibt

$bh\frac{\alpha_z}{1-\beta_z} = \frac{M}{h}\frac{\alpha_d}{\sigma_b} - bh\beta_d$; hieraus folgt

$$h = \sqrt{\frac{M}{b}\cdot\frac{\frac{\alpha_d}{\sigma_b}}{\frac{\alpha_z}{1-\beta_d}+\beta_d}}$$

Schreibt man $\frac{\alpha_z}{1-\beta_d} = \alpha$ und $\sqrt{\frac{\frac{\alpha_d}{\sigma_b}}{\alpha+\beta_d}} = r$, so gelangt man zu Gleichungen, die denen der einfachen Bewehrung gleichen, nämlich

$h = r\sqrt{\frac{M}{b}}$; und $f_e = bh\alpha$.

Um die Berechnung bequemer zu gestalten, sind die Werte von r und α wieder für eine Reihe von Spannungspaarwerten ausgerechnet und in der hier folgenden Zusammenstellung V vereinigt.

Zusammenstellung V.

σ_b	σ_e	r	α	$\frac{x}{h}$
60	1200	0,230	0,02004	0,3857
50	1200	292	1232	3462
40	1200	386	726	3000
35	1200	438	539	2739
30	1200	515	387	2454
25	1200	623	264	2143
20	1200	773	167	1800
50	1000	276	2004	3857
40	1000	337	1106	3360
35	1000	393	811	3098
30	1000	460	574	2792
25	1000	538	387	2454
20	1000	658	243	2077
35	900	367	1042	3317
30	900	445	726	3000
25	900	532	485	2647
20	900	658	302	2250
30	750	389	1106	3375
25	750	486	726	3000
20	750	608	445	2571

Das nachstehende Beispiel zeigt die Einfachheit des Rechnungsvorgangs unter Benutzung von Zusammenstellung V.

Gegeben: $M = 1000000$ cmkg, $\sigma_b = 35$ und $\sigma_e = 1000$ kg/cm²

$$h = 0{,}393\sqrt{\frac{1000000}{100}} = 39{,}3 \text{ cm};$$

$$f_e = 100 \cdot 39{,}3 \cdot 0{,}00811 = 31{,}87 \text{ cm}^2$$

Man könnte übrigens noch einen zweiten Rechnungsweg einschlagen, nämlich den für die einfache Bewehrung und Anordnung der errechneten Eisen auf beiden Seiten. Nach Entnahme der entsprechenden Zahlenwerte von r und α_z aus Zusammenstellung I erhält man für das obige Beispiel:

$$h = 0{,}481\sqrt{\frac{1000000}{100}} = 48{,}1 \text{ cm und}$$

$$f_e = 100 \cdot 48{,}1 \cdot 0{,}00542 = 26{,}07 \text{ cm}^2$$

Der Vergleich der Rechnungsergebnisse zeigt die bekannte Tatsache, daß die doppelte Bewehrung wohl einen geringeren Beton-, aber einen stärkeren Eisenquerschnitt erfordert.

Da aber der zweite Weg auch zu der doppelten Bewehrung führt, so wäre noch nachzuprüfen, ob die Ergebnisse desselben ausreichend sind, wenn mit doppelter Bewehrung gerechnet wird. Zu diesem Behufe sind die praktische Bedeutung, daß man hierbei einen Beton von geringerer Festigkeit verwenden kann.

Welchen der beiden Rechnungsarten der Vorzug zu geben ist, läßt sich allgemein nicht entscheiden: die folgende Zusammenstellung der Ergebnisse für einige Momente und Spannungspaare zeigt wohl, daß mit der Zunahme der Momente auch der Minderbedarf des einen und der Mehrbedarf des anderen Baustoffes für beide Verfahren

Zusammenstellung von Ergebnissen nach beiden Rechnungsarten.

M.	σ_b	σ_e	a) doppelte Bewehrung h cm	a) doppelte Bewehrung f_e cm²	b) einfache Bewehrung h cm	b) einfache Bewehrung f_e cm²	Minderbedarf an Beton bei a cm²	Minderbedarf an Eisen bei b cm²
1000000	35	1000	39,3	31.87	48,1	26,07	880	11,20
	35	900	36,7	38,22	46,8	30,19	1010	16,06
	30	900	44,5	32,31	52,7	26,35	820	11,92
	25	750	48,6	35,84	58,6	29,30	1000	13,08
490000	35	1000	27,51	22 31	33,67	18,25	616	8,12
	35	900	25,89	26,98	32,76	21,13	687	11,70
	30	900	31,15	22,62	36,89	18,45	574	8,34
	25	750	34,02	24,70	41,02	20,51	700	8,38
250000	35	1000	19,65	15,94	24,05	13,04	440	5,80
	35	900	18,35	19,11	23,04	15,20	469	7,82
	30	900	22,25	16,16	26,35	13,18	410	5,96
	25	750	24,30	17,64	29,30	14,65	500	5,98
1296	35	1000	14,15	11,48	17,32	9,39	317	4,18
	35	900	13,21	13,76	16,85	10,87	364	5,78
	30	900	16,02	11,63	18,97	9,44	295	4,38
	25	750	17,50	12,71	21,10	10,55	360	4,32

Werte $r = 0{,}481$ und $\alpha = 0{,}00542$ in der Zusammenstellung V aufzusuchen: man findet $r = 0{,}460$ und $\alpha = 0{,}00574$ als das zunächst kommende Wertepaar, welches zeigt, daß $\sigma_e = 1000$ kg/cm² und $\sigma_b = \infty 30$ kg/cm² ist. Der genauere Wert von σ_b ergibt sich durch Zwischenschaltung mit $\sigma_b = 30 - 5 \cdot \frac{21}{78} = 28{,}6$ kg/cm². Rechnet man mit den allgemeinen Prüfungsformeln, so erhält man $x = 12{,}98$ cm; $\sigma_b = 28{,}5$ kg/cm² und $\sigma_e = 997 \infty 1000$ kg/cm². Der Umstand, daß die Betonspannung etwas kleiner ausfällt, hätte die in fast gleichem Maße wächst. Entscheidend für die Wahl desselben wird überall dort, wo es sich nicht um Raumgewinn handelt, der ja ohne weiteres den ersten und einfacheren Weg bedingt, ein Kostenvergleich auf Grund der Ergebnisse der beiden Rechnungsarten sein, wobei noch die etwas geringer sich ergebende Betonspannung für die Ergebnisse des zweiten Verfahrens zu beachten sein werden. Bei kleineren Momenten, wo der Mehr- oder Minderbedarf nur gering ausfällt, wird man das einfachere erste Verfahren benutzen, wobei man den größeren Eisenaufwand gerne mit in den Kauf nimmt.

Über die Aussichten des Beton-Straßenbaues in Deutschland.

Ueber dieses Thema spricht in Heft 30 der Zeitschrift „Die Bautechnik" sich Prof. Dr.-Ing. E. Neumann, Braunschweig, dahin aus, daß diese Aussichten in absehbarer Zeit als sehr mäßige bezeichnet werden müssen. Mit Recht wendet sich Verfasser gegen die kritiklose Übernahme amerikanischer Erfahrungen auf dem Gebiete des Beton-Straßenbaus, der dort eine große Ausdehnung gefunden hat und neuerdings auch in einigen Gegenden Englands zu finden scheint. Denn einerseits sind die Ansprüche, die in Amerika und hier an die Dauerhaftigkeit der Verkehrswege und vielfach der Ingenieurwerke überhaupt gestellt werden, andere, und vor Allem sind die Verkehrsverhältnisse in Amerika ganz andere als sie zurzeit hier noch sind. Zunächst handelt es sich in Nordamerika ausschließlich um Landstraßen, und zwar solche mit leichtem und verhältnismäßig geringem Verkehr, außerdem namentlich um Automobilverkehr, der dort eine bei uns noch ungeahnte Ausdehnung gefunden hat.

Verfasser verweist auf die verschiedenen fehlgeschlagenen Versuche, Betonstraßen in Deutschland zu bauen. Sie gehen in Berlin bis auf das Ende der neunziger Jahre d. Jahrh. zurück, zu welcher Zeit dort die ersten Zement-Makadam-Straßen gebaut wurden. Es handelte sich dort um Straßen im innerstädtischen starken Verkehr mit schweren Lastwagen, und die Betonstraßen versagten hier, wie kaum anders zu erwarten war, ganz abgesehen davon, daß ihnen auch noch manche Mängel anhafteten, die aus nicht genügender Kenntnis der besonderen Bedingungen erwuchsen, die das Beton-Material stellt. Auch hinsichtlich der raschen und leichten Ausbesserungsmöglichkeit zeigten sich diese Straßen dem Bedürfnis der Großstadt nicht gewachsen. Dagegen hat sich eine nach der Bauweise Kieserling ausgeführte Betonstraße im Tiergarten (im Zuge des Großen-Weges), die auch schon durch Eisen geschützte Querfugen zeigt, seit 1901 bis heute gut gehalten. Die Straße wird allerdings nur von leichtem Fuhrwerk befahren, liegt eben und die Lage im feuchten Tiergarten dürfte auch günstig auf die Erhaltung einwirken. In Leipzig, dann auch in Cottbus hat man nach den Angaben des Verfassers dann ebenfalls mit städtischen Beton-Straßen ungünstige Erfahrungen gemacht, sodaß, trotzdem die Frage in verschiedenen Fachzeitschriften immer wieder, stellenweise in sehr hoffnungsfreudiger Weise, aufgegriffen worden ist, der Beton-Straßenbau in Deutschland bisher keine nennenswerten Fortschritte gemacht hat. Eine Probestrecke ist 1913 noch in der Automobilstraße im Grunewald eingelegt worden, deren Bewährung aber noch abzuwarten ist, für eigentliche städtische Straßen dürfte der Beton als Unterbettung und zugleich als Decke aber wohl für Deutschland einstweilen aufgegeben sein.

Aber auch hinsichtlich der Verwendung zur Unterbettung von Asphalt- und Holzpflaster-Straßen — die bei den heutigen wirtschaftlichen Schwierigkeiten ja übrigens ohnedies selbst in Berlin mehr und mehr verschwinden — wird von einigen Ingenieuren, besonders von Prof. Dr.-Ing. Bredtschneider, Berlin, der Beton verworfen, der Chaussierung der Vorzug gegeben. Die Notwendigkeit einer stärkeren Unterbettung, als man sie früher für nötig hielt, verteuert die Straßen-Kosten bei Beton-Unterbettung und die Bildung durchgehender Querrisse im Beton (infolge Überwindung der Zugfestigkeit des Betons durch die infolge der Wärmeausdehnung zwischen Betonplatte und Untergrund entstehende Reibung) beeinträchtigt auch die Dauerhaftigkeit der Decke.

Daß die richtig ausgebildete Beton-Straße für leichten und schwachen Landstraßen-Verkehr namentlich da angebracht ist, wo rasch und mit geringen Arbeitskräften gebaut werden muß (denn sie gestattet in ausgedehntem Maße die Verwendung von Maschinen) gibt Verfasser zu, für Deutschland könne sie aber erst dann in Frage kommen, wenn unsere Landstraßen ähnliche Verkehrsverhältnisse zeigen wie die amerikanischen. Inzwischen würden über die Ausführung von Beton-Straßen in Nordamerika weitere Erfahrungen gesammelt sein, die wir uns dann zu Nutze machen könnten.

Es fällt bei diesen kritischen Betrachtungen auf, daß die ausgedehnten Versuche, die in den letzten Jahren mit eigens dafür erbauten Versuchsstraßen unter langandauernder Verkehrsbelastung in Nordamerika durchgeführt worden sind, hier noch nicht erwähnt werden, trotzdem interessante, vorläufige Auswertungen der Versuchs-

ergebnisse schon vorliegen. Es kann in dieser Beziehung auf eine ganze Reihe von Veröffentlichungen, namentlich in der amerikanischen Zeitschrift „Engineering News-Record“ verwiesen werden (vgl. namentlich Nr. 2/23).

Die größte dieser Versuchsstrecken ist der sogenannte Bates Road in Illinois, eine 2 Meilen lange, ein geschlossenes Oval bildende Straßenstrecke, die eigens für den Versuch gebaut ist und 63 verschiedene Bestigungsarten der Straßendecke zeigt. Mit 13 Lastkraftwagen von 3 t Gewicht wurde die Straße während langer Dauer befahren, und zwar wurden die Lasten in 6 Stufen bis auf 3,6 t Höchstlast für jedes Hinterrad, im Ganzen auf rd. 9 t gesteigert, während die Zahl der Fahrten über die Strecke von 1000 auf 5000 bei Tag und Nacht gebracht wurde. Der größte Verkehr, der über einen Straßenquerschnitt hinweggeführt wurde, war 377 460 t, davon 198 000 t durch Lastwagen, die bis zur zulässigen Höchstlast von 3,6 t für jedes Hinterrad belastet waren. Nur 9 der 63 Straßenquerschnitte kamen dabei ohne Bruch fort, doch ist bei 4 weiteren der Bruch wohl nicht auf den Verkehr, sondern auf andere Ursachen zurückzuführen. Diese Versuche hatten den Hauptzweck, die nötige Stärke des Unterbaus festzustellen, weitere Versuche sind auf dem Pittsburg Road in Californien durchgeführt worden, andere, die hauptsächlich der Feststellung der Abnutzung der Straßendecke gelten, bei Arlington, V. A. Außerdem sind noch umfangreiche Laboratoriumsversuche über den Beton an der Universität von Maryland und im Laboratorium der Verwaltung der öffentlichen Arbeiten von Illinois, Abteilung Wegebau, durchgeführt worden. Aus dem vorläufigen Bericht über die Versuche auf der Versuchsstrecke in Illinois sei hier nur erwähnt, daß der Lastenverkehr längs der Straßenkanten sich für den Widerstand der Straßendecke gegen Bruch als besonders ungünstig ergab, sodaß man die Straßendecke auf Grund dieser Versuche in Zukunft nicht in der Mitte, sondern längs der Kanten am stärksten machen will. Die Kanten der Straßendecke sollen jetzt 23 cm Stärke erhalten, die bei 60 cm Abstand auf 15 cm abgeschwächt ist; letztere Stärke ist dann für den ganzen inneren Teil der Straße beibehalten. Längs der Kanten wird außerdem ein durchlaufendes Rundeisen von 20 mm Dm. eingebettet. Es hat sich ferner als zweckmäßig herausgestellt, die Straßendecke durch eine durchgehende Längsfuge zu teilen, derart, daß beide Seiten mit Falz einander übergreifen und außerdem durch eingelegte Quereisen über der Fuge zusammengehalten werden, um die gemeinsame Wirkung unter der Last zu sichern. Diese Längsfugen haben den doppelten Zweck, einer Ausbauchung der Belagdecke infolge Wärmeänderung entgegen zu wirken, die Decke leichter herzustellen und die Unterbrechung des Verkehres abzukürzen. Was die Widerstandsfähigkeit der Beton-Straßendecke gegen Bruch betrifft, so wird aus den Versuchen die Folgerung gezogen, daß, wenn die unter der Last entstehenden Biegungsspannungen unter der Hälfte der Bruchspannung des Betons bleiben, kein Bruch eintritt. Das gilt sowohl für reine Betonstraßen wie der Betonunterbettung mit anderer Decke. Eine weitere Verstärkung der Widerstandsfähigkeit der Betonplatte wurde durch Einlage eines Drahtnetzes erreicht, eine Anordnung, wie sie ja in Amerika schon vielfach anstelle der reinen Betondecke angewendet worden ist. Mit Straßenprofilen in dieser neuen Befestigungsweise sollen im Bates Road weitere Versuche durchgeführt werden. — Fr. E.

Vermischtes.

Über die Wirtschaftlichkeit von Eisenbeton-Schornsteinen, die immer noch trotz zahlreicher Ausführungen von gewissen Seiten angezweifelt wird, eröffnet die „Ingenieur-Zeitschrift“ (Organ der deutschen Techniker in der Tschechoslowakei) eine Aussprache, die in Nr. 14 d. J. zunächst mit Ausführungen eines Eisenbeton-Fachmannes begonnen wird, der sich entschieden für diese Bauweise ausspricht.

Vom Standpunkt des Betriebes wird gegen den Eisenbeton-Schornstein wegen seiner geringen Wandstärke und der höheren Wärmeleitfähigkeit des Betons der Vorwurf erhoben, daß er Wärmeverluste verursache, größeren Aufwand an Brennmaterial bedinge. Tatsache ist nur, daß theoretisch ein geringer Zugverlust eintritt, der durch entsprechende Aufhöhung des Schornsteins ausgeglichen werden müßte, die aber selbst bei futterlosen Schornsteinen noch nicht ½ v. H. der Höhe ausmacht, bei Schornsteinen mit Futter, die aus anderen Gründen die Regel bilden, dagegen überhaupt nicht in Betracht kommt. Die geringen Wandstärken und der schwächere Anlauf der Eisenbeton-Schornsteine haben anderseits den Vorzug einer beträchtlichen Basisverringerung, also einer Raumersparnis, die unter Umständen ins Gewicht fallen kann.

In statischer Beziehung ist der Eisenbeton-Schornstein dagegen auf alle Fälle dem Ziegel-Schornstein überlegen, sowohl was die Aufnahme der Wärmespannung, wie die Standfestigkeit gegen Winddruck und sonstige besondere Kräfte betrifft. Die Wärme-Spannungen können durch die Eiseneinlagen sicher aufgenommen werden, während der Ziegel-Schornstein häufig Risse erhält und mit Eisenbändern gesichert werden muß. Gegenüber dem Winddruck wirkt der Ziegel-Schornstein nur durch sein Eigengewicht, der Eisenbeton-Schornstein, der als unten eingespannter Balken betrachtet werden kann, auch durch seine Biegungsfestigkeit. Selbst bedeutende Schiefstellungen kann der Eisenbeton-Schornstein ohne Gefahr vertragen. Verfasser erwähnt 4 bis 70 m hohe Schornsteine, die infolge Bodensenkungen eine obere Abweichung von 2 bis 2,5 m von der Lotrechten zeigten, ohne Schaden zu erleiden. Daher sind Eisenbeton-Schornsteine im Bergbau-Senkungsgebiet besonders geeignet. Ebenso zeigen sie große Widerstandsfähigkeit gegen plötzlich einwirkende Kräfte (Oppauer Katastrophe). Von Vorteil auf unsicherem Untergrund ist auch ihr geringes Gewicht.

Bezüglich des Widerstandes gegen Rauchgase bieten Eisenbeton-Schornsteine ebenfalls ausreichende Sicherheit. Namentlich die eingehenden Untersuchungen des Österreich. Ing.- und Arch.-Vereins an Tunneln und Eisenbahn-Überführungen haben gezeigt, daß Beton von ihnen nur oberflächlich angegriffen wird, sofern nicht besondere (saure usw.) Gase vorliegen. Wo letzteres der Fall ist, müssen die Schornsteine ein Futter erhalten, was dann aber auch auf Ziegel-Schornsteine im Allgemeinen zutrifft.

Der Blitzgefahr muß bei Ziegel-Schornsteinen durch besondere Blitzableiter begegnet werden, bei den Eisenbeton-Schornsteinen wirkt die ganze Bewehrung als solcher und schützt den Schornstein.

Die Baukosten-Ersparnis gegenüber den Ziegel-Schornsteinen gibt der Verfasser für den Eisenbeton-Schornstein i. M. mit 20 v. H. an. Der Materialbedarf ist aber nur etwa ¼, jedoch sind hochwertigere und kostspieligere Baumaterialien erforderlich. —

In Beton gewölbte Straßenbrücke über den Rhein bei Eglisau. Die „Schweiz. Bauzeitung“ berichtet in Nr. 3 ihres 2. Halbbandes d. J. über ein Beton-Brückenbauwerk, das konstruktiv und in Bezug auf die Berechnung einige Besonderheiten zeigt. Ausgeführt wurde das Bauwerk 1917 bis Herbst 1918. Die besonderen Verhältnisse, unter denen während der Kriegszeit gebaut werden mußte, sind auf die Ausbildung von Einfluß gewesen.

Das Bauwerk liegt im Stau des Kraftwerkes Eglisau, hat 3 Stromöffnungen von je 40,70 m Lichtweite und zwei Zwischenpfeiler von je 4,30 m Stärke, die in einer Wassertiefe bis zu etwa 6 m über der Flußsohle und noch in den diese bildenden weichen Molassefels hinein zu gründen waren. Die bei weitgehender Ausnutzung des Materiales nur dünnen Gewölbe sind korbbogenförmig mit 9,25 bis 10 m Pfeil geformt und zwischen den hohen Stirnmauern voll mit Kies überschüttet. Die Brücke hat 10 m Gesamtbreite, wovon 7 m auf den Fahrdamm entfallen. Die ganz schlicht gehaltene Brücke, deren Geländerflächen sich ohne Trennung durch ein Hauptgesims als Fortsetzung der Gewölbezwickelflächen darstellen, paßt sich gut in die Landschaft ein. Die Stirnen sind mit natürlichem Gestein verkleidet.

Für die Ausgestaltung der Brücke waren die hohen Materialpreise und Arbeitslöhne bestimmend. Aus diesem Grunde hat man auf die alte einfache Ausführungsform der Gewölbe mit voller Kiesüberschüttung zwischen den Stirnmauern zurückgegriffen, hat dabei aber den Einfluß berücksichtigt, den die Stirnmauern auf das elastische Verhalten der Gewölbe ausüben. Die Stirnmauern bilden zusammen mit dem Gewölbe einen ⊔-förmigen Querschnitt. Durch den Druck der Kiesschicht auf die Stirnmauern entsteht eine erhöhte Belastung der Gewölbestirnen, die Biegungsspannungen nach der Quere des Gewölbes zur Folge hat. Zu deren Aufnahme reichen bei den älteren starken Gewölben die Verstärkungen der letzteren nach den Widerlagern bei nicht zu hohen Stirnmauern aus, bei den schwachen neuzeitlichen Gewölben müssen jedoch in der oberen Leibung im unteren Teil der Gewölbeschenkel (hier im unteren Viertel) Quereisen zur Aufnahme dieser Spannungen verlegt werden. Durch die durchlaufenden Stirnmauern darf aber die elastische Deformation der Gewölbe infolge Auflast und Wärmespannungen nicht zu stark beeinträchtigt werden. Es sind daher hier die Stirnmauern nicht nur über den Kämpfern in voller Höhe durchschnitten, sondern auch noch dazwischen an je 7 Stellen bis auf ⅔ der Tiefe der Stirnmauer.

Bei der Ausführung der Gewölbe waren besondere Vorsichtsmaßregeln nötig, da diese allein ohne die

Auffüllung nicht standfest sind, denn die Gewölbeform muß sich der hohen Kiesschüttung anpassen, die Stützlinie des unbelasteten Gewölbes fällt daher zum Teil nach unten aus diesem heraus. Die Gewölbe mußten daher vor Schluß der unteren Gewölbelamelle durch Kiesauflasten zwischen den Stirnmauern (über Widerlager, Pfeiler und etwa in halber Spannweite) derart belastet werden, daß die Drucklinie im Kern verblieb, wenn das Gewölbe — eventuell auch unabsichtlich durch starke Wärmeerhöhung — ausgerüstet wird. Auch hierzu war eine größere Verstärkung des Gewölbes nach den Kämpfern zu nötig.

Die Gründung der Pfeiler ging nicht ohne gewisse Schwierigkeiten vor sich. Mit Rücksicht auf den Mangel an geübten Kaisson-Arbeitern sollte sie nicht mit Luftdruck, sondern in offener Baugrube zwischen Eisenbeton-Spundwänden. System Larssen, erfolgen, welch letztere man nach Erfahrungen am Wehrbau ohne größere Schwierigkeiten durch die die Flußsohle überlagernde Kiesschicht und bis in den weichen Molassefelsen glaubte rammen zu können. Der linke Strompfeiler wurde in dieser Weise zunächst umschlossen, infolge Auskolkung der Flußsohle und mangelhafter Dichtigkeit der Larssen-Wand erfolgten jedoch Wassereinbrüche beim Auspumpen der Baugrube, die eine Trockenlegung derselben verhinderten. Es wurde daher in der Baugrube auf dem vorhandenen und wieder geglätteten Kiesbett als Insel ein Eisenbetonkasten von 18 . 7,9 m Grundfläche aufgesetzt und mit Druckluft abgesenkt. Diese Gründungsweise erwies sich infolge Fortfalls der teuren schweren Rüstungen, die bei einer Druckluftgründung im freien Strom nötig geworden wären, als kaum teurer als die zuerst geplante. Bei dem zweiten Pfeiler wurden die Eisenwände, die sich in dem groben Kies und Fels stark deformiert hatten, durch eine einfache Holzspundwand ersetzt, im übrigen erfolgte die Gründung in gleicher Weise wie vorher. —

Verhalten von Hochofenzement. Der „Deutsche Beton-Verein" faßt das Ergebnis einer Rundfrage bei seinen Mitgliedern (Rundschreiben Nr. 16 vom Mai 1923) dahin zusammen, „daß Hochofen-Zement sowohl für Beton- wie für Eisenbeton-Bauten unter normalen Verhältnissen mit Vorteil und zur Zufriedenheit der Verbraucher verwendet worden ist und keine für den Bau nachteiligen Folgen gezeigt hat."

Die Untersuchungen erstreckten sich im Einzelnen auf Prüfung der Lagerbeständigkeit, Abbinden, Erhärten, Rostsicherheit, und es wurden im allgemeinen keine gegenüber dem Portlandzement abweichenden Erfahrungen gemacht. Bezüglich der Abbinde- und Erhärtungszeit, namentlich bei länger gelagertem Hochofenzement, wurde allerdings mehrfach beobachtet, daß diese sich verlängert, was hinsichtlich des Zeitpunktes der Ausschalung zu berücksichtigen ist. Im übrigen sind die Erfahrungen zum Teil von einander abweichend, was aber wohl auf die verschiedenen Bedingungen zurückzuführen ist, unter denen der Portlandzement verwendet worden ist. —

Rohbraunkohle für Zement-Fabriken ist das Thema einer Veröffentlichung des „Mitteldeutschen Braunkohlen-Syndikates", die bearbeitet ist von Dr.-Ing. Berner in Magdeburg. Es wird darin ausgeführt, daß im Gegensatz zu den herrschenden Ansichten Braunkohle sowohl im Kesselhaus, wie für den Drehofen der Zementfabriken bereits seit vielen Jahren vorteilhaft Anwendung finde, sodaß Fabriken, die frachtgünstig zu den Braunkohlengebieten liegen, sich unbedenklich vollständig auf Braunkohle einstellen könnten, wodurch nicht nur die Brennstoff-Versorgung sicher gestellt, sondern in sehr vielen Fällen auch wirtschaftlicher Vorteil erzielt werde.

Das wird im Einzelnen begründet, indem zunächst die Kesselfeuerung für Rohbraunkohle besprochen wird und Richtlinien für die Umstellung des Kesselhauses gegeben werden. Hier interessiert vor Allem der Teil, der sich auf die Verwendung der Braunkohle im Drehrohrofen bezieht. Zunächst werden die Vorzüge der Staubfeuerung gegenüber der Gasfeuerung erörtert, welch erstere betriebstechnisch und wirtschaftlich den Vorzug verdiene. Auch mit der Verwendung von Braunkohlenstaub liegen bereits ausreichende Erfahrungen vor. Der Wärmeverbrauch hat sich danach als ungefähr gleich groß wie bei Steinkohle ergeben und ein Leistungsrückgang tritt nicht ein, nur müssen die Brennstoffdüsen entsprechend der, mit Rücksicht auf den geringeren Heizwert erforderlichen größeren, Brennstoffmenge bemessen werden.

Eine wichtige Frage, die namentlich auch den Verbraucher interessiert, ist neben der Wirtschaftlichkeit des Betriebes, die den Preis des Zementes bedingt, diejenige nach dem Einfluß der Braunkolenasche auf die Eigenschaften des Zementes. Der Bericht führt aus, daß die Braunkohlenasche in dieser Hinsicht keine nachteiligen Eigenschaften besitze. Nachteilig kann überhaupt nur der SO_3- bzw. Gipsgehalt sein, während vorwiegend silikat- und kalkhaltige Asche eher von Vorteil ist. Etwaigen ungünstigen Einwirkungen in Bezug auf den Angriff der Trommel und die Beschaffenheit des Zementes läßt sich durch entsprechende Rohmischung begegnen. Man hat in neuerer Zeit ferner mit Erfolg versucht, aus Braunkohlenasche Bindemittel herzustellen, um die bedeutenden Aschemengen großer industrieller Werke in dieser Weise noch nutzbringend zu verwerten. SO_3-arme Braunkohlenasche soll sogar als Streckungsmittel für Portlandzement bis zu 50 v. H. ohne Einbuße seiner Normeneigenschaften dienen können (Tonindustrie-Zeitung 1921, S. 788). Die bei Braunkohlen-Staubfeuerung dem Zement beigemischte Aschenmenge wird aber nur mit 6—10 v. H. angegeben, sodaß man bezüglich des Schwefelgehaltes des Brennmateriales nicht zu ängstlich zu sein brauchte.

Die weiteren Ausführungen der Schrift erstrecken sich auf die technische Durchführung der Kohlenstaubfeuerung, d. h. auf die Trocknung der grubenfeuchten Kohle, die Mahlung der Trockenkohle, die Kosten der Herstellung der Trockenkohle und Wärmepreis der Trockenkohle. Danach betragen die Kosten der Trocknung 39—52 v. H. des ursprünglichen Brennstoffpreises. Unter der Annahme, daß die Steinkohle eine Vortrocknung nicht erfordert, kommt die Schrift zu dem Ergebnis, daß für alle Zementfabriken, bei denen der Wärmepreis (d. h. der Preis für 100 000 Kalorien) der Steinkohle um 23—35 v. H. höher liegt als derjenige der Rohbraunkohle, eine Umstellung auf Braunkohlenstaub die Brennkosten verringert, also anzuraten ist. —

Die Eigenschaften von Portlandzementen nach den im Staatl. Mat.-Prüf.-Amt Berlin-Dahlem ausgeführten Normenprüfungen. Nachdem die regelmäßige Berichterstattung über die im genannten Amt ausgeführten Prüfungen von 1916—1921 ausgefallen war, soll diese jetzt wieder aufgenommen werden. Die Zeitschrift „Zement" bringt in ihren Nummern 25 und 26 d. J. nunmehr den ersten dieser Berichte von Prof. H. Burchartz für das Jahr 1921. Untersucht wurden 110 Portlandzemente, teils auf Antrag der Fabriken, teils der Abnehmer. Davon waren 10 v. H. Schnellbinder, während 9 v. H. erst nach 12 Stunden abbanden. Die Kaltwasserprobe der Normen auf Raumbeständigkeit bestanden alle, 3 v. H. dagegen nicht die Darrprobe und 13 v. H. nicht die Kochprobe. Bezüglich der Festigkeiten erreichten 2 v. H. nicht die Forderung hinsichtlich der Druckfestigkeit bei Wasserlagerung nach 7 und 28 Tagen, 4 v. H. nicht diejenige bei kombinierter Lagerung nach 28 Tagen. Hydraulischer Modul, Gehalt an Magnesia und Schwefelsäureanhydrid lagen in den zulässigen Grenzen.

Am meisten interessieren hier die Festigkeitswerte: Der Mittelwert der Zugfestigkeit lag nach 7 Tagen bei 24, nach 28 Tagen bei 31 kg/cm², die bezüglichen Höchstwerte waren 36,9 und 34,5. Für die Druckfestigkeit der Wasserlagerung ergaben sich nach 7 Tagen 230 i. M., 502 kg/cm² als Höchstwert, nach 28 Tagen 330 bzw. 641. Bei kombinierter Lagerung war der Mittelwert nach 28 Tagen 376, der Höchstwert 679 kg/cm², ein bisher bei den Prüfungen des Amtes unerreichter Wert. Unter 250 kg/cm² lagen nur 5 v. H., über 500 kg/cm² 4 v. H. Das Verhältnis von Zug zu Druck war i. M. 9,5, der Höchstwert 13,3.

Der Bericht verbreitet sich auch auf die Frage der Beziehungen zwischen Raumbeständigkeit und Festigkeit. Die Druckfestigkeit von Portlandzement kann bekanntlich durch hohen Kalkgehalt besonders hoch getrieben werden, doch besitzen Zemente dieser Art Neigung zum Treiben. Diese soll sich äußern im Nichtbestehen der beschleunigten Proben, namentlich der Kochprobe, ferner in verhältnismäßig niedrigen Zugfestigkeiten und entsprechend hohem Verhältnis von Zug zu Druck. Es kann jedoch nach dem Ergebnis der Prüfungen nicht der umgekehrte Schluß gezogen werden, daß Zemente, die die Kochprobe nicht bestehen, sich durch besonders hohe Druckfestigkeit bei geringer Zugfestigkeit auszeichneten. Die Zemente mit der höchsten Druckfestigkeit besaßen hier vielmehr auch die höchste Zugfestigkeit. —

Widerstand von „Elektrozement" gegen chemische Angriffe verschiedener Art. Wir haben mehrfach über nach dem elektrischen Schmelzverfahren in Frankreich und neuerdings auch der Schweiz hergestellte tonerdereiche Zemente (ciment fondu, electro-ciment) berichtet, die sich, wie die österreichischen hochwertigen Spezialzemente durch hohe Festigkeiten, namentlich durch sehr hohe Anfangsfestigkeiten auszeichnen. Weniger bekannt ist dagegen noch ihr Verhalten gegenüber chemischen Einflüssen verschiedener Art. Im „Bulletin technique de la Suisse Romande" Nr. 4 d. J. finden sich vergleichende Versuchsergebnisse, die nach dieser Richtung von Interesse sind.

Den Versuchen zugrunde gelegt waren 3 Portlandzemente verschiedener Herkunft und „Elektrozement", die nach 28 Tagen nach den schweizerischen Normen folgende Festigkeiten ergaben:

	Zug	Biegung	Druck in kg/cm²
Portlandzement No. 1	33,5	37,5	370
„ 2	31,4	34,0	360
„ 3	34,0	38,8	388
Elektrozement	62,0	62,4	780

Zunächst wurde der Einfluß gipshaltigen Wassers untersucht. Um eine möglichst energische Wirkung des Gipses zu erzielen, wurden die Zemente zu Beton verarbeitet, der aus Sand und statt des Kises aus zerkleinertem Gips hergestellt war. Die Mischung war 1 Teil Zement : 2 Teilen Sand und 1 Teil Gipskörner. Es wurden aus feuchtem Mörtel Prismen hergestellt und nach dem Abbinden in Wasser gelagert. Die zu 25 v. H. mit Gips versetzten Probekörper zeigten auch bei den Körpern mit Portlandzement erst nach 2 Monaten Zerstörungserscheinungen, die sich nach 3 Monaten rasch verstärkten. Der Gehalt des Wassers, in dem die Körper lagerten, war an Kalksufat nach 2 Monaten 1, nach 4 Monaten 1,6 g in 1 l. Die mit Elektrozement hergestellten Körper zeigten auch nach 4 Monaten in dem stark sulfathaltigen Wasser noch keinerlei Zerstörungen. Bei den Körpern mit Portlandzement fanden sich erhebliche Festigkeitsverluste, die für die Druckfestigkeit mit 50 bis 100 v. H. der Festigkeit in gleicher Mischung mit reinem Kiessand hergestellter und in reinem Wasser gelagerter Betonkörper angegeben werden, während bei den Proben mit Elektrozement die Unterschiede nur ganz geringfügig sind (hinsichtlich der Biegungsfestigkeit allerdings größer).

Eine 2. Versuchsreihe untersuchte den Widerstand gegen den Einfluß alkoholischer Flüssigkeiten, der z. B. bei der Befestigung von Glasplatten in Bottichen für die Aufbewahrung solcher Flüssigkeiten wichtig ist. Die Prismen hatten die Zusammensetzung 1 Teil Zement : 2 Teilen Sand und 1 Teil Kies. Die Körper wurden in einem Gemisch von Wein und Wasser (die Konzentration ist nicht angegeben) 6 Wochen aufbewahrt, während deren die Flüssigkeit 4mal erneuert wurde. Die Probekörper beider Zementsorten zeigten keine Angriffe, die Festigkeitsverluste waren ganz unbedeutend, die Körper mit Elektrozement erreichten etwas rascher ihre normale Festigkeit.

Die 3. Versuchsreihe betraf den Einfluß mineralischer Öle. Die wie unter 2 hergestellten Probekörper wurden 6 Wochen lang in gewöhnlichem Maschinenöl bei Lufttemperatur aufbewahrt. 24 Stunden vor dem Versuch wurde das Öl langsam auf 60° C erwärmt. Die Prismen wurden dann vor den Festigkeitsversuchen mit Benzin gewaschen; es ergaben sich dabei folgende Werte:

3 Portlandzemente	26—37 kg/cm² Biegung,	120—144 kg/cm² Druck
i. M.	30,06 (35)	137 (144)
Elektrozement	27—32	98—117
i. M.	28,7 (60)	103 (266)

(die eingeklammerten Zahlen bedeuten die Werte von in reinem Wasser gelagerten Betonkörpern gleicher Mischung). Hier hat sich also der Portlandzement sehr viel besser gehalten, die Körper von Elektrozement waren leicht mit Werkzeugen anzugreifen und ließen sich dann sogar mit der Hand abbröckeln. —

Si-Stoff als Mörtelzusatz zur Herstellung säurebeständiger Zemente. Es ist seit längerem bekannt, daß Si-Stoff, d. h. ein siliziumhaltiger, bei der Alaunfabrikation erzeugter Rückstand (Bauxit), geeignet ist, den Portlandzement gegen Säureangriff widerstandsfähiger zu machen, wobei noch der weitere Vorteil hinzukommt, daß der Zusatz in gewissen Grenzen auch eine Festigkeitserhöhung an sich bewirkt. Anknüpfend an einen Bericht aus dem Jahr 1918, S. 15 in unseren „Mitteilungen" macht Herr Prof. Kayser, Darmstadt, weitere Angaben über von ihm durchgeführte Versuche mit Zusatz von Bauxit-Rückstand und Kieselgur. Ersterer zeigte sich dem letzteren überlegen und ergab in Zusätzen von 1—20 v. H. in Schwefelsäure von 1—5 v. H. Konzentration gegenüber den Körpern ohne solchen Zusatz eine erheblich größere Festigkeit, die bei schwächerer Säure sogar unter Umständen höher war als die Festigkeit ohne Beimischung nach Lagerung in reinem Wasser. Namentlich bei Druckversuchen, die bis zu 3 Monaten Alter durchgeführt wurden, trat das ganz besonders deutlich in die Erscheinung. Die Versuche zeigen jedoch, daß sich die Zemente nicht durchaus gleichartig gegenüber den Zusätzen verhalten, daß außerdem die Rückstände verschiedener Alaunfabriken, sehr verschiedene chemische Zusammensetzungen haben, sodaß also keineswegs von allen die gleiche Wirkung zu erwarten ist. Um die Frage zu klären, wie weit durch Zusatz von Si-Stoff die Säurebeständigkeit von Portlandzement erhöht werden kann, wie hoch die Zusätze sein müssen bzw. dürfen, müßten daher eingehendere Versuche durchgeführt werden. Da es sich einerseits um eine sehr wichtige Frage handelt, anderseits die zu verwendenden Rückstände leicht und sehr billig zu beschaffen sind, wäre es wünschenspert, wenn diese Versuche weiter geführt werden würden. —

Literatur.

Der Eisenbeton, seine Berechnung und Gestaltung. Von Dr.-Ing. R. Salinger, Prof. a. d. Techn. Hochschule zu Wien. 4. Neubearb. u. erweitert. Auflage. 8°, 522 S. Text mit 416 Textabb., 128 Zahlentafeln und 6 Bildtafeln von Versuchskörpern. Stuttgart 1920. Verlag Alfred Kröner. —

Das schon Ende 1920 erschienene Werk, das hier noch nicht besprochen wurde, verdient unter den das ganze Gebiet des Eisenbetonbaus behandelnden Arbeiten eine besondere Erwähnung. Die neue Auflage des 1905 erstmalig erschienenen Buches stellt gegenüber der 3. Auflage eine fast völlige Umgestaltung dar, entsprechend der inzwischen durch zahlreiche Versuche wesentlich geförderten Erkenntnis von den Eigenschaften des Eisenbetons. Das Buch gliedert sich in 3 Hauptabschnitte: Baustoff, Festigkeitslehre, Gestaltung und enthält in einem Anhang die deutschen Vorschriften für Eisenbeton und die Würfelprobe, dazu ein Literatur- und Inhaltsverzeichnis. Ein 2. Band soll die Ausführung, die Anwendung des Eisenbetons im Hoch- und Tiefbau, die Schäden und ihre Behandlung zum Gegenstand haben.

Der 1. Abschnitt enthält in knapper Darstellung alles Wissenswerte über den Baustoff, seine Eigenschaften, Verarbeitung, über Formänderung und Eigenspannungen, über Rost- und Feuersicherheit, dazu einen kurzen Abriß der Entwicklungsgeschichte. Die Festigkeitlehre nimmt naturgemäß den breitesten Raum ein. Rein theoretische Betrachtungen sind dabei jedoch auf ein Mindestmaß beschränkt und nur so weit durchgeführt, als das zur Deutung der Versuche und der Verallgemeinerung ihrer Ergebnisse nötig ist. Rechnung und Versuch gehen dabei Hand in Hand; die österreichischen, die deutschen und eigene Versuche werden herangezogen. Aus den Ergebnissen sind die zahlreichen Schaulinien, Zahlentafeln und diejenigen praktischen Behelfe abgeleitet, die der entwerfende Ingenieur für die Aufgabe der Querschnittsberechnung und Nachprüfung braucht. Das Werk ist daher nicht nur ein für den Studierenden und den sich in das Wesen der Bauweise wissenschaftlich Vertiefenden bestimmtes Lehrbuch, sondern in gleicher Weise ein wertvolles Rüstzeug des in der Praxis stehenden Ingenieurs. Überall sind durchgerechnete Beispiele eingestreut, die die Benutzung des gebotenen reichen Stoffes vereinfachen und erleichtern. Auch der wirtschaftlichen Seite der Dimensionierung ist entsprechende Aufmerksamkeit geschenkt. Weitere theoretische Untersuchungen sind in dem 3. Teil, die Gestaltung, eingeflochten. Ebenso sind hier weitere Versuchsauswertungen für ganze Konstruktionsteile eingefügt. Die Grundformen des Eisenbetons, seine baulichen Eigentümlichkeiten, die Einspannung, die einheitliche Standwirkung der in ihm aufgeführten Konstruktionen, die durchlaufenden Träger, Bögen, Gewölbe und Kuppeln und die Steifrahmen als ein besonders wichtiges Konstruktionselement der Eisenbetonweise werden eingehend behandelt. Dazu kommen dann noch einige besondere Verwendungsformen wie Stützmauern, Röhren und Kanäle, Behälter für Flüssigkeiten und körnige und stückige Güter, Fachwerke und ähnliches. Auch hier werden Hilfstafeln verschiedener Art, besonders Versuche usw. mitgeteilt.

Klar und knapp und doch in das Wesen eindringend ist die Darstellung und in der Behandlung des Stoffes geht der Verfasser zum Teil eigene Wege. Das Werk bildet ein wertvolles Glied in der reichen Eisenbeton-Literatur. — Fr. E.

Der Eisenbeton, seine Theorie und Anwendung. Herausgegeben von Dr.-Ing. e. h. Mönch, Prof. a. d. techn. Hochschule Stuttgart. 6. Aufl. I. Bd. 1. Hälfte. Stuttgart 1924, Verlag Konrad Wittwer. —

Der 1919 erschienenen 5. Auflage des bekannten Werkes ist soeben die 6. Auflage gefolgt. Wir kommen auf das Werk noch eingehend zurück. —

Inhalt: Eisenbetonkonstruktionen für eine Tuchweberei in M.-Gladbach. — Die Berechnung von Zwischenmauern in Eisenbeton bei wechselndem Kraftangriff. — Über die Aussichten des Beton-Straßenbaues in Deutschland. — Vermischtes. — Literatur. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H. in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.
W. Büxenstein Druckereigesellschaft, Berlin SW.