



AUG-KLÖNNE DORTMUND



EISEN UND GAS

AUG-KLÖNNE
DORTMUND

DER BAUINGENIEUR

berichtet über das Gesamtgebiet des Bauwesens, über Baustoff und Konstruktionen, über wirtschaftliche Fragen und verfolgt auch die für den Bauingenieur wichtigen Normungsfragen. Originalbeiträge nehmen an:

Professor Dr.-Ing. Max Förster, Dresden } Technische Hochschule, Bauingenieur-
Professor Dr.-Ing. W. Gehler, Dresden } Gebäude. George Bähr-Straße 1
Professor Dr.-Ing. E. Probst, Karlsruhe i. B., Technische Hochschule;
Reg.-Baumstr. Dr.-Ing. W. Petry, Direktor des Deutschen Beton-Vereins Obercassel
(Siegkreis)

Dipl.-Ing. W. Rein, Leiter der techn. Abteilung des Deutschen Eisenbau-Vereines
Berlin W 9, Linkstraße 16;

Alle sonstigen, für die Schriftleitung bestimmten Mitteilungen, Bücher, Zeitschriften usw. werden erbeten unter der Adresse:

Schriftleitung „Der Bauingenieur“,

Dresden, Technische Hochschule, Bauingenieur-Gebäude,
George Bähr-Straße 1.

erscheint zweimal monatlich und kann im **In- und Auslande** durch jede Sortimentsbuchhandlung, jede Postanstalt oder den unterzeichneten Verlag bezogen werden. Preis vierteljährlich für das In- und Ausland 6,- Goldmark (1 Gm. = 10/42 Dollar nordamerikanischer Währung). Hierzu tritt bei direkter Zustellung durch den Verlag das Porto bzw. beim Bezuge durch die Post die postalische Bestellgebühr. Einzelheft 1,25 Goldmark zuzüglich Porto.

Mitglieder des Deutschen Eisenbau-Vereines, des Deutschen Beton-Vereines, sowie der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen haben bei direkter Bestellung beim Verlag Anspruch auf einen Vorzugspreis.

Preis der Inland-Anzeigen: Ganzseiten: 150 Goldmark.

Kleine Anzeigen: 0,15 Goldmark für die einspaltige Millimeter-Zeile.

Bei $\frac{12}{10}$ maliger Wiederholung innerhalb Jahresfrist

20% Nachlaß. Für Vorzugsseiten besondere Vereinbarung.

Die Umrechnung des Goldmarkbetrages erfolgt zum amtlichen Berliner Dollarkurs am Tage des Zahlungseingangs. 4,20 Goldmark = 1 Dollar. Die Zahlung hat innerhalb 5 Tagen nach Rechnungsdatum (für Gelegenheitsanzeigen und Stellengesuche sofort bei Bestellung) nur auf Postscheckkonto 118935 Berlin **Julius Springer** abzug- und spesenfrei zu erfolgen. Bei Zahlungsverzug werden die üblichen Bankzinsen berechnet. Klischee-Rücksendungen erfolgen zu Lasten des Inserenten.

VERLAGSBUCHHANDLUNG JULIUS SPRINGER, BERLIN W 9, LINK-STRASSE 23/24.

Fernsprecher: Amt Kurfürst 6050-53. Drahtanschrift: Springerbuch Berlin.
Reichsbank-Giro-Konto. Deutsche Bank, Berlin, Depositen-Kasse C. Postscheckkonten: für Bezug von Zeitschriften und einzelnen Heften
Berlin Nr. 20 120 Julius Springer, Bezugsabteilung für Zeitschriften; für Anzeigen, Beilagen und Bücherbezug: Berlin Nr. 118935 Julius Springer.

INHALT

* bedeutet Abbildungen im Text.

	Seite		Seite
Die Bauarbeiten zur Schiffahrtsschleuse bei Duisburg. (Zweite Mündung des Rhein-Herne-Kanals.) Von Dr.-Ing. Paul Müller, Vorstandsmitglied der Rheinisch-Westfälischen Bauindustrie A.-G., Düsseldorf	105*	Kurze technische Berichte	151
Deutsche hochwertige Portlandzemente. Von Dr. Haegerman, Karlshorst	110*	Vorschlag für ein Versuchsprogramm betr. Ermittlung der Schwindungsmaße für Zement. — Eine Tonerdezement-Fabrik in Amerika. — 4000 m ³ Beton für einen Silo in 15 Tagen. — Neue Untersuchungen über die Eigenschaften von Portlandzement. — Einfluß der Lagerung von Zement auf seine Eigenschaften. — Der Einfluß des Frostes auf Schmelzzement (Ciment fondu). — Eignung von unreinem Wasser für Betonmischungen. — Neuheiten in der Zementfabrikation. — Umfassende Zementuntersuchungen. — Straßenuntersuchungen in den Vereinigten Staaten. — Versuche über die Abnutzung von Betonstraßen. — Bauvorschriften für Betonstraßen in Nordamerika. — Einfluß der Bewehrung und der Untergrundverhältnisse auf die Ribbildung bei Betonstraßen. — Verbesserte Bauart gegliederter Talsperren. — Die Straßen von morgen. — Große Betonierungsanlage für Trinkwasserfilter in Buffalo. — Eisenbetonpiper aus an Land vorher fertiggestellten Teilen.* — Flache Eisenbeton-Straßenbrücke in Toronto.* — Hohle Betonbrückenpfeiler.*	
Eisenbetonbauten für den Bergbau. Von Oberingenieur F. Lange und Ingenieur W. Clouth, Düsseldorf	112*	Wirtschaftliche Mitteilungen	158
Über die Auskleidung von Druckstollen mit besonderer Berücksichtigung der Verwendung einer elastischen Dichtung. Von Dr.-Ing. Walch, Oberingenieur der Siemensbauunion G. m. b. H. Kdt.-Ges., Berlin	118*	Das neue Patentgesetz in Sowjet-Rußland. — Haftung der Eisenbahn bei Verlust ganzer Stücke aus offenen Güterwagen.	
Ein modernes Magazinegebäude mit trägerlosen Deckenkonstruktionen in Philippopol. Von Dr.-Ing. Paul Neményi, Chefkonstrukteur der N. Reila & Neffe, Bauunternehmens-Aktiengesellschaft, Sofia	133*	Bücherbesprechungen	158
Schleusen ohne Wasserverbrauch. Unter besonderer Berücksichtigung der Trogschleuse nach Patent Menckheim. Von Dipl.-Ing. Mangold, Duisburg, Wanheimerort	137*	Mitteilungen der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen	159
Eine moderne Bekohlungsanlage in Eisenbeton. Von Dipl.-Ing. Peter Altschul, Oberingenieur der Industriebau Aktiengesellschaft, Berlin	141*	Ortsgruppe Brandenburg. — Ortsgruppe Mannheim-Ludwigshafen.	
Der biegsame eingespannte Bogen. Von J. Melan	143*	Die Literaturschau, bearbeitet und gesammelt von Reg.-Baumeister Dipl.-Ing. G. Ehnert, Dresden, befindet sich hinter der Textseite 156.	
Die neuen amerikanischen Vorschriften für Beton- und Eisenbetonbauten. Besprochen von E. Probst, Karlsruhe i. B.	148		

Verlag von Julius Springer in Berlin W 9

Soeben erschienen:

Über Kostenberechnung im Tiefbau

unter besonderer Berücksichtigung größerer Erdarbeiten

von

Dr.-Ing. **Heinrich Eckert**

126 Seiten mit 5 Abbildungen im Text und 96 Tabellen

6 Goldmark; gebunden 7 Goldmark

Aus dem Inhalt:

- I. Bauprogramm und Festsetzung der Bauermine. A. Arbeits- und Betriebszeit. — B. Zeitaufwand für Baustellenaufschließung und Baustelleneinrichtung. — C. Leistungsfähigkeit der Geräte.
- II. Dimensionierung des Geräteparks. A. Bagger. — B. Fahrpark. — C. Gleisanlagen. — D. Sonstiges.
- III. Auslagen für Beschaffung der Geräte. A. Gerätemieten. — B. Verzinsung und Abschreibung. — C. Frachten.
- IV. Auslagen für Instandhaltung der Geräte. A. Laufende Reparaturen. — B. Schlußreparatur.
- V. Ermittlung des Betriebsstoffbedarfes. A. Brennstoffe. — B. Elektrischer Strom. — C. Schmier- und Putzmittel. — D. Wasser.
- VI. Eigentliche Kostenberechnung. A. Kosten, welche auf die Gesamtheit der Leistungen umzulegen sind. — B. Kosten für die betreffenden Einzelpositionen des Leistungsverzeichnisses.
- VII. Praktisches Beispiel für die Ermittlung der wirtschaftlichsten Art, Unebenheiten im Gelände zu überwinden.

DIE BAUARBEITEN ZUR SCHIFFFAHRTSSCHLEUSE BEI DUISBURG.

(Zweite Mündung des Rhein-Herne-Kanals.)

Von Dr.-Ing. Paul Müller, Vorstandsmitglied der Rheinisch-Westfälischen Bauindustrie A.-G., Düsseldorf,

Übersicht. Es wird die Baustelleneinrichtung und der Baubetrieb, welcher die Ramm-, Erd-, Beton- und Nebenarbeiten einschließlich der Wasserhaltung umfaßt, beschrieben. Gleichzeitig werden Angaben allgemeiner Natur über den Ruhrkrieg und die hiermit verbundenen Maßnahmen hinsichtlich Abänderung der Baudispositionen gemacht und zum Schluß die im Beton im Sommer 1924 aufgetretenen Zerstörungserscheinungen kurz erwähnt.

Um eine zweite Mündung des Rhein-Herne-Kanals durch die Ruhr in den Rhein bei Duisburg zu schaffen, war es erforderlich, auch im Zuge der von der preußischen Wasserstraßenverwaltung gewählten neuen Schiffsahrtstraße eine Schiff-

fahrtsschleuse zu bauen, welche direkt nördlich des zwischen Ruhrort und Meiderich liegenden Ruhrwehres zurzeit in voller Ausführung begriffen ist.

Wie aus dem Übersichtsplan der Abb. 1 hervorgeht, liegt die Baustelle in unmittelbarer Nähe großer Wassermengen, nämlich zwischen dem natürlichen Flußlauf der Ruhr und einer Reihe von Hafenbecken der Hafenanlagen von Duisburg-Ruhrort, deren Wasserstand mit demjenigen des einige Kilometer westlich fließenden Rheinstromes kommuniziert.

Die allgemeine Beschaffenheit der Bodenverhältnisse der Schleusenbaugrube — der Baugrund besteht im Mittel bis Ordinate + 10,0 etwa aus abgelagertem Flußkies mit einer darunter befindlichen festen Mergelschicht — bedingte unter diesen Verhältnissen als zweckmäßigste und wirtschaftlichste Ausführungsart die Herstellung des Schleusenbauwerkes in offener, mit Spundwänden eingeschlossener

Baugrube; der Grundwasserandrang wird durch Wasserhaltung in großen Rohrbrunnen bzw. Pumpenstümpfen außerhalb und innerhalb der Spundwand bewältigt.

Als Spundwand fand das Profil Larßen III mit einer Länge von 18 bis 20 m Anwendung; insgesamt enthält die Umschließungswand rund 21 500 m² Eisen, während für die Leitwerke der Vorhöfen einschließlich der Ankerwände weitere 4500 m² vorgesehen sind. Infolge der großen Länge der Spundbohlen hatte die Bauverwaltung eine sorgfältige rückwärtige Verankerung mit Zugbändern in

hölzernen Pfahlböcken und ferner eine Absteifung mit Druckstreben gegen vor der Wand liegende Bockkonstruktionen vorgesehen. Im großen und ganzen ließ sich die Wand gut rammen. Nur stellenweise bereiteten größere

Steine der Uferbefestigung des ursprünglichen Ruhrlaufes und die im Mergel häufig vorkommenden, im Innern Drusen aus Karbonat enthaltenden harten Knollen gewisse Schwierigkeiten. Zum Rammen wurden Heißdampfrahmen von Menck u. Hambroek G. m. b. H., Hamburg-Altona, mit vier und fünf Tonnen Bärgewicht benutzt.

Im Schutze der Spundwand wurde nun der Wasserspiegel in offener Baugrube verhältnismäßig leicht abgesenkt, da die Wand sich im allgemeinen als durchaus dicht erwies; die feste, wasserundurchlässige Mergelsohle, die den Baugrund für die Schleuse bildet, diente bei der Wasserhaltung als natürlicher unterer Abschluß der Baugrube.

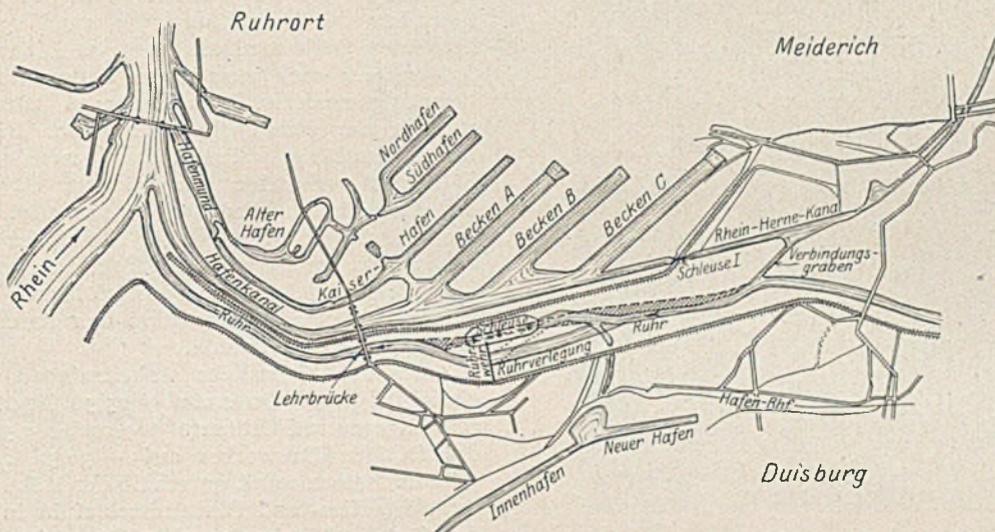


Abb. 1. Übersichtsplan mit Schleusenbaustelle.

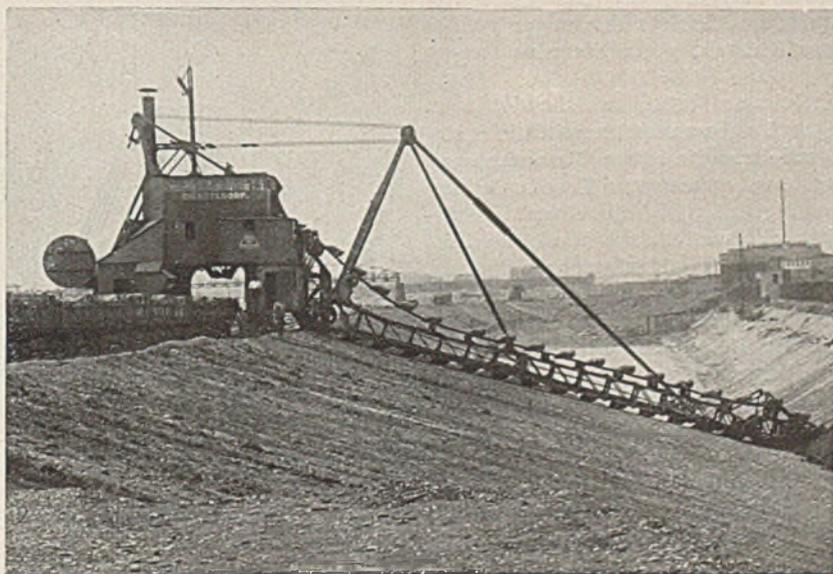


Abb. 2. Kruppscher B-Bagger beim Ausheben der Schleusenbaugrube. Eimerleiter 26 m lang.

Der Bodenaushub innerhalb der Spundwand geschah mittels eines B-Baggers der Firma Fried. Krupp A.-G., Essen; durch die ungewöhnliche Länge der Eimerleiter dieses Gerätes von rund 26 m war es möglich, die Baugrube in ihrer ganzen Tiefe mit einem Schnitt auszuheben. In Abb. 2 sieht

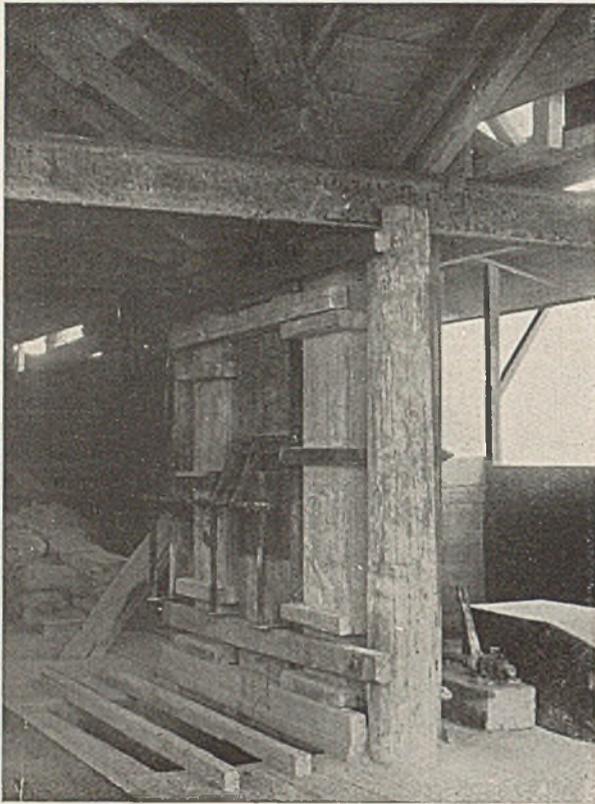


Abb. 3. Bindemittelfülleinrichtung der Mischanlagen.

man den Bagger auf der südlichen Längsseite der Baugrube im Betriebe. Insgesamt 515000 m³ Bodenmassen wurden mit ihm gelöst. Auch diese Arbeit konnte nach Überwindung einiger Kinderkrankheiten des Baggers, der das erste Erzeugnis der Krupp A.-G. auf dem Gebiete derartiger großer Baggermaschinen war, verhältnismäßig reibungslos abgewickelt werden.

Gewisse Schwierigkeiten lokaler Natur, welche den vorliegenden Verhältnissen entsprechend von vornherein nicht angenommen werden konnten, bereitete die letzte Wasserhaltung innerhalb des Spundwandkastens, welche zur Trockenlegung der Mergelsohle stattfinden mußte. Die einzelnen Gründe sollen hier nicht näher mitgeteilt werden. Ich will nur bemerken, daß der Wasserandrang im Mittel 18 m³/min betrug, indessen mit dem wechselnden Wasserstand der Ruhr innerhalb ziemlich weiter Grenzen nach oben und unten schwankte.

Kurze Zeit nach Beginn der Betonierungsarbeiten setzte dann aber der Ruhrkrieg mit allen seinen vielseitigen Folgen ein und beeinflusste auch die Bauarbeiten, besonders die Herstellung des eigentlichen Schleusenkörpers, außerordentlich ungünstig. Ich will hier auf keine näheren Einzelheiten eingehen und nur erwähnen, daß monatelang große Teile der gesamten Baustelle bei Lebensgefahr militärisch gesperrt waren, Maschinen und Geräte beschlagnahmt wurden, daß langfristige Unterbrechungen jedweder Transportmöglichkeiten für Baustoffe, Hilfsmaterialien, Maschinen, Ersatzteile usw. stattfanden, und daß die Verbindung der Zentralleitung der bauausführenden Firma mit der Behörde und der örtlichen Bauleitung nur ganz unvollkommen trotz Preisgabe aller Ansprüche auf neuzeitliches Reisen aufrecht erhalten werden konnte.

Die besten fremden Arbeiter wanderten unter diesen Um-

ständen ins unbesetzte Gebiet ab. In der Hauptsache blieben minderwertige Elemente zurück. Man kann leicht ermessen, wie die Bauausführung unter diesen Verhältnissen im Jahre 1923 litt, zumal noch die unheilvollen Auswirkungen der Inflation unserer Währung hinzukamen. Daß es trotz allem gelungen ist, den Bau in dieser schwersten Bauperiode ein recht gutes Stück zu fördern, — es wurden im ganzen im Jahre 1923 etwa 40000 m³ Beton hergestellt —, erscheint heute, nachdem der Ruhrkrieg beigelegt und unsere Währung stabilisiert ist, nur schwer begreiflich.

Die Verhältnisse des Jahres 1923 bedingten in naturgemäßer Folge der ständigen fremden Eingriffe in unseren noch kaum in der Wiedergenesung befindlichen Wirtschaftskörper fortwährende Änderungen in der Disposition der Baustelleneinrichtung und Arbeitsweise. Niemals ist klarer in die Erscheinung getreten, daß der Wert theoretischer Bearbeitung eines bestimmten Problems, in diesem Falle insbesondere der Herstellung des rund 132000 m³ Beton enthaltenden Schleusenbauwerkes, im Dienst einer weitgehenden Anwendung und vielseitigen Auswertung auf dem Gebiet bereits gemachter Bauerfahrungen unter veränderten Umständen nur ganz gering sein kann. Niemals ist aber auch klarer sinnfällig wahrnehmbar geworden, daß ausdauernde Zähigkeit verbunden mit geistiger Überlegenheit auch auf indirekten mühevollen Wegen zum Ziel gelangen kann. Besonderer Dank ist an dieser Stelle der Bauverwaltung auszusprechen, welche es in richtiger Erkenntnis der veränderten Dinge zuließ, daß die Bauausführung in Abweichung von mancher Vertragsbestimmung den besonderen Verhältnissen angepaßt werden konnte.

Da das eigentliche Arbeitsniveau für die Baustelleneinrichtung auf Ordinate + 25,50 liegt, die Schleusensohle sich dagegen auf Ordinate + 9,20 bis 9,50 und die Oberkante des fertigen Bauwerkes auf + 30,50 befindet, die weitaus größten Massen somit unterhalb der Höhe + 25,50 herzustellen sind, die Kies- und Bindemittelzufuhr in unmittelbarer Nähe der für die Mischanlagen in Frage kommenden Stellen auf einem ziemlich ebenen Terrain in Höhe etwa + 29,0 stattfindet, ergibt sich zwangsläufig, daß das Mischen des Beton-

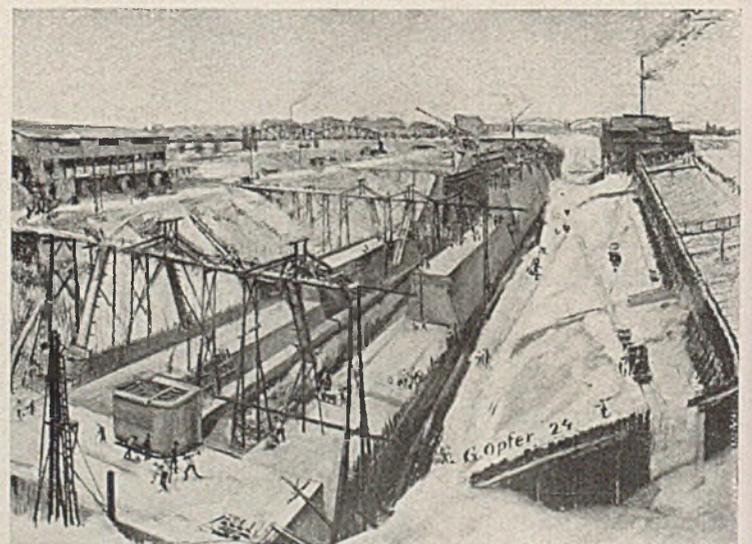


Abb. 4. Zustand der Baustelle im Juli 1924. Blick vom Oberhaupt gen Westen. (Nach einer Kohlezeichnung von G. Opfer, Düsseldorf.)

gemenges in Mischbatterieranlagen in Höhe + 25,50 stattfinden muß, worauf der fertig gemischte frische Beton auf sorgfältig durchdachten Gleisanlagen mit 600 mm Spurweite in Muldenkipperzügen durch Dampflokotiven unter Zuhilfenahme von Fahrgerüsten längs und quer zur Schleusenachse unter Ausnutzung seiner Schwerkraft seiner Verwendungsstelle zugeführt wird. Entsprechend der großen Grundrißausdehnung des

Bauwerkes war es erforderlich, zwei Mischanlagen zu schaffen, um möglichst günstige Transportweiten zu erzielen. Die Anlage einer einzigen Zentralanlage, etwa in der theoretischen Querachse durch den Gesamtmassenschwerpunkt, war mit Rücksicht auf die örtlichen Verhältnisse unvorteilhaft. Die Zufuhr der Bindemittel und des Zuschlagstoffes, gebaggerten Rhein-kiessandes, erfolgt ebenfalls mit mechanischer Förderung durch Muldenkipperzüge, wobei bei ersteren in der Mischanlage selbst nochmals eine Stapelung der drei Bindemittel, Zement, Traß und hydraulischer Kalk, stattfindet. Bei der verhältnismäßig großen Entfernung der Bindemittel-schuppen von den Mischanlagen — dieselben liegen südlich der Hafenbecken A und B auf dem schmalen Geländestreifen zwischen der Ufer-mauer der Hafenanlagen und der parallel der Schleusenachse nördlich am Fangedamm der Baugrube sich hinziehenden Straße (vgl. Abb. 1) — war es ausgeschlossen, eine praktisch durch-führbare unmittelbare Entleerung der Binde-mitteltransportgefäße in die einzelnen Maschinen der Mischanlagen zu vollziehen. Der Betonkies lagert auf dem nördlichen Ruhrvorland westlich der Schleusenbaugrube und wird mittels eines 1 m^3 Greifers unter Benutzung eines Vorfüll-trichters in die Muldenkipperzüge verladen.

Eine Mischanlage steht am Unterhaupt, welches nach Westen liegt, die zweite be-findet sich zwischen Mittel- und Oberhaupt, an der Südseite der Baugrube; bei beiden liegen die Fahrgleise zum Abtransport des fertigen Betons etwa auf Ordinate $+ 25,50$. Zurzeit enthält die erste Mischanlage noch zwei Maschinen „System Kaiser und Schlaudecker, St. Ingbert“ mit je 500 l Füllung; von den ursprünglich dort vor-handenen vier Maschinen wurden nach Fertigstellung der Hauptmassen, welche durch diese Batterie geleistet werden sollten, zwei somit entbehrliche Maschinen in die zweite Anlage

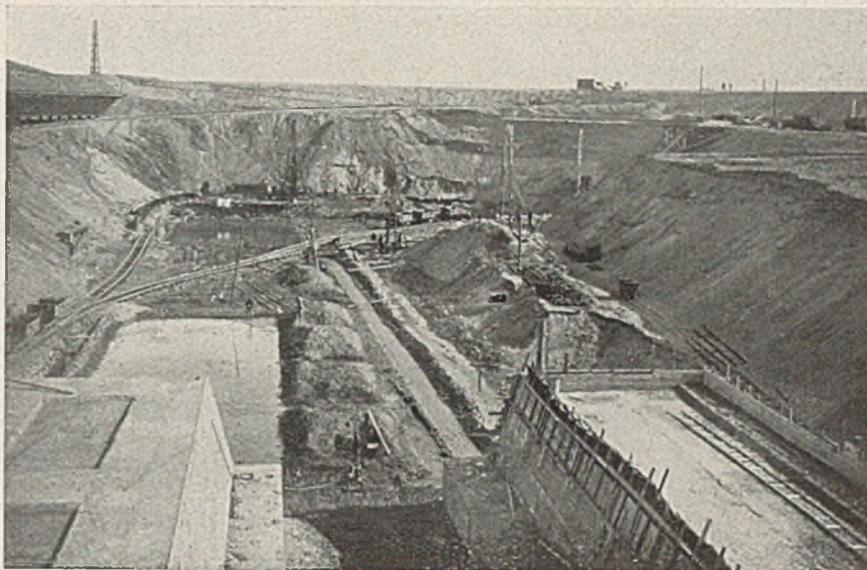


Abb. 6. Blick in die Baugrube des Oberhauptes. Restlicher Erdaushub; Rammern der Sicherheitsschwand am Fuß der Böschung.

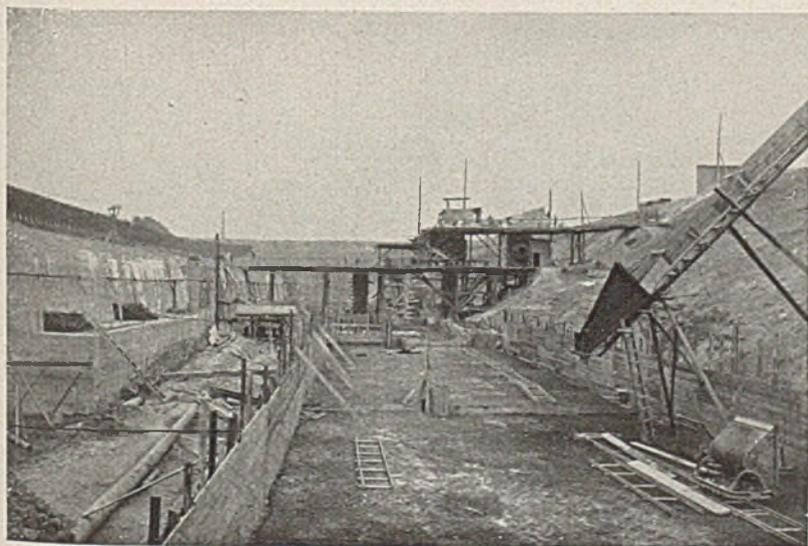


Abb. 5. Hilfsmischanlage östlich des Mittelhauptes auf Höhe $+ 16,0$ im Sommer 1923.

auf der Südseite neben einer weiteren gleichen Maschine und einer 750 l -Maschine desselben Systems eingebaut.

Der größte Teil der Betonmengen der Schleusenkörper wird nach den Vorschriften der Bauverwaltung im sog. Drei-stoffsystem im Mischungsverhältnis ein Raumteil Zement: $1,25$ Teilen hydraulischen Kalk: 2 Teilen Traß: 18 Teilen Kiessand hergestellt. Diese komplizierte Mischung, die außer-dem fast täglichen Modifizierungen entsprechend dem Stein- und

Sandgehalt des jeweils täglich verwandten Zuschlagsmaterials unterworfen ist, bedingte bei gewissenhafter Ausführung des Betons die Anlage einer automatischen Füllleinrichtung der Mischmaschinen, welche die menschliche Unvollkommenheit der bedienenden Arbeiter nach Möglichkeit ausschaltet. Diese Anlage, welche in der Hauptsache aus drei senkrechten

eisernen Lutten mit entsprechend angeordneten, dicht schlie-ßenden vertikal verstellbaren und durch Hebelübersetzungen einzeln bedienbaren eisernen Horizontalschiebern besteht, ist in Abb. 3 im Bilde dargestellt und ermöglicht mit wenigen Handgriffen in kürzester Zeit eine unbedingt sichere Füllung der Mischmaschine entsprechend den vorgeschriebe-nen Raummengenverhältnissen der Bindemittel. Die Füllung der Lutten erfolgt durch hölzerne Trichter, denen das Material durch einen Plateauaufzug zugeführt wird.

Einen guten Überblick über die zurzeit vorhan-dene Baustelleneinrichtung gibt Abb. 4, welche auch gleichzeitig erkennen läßt, daß der Grundzug des Baufortschrittes vom Unterhaupt über das Mittel-zum Oberhaupt, also von Westen nach Osten durch das Bauwerk geht, und zwar wurden nach Möglich-keit beide Kammermauern stets etwa gleichzeitig hochgetrieben.

Von den Transportbrücken aus erfolgt die Weiter-beförderung des Betons durch schräge Rutschen in einzelnen Muldenkippern im Quer- und Längstran-sport auf jeweiliger Höhe der betreffenden Kammer-abschnitte. Die weitere Verarbeitung geschieht unter Zuhilfenahme von Preßluftstempfern.

Abb. 5 zeigt eine Hilfsmischanlage, welche östlich des Mittelhauptes an der Südböschung auf Ordinate $+ 16,0$ im Sommer 1923 angeordnet wurde. Die Batterie enthielt zwei Maschinen und entnahm ihren Kies aus dem östlichen Teil der Baugrube selbst aus einer etwa 15000 m^3 fassenden Restmenge, welche von der Ausbaggerung der eigentlichen Fun-dierungsgrube stehengeblieben war. Dieser Kies wurde in Muldenkippern auf Baugrubensohle senkrechten, selbsttätig oben in den Fülltrichter der Maschinen entleerenden Aufzügen zugeführt; die Bindemittel erhielt die Mischanlage dagegen mittels einer kleinen schiefen Ebene von dem Terrain auf $+ 25,50$. Die Maßnahme der Hilfsanlage erwies sich als sehr vorteilhaft, da sie es ermöglichte, größere Teile der Schleuse in Schleusenmitte im Parallelbetrieb mit den Abschnitten

zwischen Unter- und Mittelhaupt hoch zu bringen und gleichzeitig den restlichen Baugrubenaushub zu vollziehen, also einem doppelten Zweck diene.

Abb. 6 gibt ein Bild der Baugrube am Oberhaupt mit einem Teil der stehengebliebenen Kiesmenge. Das zum Betonieren ungeeignete Material dieses Restaushubes wurde

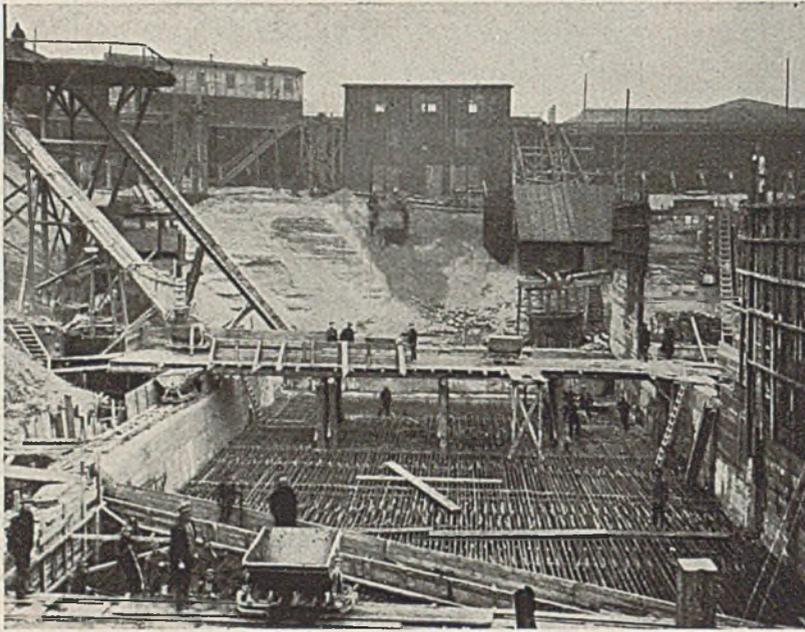


Abb. 7. Eiseneinlagen im Unterhaupt.

mit Kastenkippern auf 90 cm Spur abgefahren und zum teilweisen Hinterfüllen des Bauwerkes benutzt. Die Gleisanlagen mit Spitzkehre usw. hierfür sind auf dem gleichen Bilde links zu sehen. Im Hintergrund befindet sich eine kurze eiserne Spundwand am Fuß der Baugrubenböschung, welche zur Sicherung der letzteren dient, da sich gerade in diesem Teil der Böschung Wasseradern, vermutlich von undichten Stellen der Umschließungswand herrührend, vorfanden, welche bei fortschreitendem Restaushub den Bestand der östlichen Baugrubenböschung gefährdeten.

Zur Aufnahme von Biegungsspannungen, denen der Stampfbeton allein nicht gewachsen wäre, sind die Gründungsplatten der drei Schleusenhäupter mit schweren Rundeiseneinlagen bis zu rund 50 mm Durchmesser bewehrt. In Abb. 7 sieht man einen solchen Eisenrost des Unterhauptes im Lichtbild.

Die Wände der Kammermauern sowie der Schleusenhäupter sind von Ordinate + 19,0 aufwärts vorn mit Klinken verblendet. Zum Transport dieser Steine und des Mörtelmaterials sowie zum Heben von Schal- und Gerüstholz dienen vier in der Längsrichtung auf der Schleusensole laufende Turmdrehkräne, welche gleichzeitig die geringen Betonmassen des Schleusenbauwerkes, welche über dem Terrain auf + 25,50 liegen und somit durch ihre Schwerkraft nicht an ihre Verwendungsstelle gebracht werden können, heben. Die Leistungsfähigkeit dieser leichten Hebezeuge ist naturgemäß begrenzt. Für den vorliegenden Zweck genügen sie indessen vollkommen.

Über die Einschalungsarbeiten der Schleusenmauern und -häupter ist nichts zu sagen, da es sich hierbei um elementare Dinge des Betonbaues handelt. Die Form der Umläufe in den Häuptern wurde entsprechend ihrem mathematischen Charakter dadurch geschaffen, daß in genügend kleinen Abständen Querschnitte senkrecht zur Umlaufachse, welche im Unter- und Mittelhaupt eine ebene, im Oberhaupt da-

gegen eine Raumkurve bildet, in Form von Lehrbögen abgebunden, in richtiger gegenseitiger Lage durch einen Längsverband gehalten und mit schmalen Schalbrettern etwa parallel zur Umlaufachse benagelt wurden. Durch die Biegsamkeit der Schalung wurden die kleinen Unebenheiten, die aus dieser mathematisch immerhin noch rohen Annäherungsmethode resultierten, praktisch beseitigt. In Abb. 8 sieht man die auf diese Weise hergestellte fertig abgebundene Einschalung des Umlaufes im Oberhaupt kurz vor dem Betonieren.

Besonderes Interesse erweckt noch die Herstellung der Schleusensole, welche nach Angabe der Bauverwaltung in Form von sechseckigen Sohlenprismen erfolgen mußte, um die Nachteile einer durchgehenden Platte, welche Schwind- und Setzungsrisse, selbst bei Anordnung reichlicher Dehnungsfugen unterworfen wäre, auszuschalten. Diese sechseckigen Prismen wurden auf einer Kiesunterlage an Ort und Stelle mittels eiserner Formen, welche die Bauverwaltung zur Verfügung stellte, gestampft. Die Formbleche selbst sind nach genügender Zeit, sobald kein gegenseitiges Abbinden der Prismen untereinander mehr zu befürchten war, mit Hilfe einer auf einem eisernen Wagen längs und quer verfahrbaren Winde herausgezogen. Abb. 9 gibt ein anschauliches Bild dieser Einrichtung und beweist gleichzeitig die Möglichkeit einer sauberen Herstellung dieses Sohlenschutzes, der gewissermaßen als eine Art an Ort und Stelle hergestellten Pflasterung anzusprechen ist.

Die Leitwerke bestehen teilweise aus massiven Betonstützmauern, teilweise aus eisernen Spundwänden System Larben, welche letztere in durchaus solider Weise an einer rückwärts liegenden Ankerspundwand verankert werden. Abb. 10 zeigt den Rammvorgang des nördlichen Leitwerkes am oberen Vorhafen. Man erkennt auf dem Bilde die Hauptramme und gleichzeitig das Hilfsgerät zum Schlagen der Pfähle des Rammgerüsts. In sinnreicher Weise wurde der

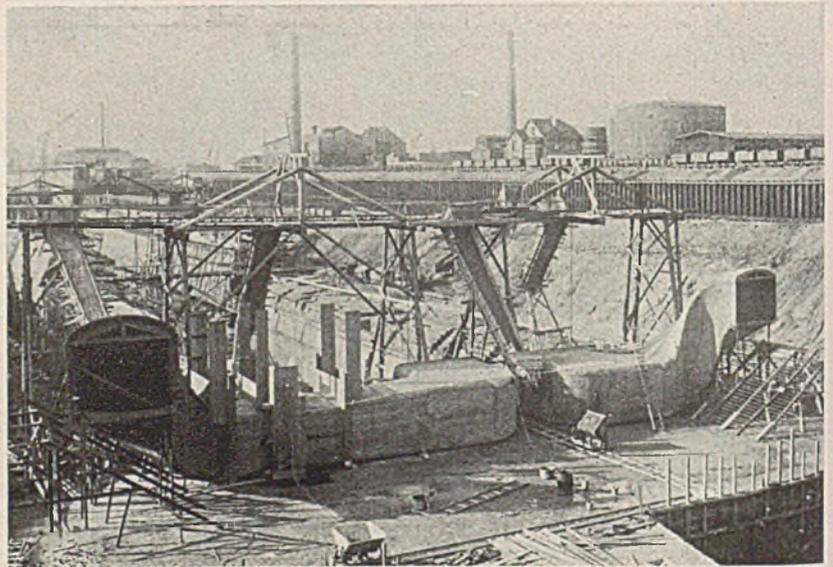


Abb. 8. Einschalung des Umlaufs im Oberhaupt.

saubere Anschluß der Leitwerksspundwand an die Bohlen der Umschließungswand hergestellt, indem mit Hilfe eines verbauten Schachtes letztere autogen, soweit nötig, aufgeschlitzt und die besonders konstruierte mit einem versteiften Blech vernietete Anschlußbohle der Leitwerkswand durch diesen Schlitz gerammt wurde, so daß der Betonkörper des Leitwerkes, welches an dieser Stelle aufhört, eine scharfe, durch das Stahlblech der Anschlußbohle gebildete senkrechte Kanten-

begrenzung findet. Die Leitwerksspundwand ist hier rund 15 m lang. Im unteren Vorhafen liegen die Verhältnisse insofern schwierig, als beim Freischachten der Umschließungswand diese des dann fehlenden passiven Erddruckes wegen durch eine umfangreiche über 30 m freitragende horizontale Konstruktion in mehreren Punkten abgefangen werden muß. Dieses Tragwerk ist im Zusammenhang mit der elastisch im Erdreich eingespannten eisernen Spundwand, deren wirtschaftlichste Stützpunkte in senkrechter Ebene zunächst erst errechnet werden, ein mehrfach statisch unbestimmtes Gebilde; sorgfältigste Überlegung aller hierbei in Frage kommenden Gesichtspunkte ist hierbei unerlässlich, denn die Hochwasser der Ruhr und des Rheines treten häufig und in kurzer Zeit ein, so daß die Spundwand den der Berechnung zugrunde gelegten Belastungen auch wirklich voll ausgesetzt wird; es schweben daher z. Z. noch Erwägungen zwischen der Bauverwaltung und der Unternehmerin, ob kein anderer Weg zur Herstellung dieses kleinen westlichen Stückes Sohlenpflasters gefunden werden kann, welcher diese großen Schwierigkeiten vermeidet. Von dem Umfang der Hochwasser geben Abb. 11 u. 12 eine Vorstellung, welche im September und November 1924 von der Ruhr- bzw. Wehrbrücke aus nach Osten zu aufgenommen wurden. Im Hintergrunde der Abb. 11 liegt das Ruhrwehr, dahinter verdeckt die Schleusenbaugrube. Der Erdhaufen links ist das Kiesdepot für den Beton der Schleuse. Die links und rechts befindlichen Kieselevatoren ankern am Ufer des eigentlichen Ruhrbettes. Alles übrige ist überflutetes Vorland.

Abbildung 12 wurde etwa zur Zeit des höchsten Wasserstandes, welcher während des Hochwassers des Rheins im Anfang November 1924 eingetreten ist, von der Wehrbrücke in der Richtung nach dem Oberhaupt zu aufgenommen. Man erkennt deutlich die tiefe, eingespundete Schleusenbaugrube — an der rechten Seite des Bildes liegt die Spundwand innerhalb des Hochwasserdammes — inmitten der sie umgebenden großen Wasserfläche der Ruhr, welche durch den Rückstau des Rheines hervorgerufen wurde. Am 6. November 1924 stieg das Wasser am oberen Vorhafen bis auf + 28,13; die

Bauausführung je zu leiden hatte. Nicht nur, daß, wie bereits erwähnt, Arbeitsdisposition und Baustelleneinrichtung fortwährenden Änderungen unterzogen werden mußten,

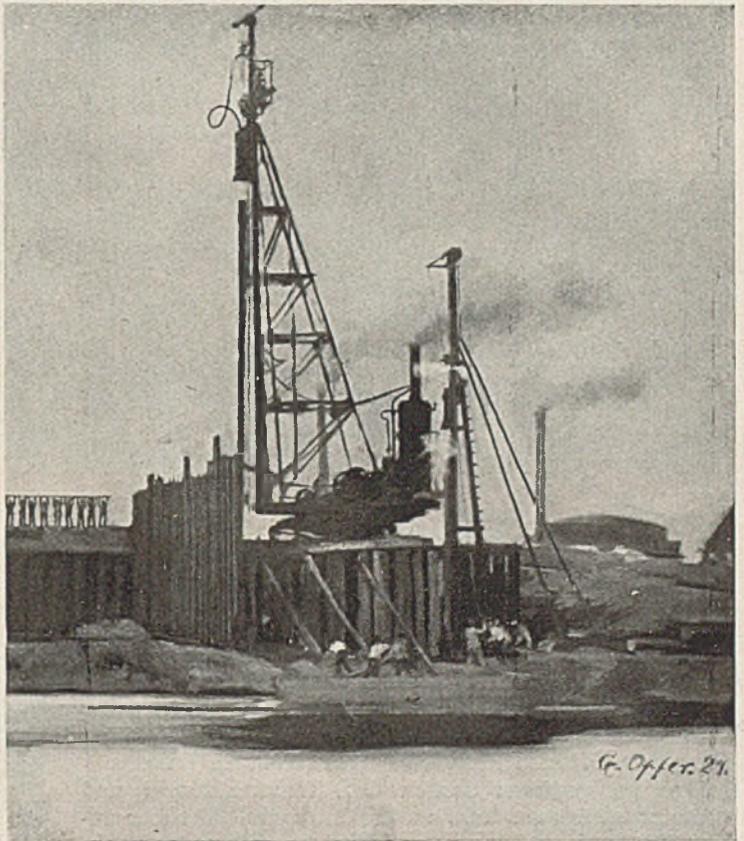


Abb. 10. Rammung der Leitwerksspundwand im oberen Vorhafen. (Nach einer Ölskizze von G. Opfer, Düsseldorf.)

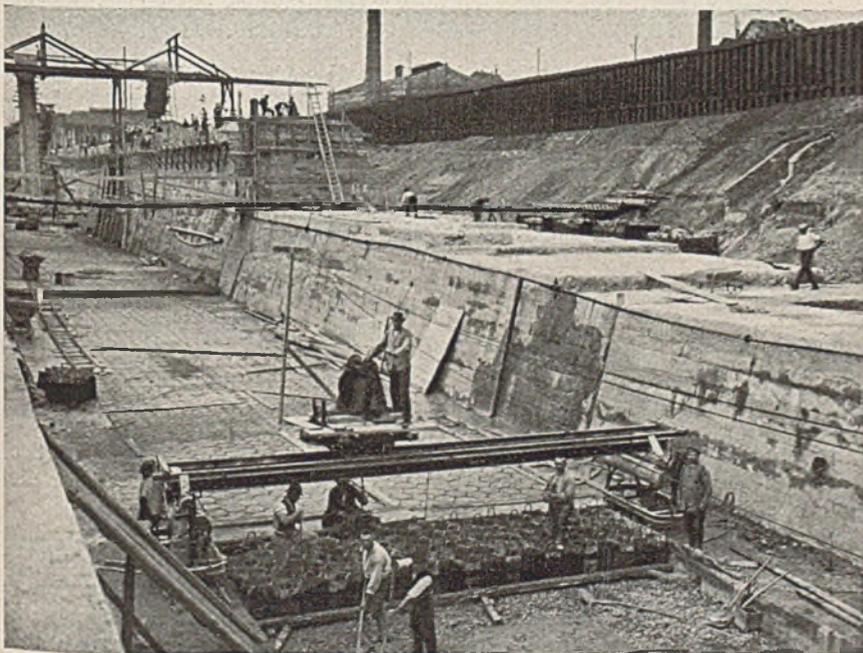


Abb. 9. Betonierung der Sohlenprismen.

Oberkante der Spundwand liegt auf + 29,00; der Höhenunterschied betrug demnach nur noch 0,87 m.

Die Ausführung des großen Ingenieurbauwerkes fällt in die irregulärsten Verhältnisse, unter welchen eine neuzeitliche

galt es auch, Mittel zu finden, um die unheilvollen Auswirkungen der extremen Zeitumstände auf die persönlichen Arbeitsleistungen soviel als möglich zu kompensieren. Sämtliche Arbeiten, welche allein durch die Einzelarbeit einer geschlossenen Kolonne ausgeführt werden können, wurden daher in reinem Akkord vergeben; gemischte Arbeiten außerhalb dieser Bedingungen kamen hierfür nicht in Frage, denn die Praxis zeigte, daß die Akkordanten in Fällen unvermeidlicher Störungen bei durcheinandergreifenden Betrieben Ansprüche infolge Erschwerens der Arbeit herleiteten, welche die Anwendung des reinen Akkordsystems unmöglich machten. Die hiermit gemachten Erfahrungen sind bislang gut; auch erreichen die Leistungen im allgemeinen wieder die Vorkriegswerte. Nebenher wird, und zwar hauptsächlich beim Betonieren, im Prämiensystem gearbeitet. Bei diesen Arbeiten mußte vom Akkord abgesehen werden, weil die Gefahr bestand, daß die Qualität der Arbeit bei dem Versuche, möglichst große Leistungen zu erzielen, leiden würde, und weil unvorhergesehen, von der Kolonne nicht zu vertretende Stockungen unausbleiblich sind. Um aber die Bindemittel und Zuschlagstoffe stets in ausreichender Menge an den

Mischmaschinen vorrätig zu haben, wird der Transportkolonne eine Prämie ausgesetzt, wenn es ihr gelingt, die erforderlichen Rohstoffe für einen Tagesbedarf an die Maschinen zu schaffen. Nur das Ausladen der Bindemittel aus Waggon und Schiff in die

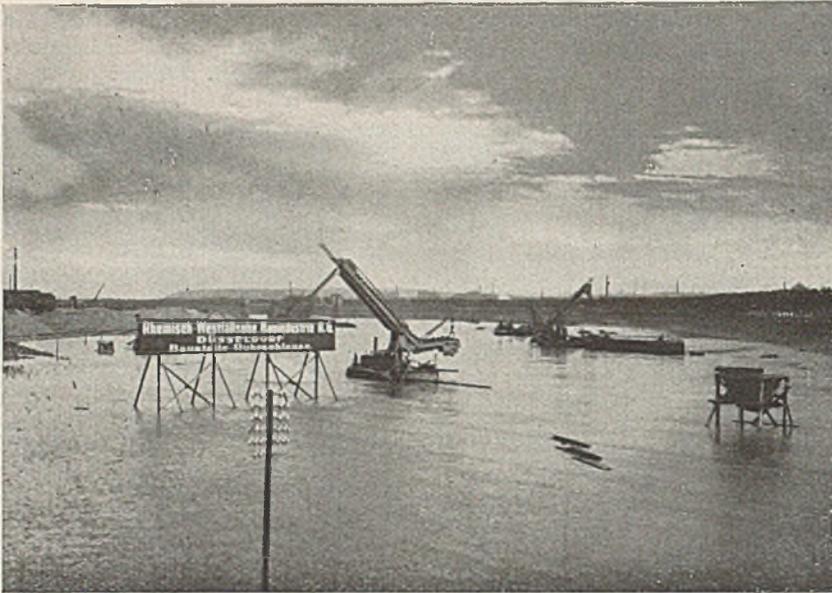


Abb. 11. Hochwasser im September 1924;
von der Ruhrbrücke (in Abb. 1 Lehrbrücke genannt) gen Osten gesehen.

Lagerschuppen ist wieder reine Akkordarbeit im Betonbetrieb. Auch hier hat sich gezeigt, daß die Arbeiter die Möglichkeit des erhöhten Verdienstes durch gesteigerte Leistung wahr zunehmen wußten.

Ich kann die Beschreibung der Bauarbeiten der Ruhrschleuse nicht abschließen, ohne die im Sommer 1924 aufgetretenen Zerstörungserscheinungen im Betongefüge an gewissen Stellen der Kammermauern und Häupter wenigstens kurz zu streifen, zumal hierüber unzutreffende Vermutungen und Ansichten in weite Fachkreise gedrungen sind. Vorweg sei bemerkt, daß lediglich Umstände, welche meine Firma als ausführende Unternehmerin des Bauwerkes nicht zu vertreten hatte, die Ursache dieser Zerstörungen gewesen sind. Nach meiner wissenschaftlichen Überzeugung sind hierbei drei Gründe zu unterscheiden, nämlich: Die Lieferung von zu frischem, nicht genügend abgelöschtem hydraulischem Kalk, die Lieferung von hinsichtlich der Abbindezeit nicht den Normen entsprechendem Portlandzement und die Verarbeitung von durch die chemischen Abwässer der Emscher usw. verunreinigten, an der Mündung der Ruhr in den Rhein gebaggerten Kiessand. Jede Ursache genügt für sich allein, um minderwertigen Beton zu liefern. Treten sie additionell auf, erhöht sich ihre negative

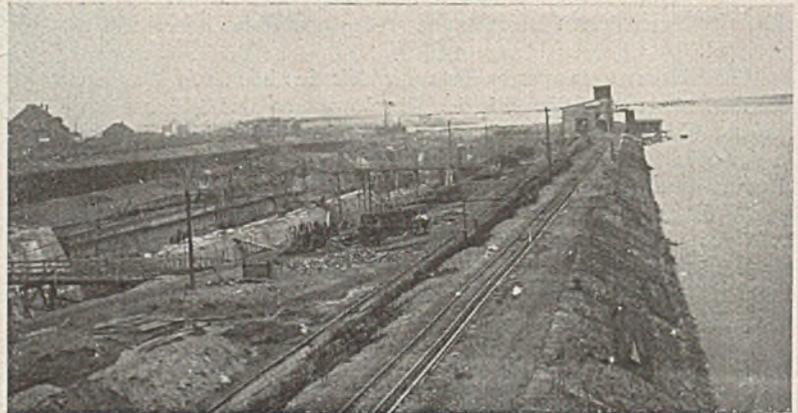


Abb. 12. Hochwasser im November 1924.

des Vorstehers des Staatlichen Kanalbauamtes Duisburg. Dem Kanalbauamt Duisburg ist die Kanalbauabteilung Essen übergeordnet.

Die Ausführung erfolgt durch die Rheinisch-Westfälische Bauindustrie A.-G., Düsseldorf.

DEUTSCHE HOCHWERTIGE PORTLANDZEMENTE.

Von Dr. Haegermann, Karlshorst.

Unter hochwertigem Portlandzement werden gegenwärtig Zemente mit hoher Anfangsfestigkeit verstanden. — Die Druckfestigkeiten sollen nach 3 Tagen bei Wasserlagerung der Probekörper mindestens 250 kg/cm^2 betragen d. h. mindestens die gleichen Festigkeiten sein, wie sie die Deutschen Normen für einheitliche Lieferung und Prüfung von Portlandzement nach 28 Tagen bei kombinierter Lagerung (1 Tag in feuchter Luft, 6 Tage in Wasser und 21 Tage an der Luft) verlangen. Für die Festigkeiten der höheren Altersklassen 7 bzw. 28 Tage sind bisher keine Mindestzahlen aufgestellt worden; sie übertreffen jedoch weit diejenigen der gewöhnlichen Handelsware.

In Deutschland gab es bereits lange Zeit vor dem Kriege Sonderportlandzemente, die als Selektorzement, Rotierzement usw. in den Handel kamen. Sie waren sorgfältig aus ausgesuchten Klinkern aufbereitet und wurden deshalb mit

einem geringen Aufpreis verkauft. Größere Mengen wurden s. Z. allerdings nicht abgesetzt, und so stellten die Werke die Anfertigung dieser Zemente wieder ein.

Auf die Anregung des Baurates M. Spindel waren im Jahre 1914 in Österreich einzelne Werke zur Herstellung hochwertiger Zemente übergegangen und bald darauf schlossen sich mehrere Schweizer Werke diesem Vorbild an. Spindel legte in Wort und Schrift die Vorteile der hochwertigen Zemente dar und hat zweifellos viel zur Einführung derselben beigetragen. Diese Qualitätszemente waren nach den österreichischen bzw. schweizerischen Normen geprüft, und die in den Prüfungszeugnissen angeführten Festigkeitszahlen erweckten in Deutschland berechtigtes Aufsehen. — Auf den Unterschied der Festigkeitszahlen der verschiedenen Prüfungsverfahren ist in letzter Zeit mehrfach hingewiesen worden, so daß ein weiteres Ein-

Auswirkung auf die Güte des Betons. Durch Übernahme der Kosten für Abbruch und Wiederherstellung des Betons hat die Bauverwaltung in anerkennenswerter Weise die Schuldlosigkeit der Unternehmerin an den Zerstörungserscheinungen dokumentiert. Mögen diese Zeilen die Veranlassung dazu geben, daß die Bauverwaltung als Lieferantin der Bindemittel und des Kiessandes das reiche, in ihren Händen befindliche Material über diesen rein wissenschaftlich hochinteressanten Fall der Öffentlichkeit zugänglich macht, damit auch die Bindemittelindustrie hierzu Stellung nehmen und ihrerseits Aufklärung geben kann. Gerade bei dem heute immer noch und auf grund mancherlei schlechter Erfahrungen mit Berechtigung vorhandenen Mißtrauen gegenüber der Güte gewisser Bindemittel ist eine öffentliche Erörterung dieses Falles auf rein wissenschaftlicher Grundlage durchaus am Platze.

Die Ruhrschleuse bei Duisburg ist eines der größten zurzeit in Deutschland in Ausführung begriffenen Ingenieurbauwerke. Die örtliche Bauleitung der Bauverwaltung liegt in den Händen

gehen überflüssig erscheint. Es sei nur erwähnt, daß die ausländischen Prüfungsverfahren etwa 20—25 vH höhere Werte liefern als das deutsche. Es wurden aber die Ergebnisse der ausländischen Prüfungsverfahren meist ohne weiteres auf die nach dem deutschen Verfahren erhaltenen übertragen, und dieser Irrtum, der auch von wissenschaftlicher Seite häufig gegangen wurde, hat zweifellos viel zu dem Wunsche beigetragen, hochwertige Zemente zu verarbeiten und in Deutschland beziehen zu können.

Die Frage der hochwertigen Zemente wurde eingehend behandelt gelegentlich der letzten Generalversammlung des Vereins Deutscher Portland-Zement-Fabrikanten (24.—26. März 1924); von Bedeutung waren die Ausführungen von Professor Gehler, Dresden, in denen die Gründe für die Forderung hochwertiger Zemente dargelegt wurden. Auch von anderen Wissenschaftlern und von Verbraucherkreisen, besonders vom Deutschen Beton-Verein (Dr. Petry, 27. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins, im April 1924) wurde die Herstellung hochwertiger Zemente gefordert. Die Vorteile der hochwertigen Zemente liegen in den hohen Anfangsfestigkeiten begründet, die es gestatten, Bauwerke früh dem Betriebe zu übergeben oder nach kurzer Zeit ausschalen zu können, wodurch der Fortschritt des Baues gefördert und an Schalungskosten gespart wird. Aber auch für besonders stark beanspruchte Bauteile kommt hochwertiger Zement in Betracht.

Die Deutsche Portlandzementindustrie hat sich diesen Forderungen nicht verschlossen, und es gibt z. Z. etwa 15 Werke, welche hochwertigen Portlandzement herstellen. Die Werke verteilen sich über ganz Deutschland. — In den Sommermonaten war eine erhebliche Überproduktion zu verzeichnen; der Verbrauch war im Verhältnis zu gewöhnlichem Portlandzement gering. Erst in jüngster Zeit ist eine Steigerung des Bedarfs eingetreten, und es steht zu erwarten, daß die guten Erfahrungen, die bisher mit deutschen hochwertigen Portlandzementen gemacht sind, zu ausgedehnter Verwendung führen werden. Der Überpreis von etwa 20 vH, welcher bedingt wird durch stärkeres Brennen, Verwendung bester Kohlen und erhöhte Mahlkosten, wird von der Verbraucherschaft als berechtigt anerkannt, zumal die hochwertigen Portlandzemente eine Gewähr für hohe 3- und 28tägige Festigkeiten bieten.

In den nachfolgenden Tabellen werden die Eigenschaften deutscher hochwertiger Zemente unter Angabe von Grenzwerten und Mittelwerten angeführt, um einen ersten Überblick zu gewähren.

1. Siebfeinheit.

Rückstand auf dem 4900 Maschensiebe:

niedrigster Wert	höchster Wert
0,9 vH	10,8 vH.
bei der Mehrzahl zwischen 3,5 vH.	

2. Litergewicht in kg:

eingefüllt		eingerüttelt	
niedrigster Wert	höchster Wert	niedrigster Wert	höchster Wert
0,961	1,069	1,628	1,765

3. Abbindeverhältnisse.

Die Abbindeverhältnisse waren normal; der Beginn lag bei etwa 2—4 Stunden; die Abbindezeit betrug höchstens 8 Stunden.

4. Raumbeständigkeit.

Normen- und beschleunigte Proben waren bei allen Zementen bestanden.

5. Druckfestigkeit 1:3.

Wasserlagerung.			
3 Tage		7 Tage	
niedrigster Wert	höchster Wert	niedrigster Wert	höchster Wert
253	370	337	438
Mittelwerte			
299		408	
Wasserlagerung		kombinierte Lagerung	
28 Tage		28 Tage	
niedrigster Wert	höchster Wert	niedrigster Wert	höchster Wert
443	615	507	636
Mittelwerte:			
511		581	

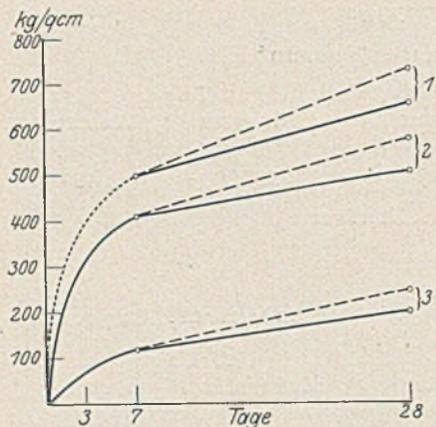
6. Zugfestigkeit 1:3.

Wasserlagerung			
3 Tage		7 Tage	
niedrigster Wert	höchster Wert	niedrigster Wert	höchster Wert
24,1	30,8	26,1	36,7
Mittelwerte:			
29,0		31,7	
Wasserlagerung		kombinierte Lagerung	
28 Tage		28 Tage	
niedrigster Wert	höchster Wert	niedrigster Wert	höchster Wert
32,5	42,3	36,7	49,1
Mittelwerte:			
35,6		41,8	

Es wurden ferner fünf deutsche hochwertige Portlandzemente nach den österreichischen Normen geprüft (Einschlagen der Probekörper mit der Fallramme unter Verwendung von deutschem Normensand), wobei folgende Festigkeiten ermittelt wurden.

Zement: deutscher Normensand = 1:3.

Wasserlagerung.			
7 Tage		28 Tage	
niedrigster Wert	höchster Wert	niedrigster Wert	höchster Wert
425	537	606	741
Mittelwerte:			
500		667	
kombinierte Lagerung			
28 Tage			
niedrigster Wert	höchster Wert		
685	780		
Mittelwerte			
727			



Die Tafel zeigt den Kurvenverlauf gemäß der Normenforderung (3) und den der mittleren Werte der hochwertigen Portlandzemente nach deutschem (2) und österreichischem Prüfungsverfahren (1).

Beim Vergleich der Mittelwerte mit den Normenforderungen von 120 kg pro cm² nach 7 und

200 bzw. 250 kg/cm² nach 28 Tagen lassen sich folgende Beziehungen aufstellen:

Die 3tägige Festigkeit liegt 20 vH über der Forderung für 28tägige kombinierte Lagerung und 50 vH über der für 28tägige Wasserlagerung oder sie beträgt das 2½fache der 7tägigen Festigkeit. Die 28tägigen Festigkeiten der hochwertigen Zemente betragen das 2⅓ bis 2½fache der entsprechenden Normenforderung. Zieht man die nach österreichischem Verfahren ermittelten Zahlen heran, so beträgt der Mittelwert für 7 Tage (500) mehr als das 4fache und für die 28tägigen Festigkeiten etwa das 3fache der geforderten Normenfestigkeiten.

Die vorstehende Zusammenstellung gibt ein Bild von der Güte der deutschen hochwertigen Portlandzemente, und die Prüfungsergebnisse nach dem österreichischen Verfahren zeigen, daß die deutschen Erzeugnisse den ausländischen vollkommen gleichwertig sind.

EISENBETONBAUTEN FÜR DEN BERGBAU.

Von Oberingenieur F. Lange und Ingenieur W. Clouth, Düsseldorf.

In den letzten Jahren haben sich im Bergbau, teils durch die im Kriege notwendig gewordene Sparsamkeit und teils zur Verwertung von neuen Erfindungen, Industrien gebildet, die sich mit der Gewinnung von Nebenprodukten aus der Steinkohle befassen. Ganz besondere Bedeutung gewann der Koks auf dem Wirtschaftsmarkt. Es lag daher sehr nahe, dieses Produkt aus der Steinkohle möglichst billig zu gewinnen. Die im nachfolgenden beschriebene Koksgewinnungsanlage ist nun so eingerichtet, daß zum Betrieb derselben jede menschliche Arbeit, ausgenommen die Bedienung der Maschinen und Apparate, ausgeschaltet wird und hierdurch die Anlage gegenüber den früher verwendeten einen durchaus wirtschaftlichen Betrieb darstellt. Von der Herstellungskosten dieser Anlage entfällt ein großer Teil auf die Bauten, die für die Umbauung der Maschinen und Apparate und die Beförderungs- und Umschlagsanlagen für die Roh- und Fertigprodukte erforderlich werden. Der Charakter dieser Bauwerke, ausgenommen die Koksofenbatterie, ist derart, daß sich hierfür der Eisenbeton in besonders wirtschaftlicher Form verwenden läßt. Diese Zweckmäßigkeit des Eisenbetons hat sich die Bauherrin bei den hier behandelten Anlagen ergiebig zunutze gemacht.

I. Koksgewinnungsanlage auf Zeche Kaiserstuhl II in Dortmund.

1. Zweck und Grundrißanordnung der Anlage.

An Bauwerken für diese Anlage, die zur Gewinnung von Nebenprodukten aus der Steinkohle wie Koks, Benzol, Gas usw. dient, wurden errichtet: Ein Kohlenturm, zwei Koksofenbatterien, und zwar zu beiden Seiten des Kohlenturmes, ein Kokslöschurm, eine Kläranlage, ein Koks-bunker mit Aufzug und Aufzugsgrube und ein Kamin. Sämtliche Bauwerke mit Ausnahme der Koksöfen wurden in Eisen-

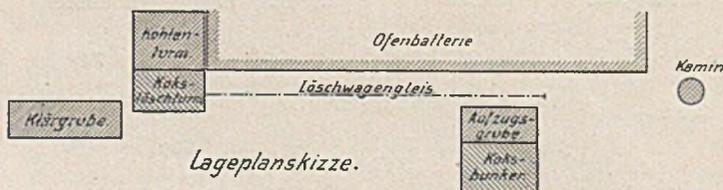


Abb. 1.

beton ausgeführt, der Kamin wurde in Betonhohlsteinen mit Eiseneinlagen hergestellt. Aus Abb. 1 ist die Lage der einzelnen Bauten zueinander zu ersehen, Abb. 2 zeigt eine Gesamtaufnahme der Anlage.

Der Arbeitsvorgang von der Übernahme der Steinkohle bis zur Abgabe des Kokes ist folgender:

Die Beschickung des Kohlenturmes wird mit Transportband direkt vom Schacht aus bewirkt. Unter dem Boden des Bunkers im Kohlenturm befindet sich in gleicher Höhe mit Oberkante der Koksöfen eine Zwischenbühne, auf welcher mit einer elektrischen Kohlenzuführungsmaschine dem Bunker

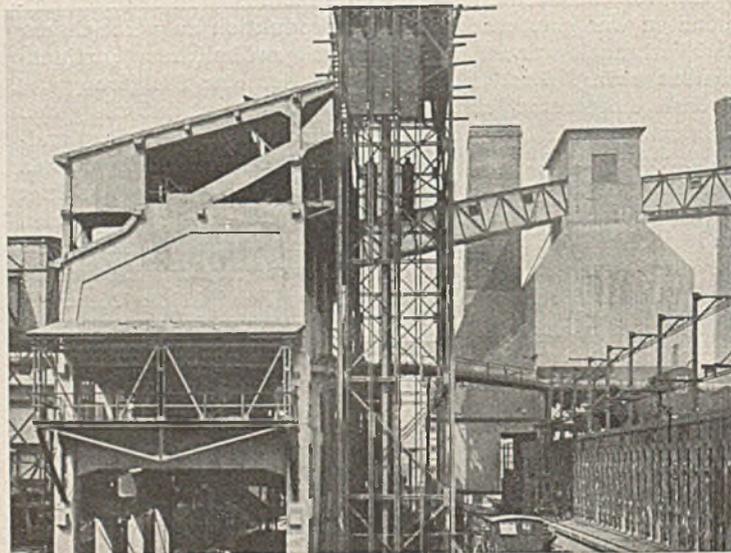


Abb. 2. Gesamtaufnahme der Anlage.

die Kohle entnommen und den Koksöfen zugeführt wird. Der in den einzelnen Öfen gewonnene glühende Koks wird mittels der Ausstoßmaschine aus den Öfen direkt in einen schweren, elektrisch betriebenen eisernen Wagen gedrückt und unter den neben dem Kohlenturm befindlichen Kokslöschurm befördert. Hier erfolgt die Berieselung und Abkühlung des Kokes durch eine im Kokslöschurm eingebaute Berieselungsanlage. Der von dem Kokslöschwagen aufgenommene abgekühlte Koks wird nun zum Aufzug des Koks-bunkers gebracht, in die Aufzugsbehälter gestürzt, hochgezogen und über die Rutsche in den Koks-bunker geschüttet. Dann erfolgt mit einer maschinellen Anlage die Sortierung des Kokes nach den verschiedenen Körnungen und anschließend hieran die Verladung in die unter dem Koks-bunker anfahrenen Waggons. Das abfließende Wasser der Berieselungsanlage wird mittels Sammelrinne in die Kläranlage geführt; der sich beim Durchlaufen der Anlage vom Wasser absondernde Schlamm wird mit einem Elevator hochgezogen, das Wasser wird in zwei Becken geklärt und durch eine Pumpenanlage zur weiteren Verwendung abgepumpt.

sichtigung der Reibung an den Bunkerwänden durchgeführt ist.

Die Zwischenbühne ist als Rippendecke mit den unter γ) angegebenen Lasten berechnet.

Die erforderlichen Flächen der Streifengründung sind

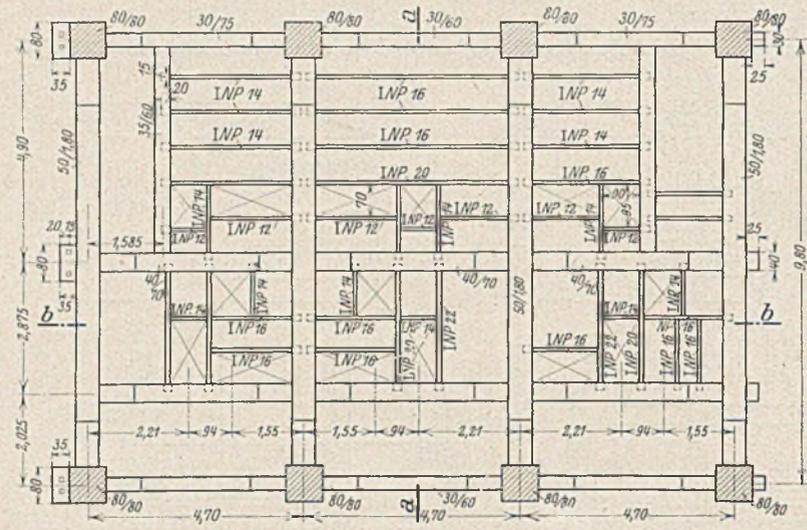


Abb. 8. Grundriß des Koksbunkers.

löschturmes. Die Gründung wurde wie das ganze Bauwerk in Eisenbeton hergestellt. Die Bunker-Innenflächen sind unter Zusatz von Basaltgrus wasserdicht geputzt.

b) Der Kokslöschurm (Abb. 3—5). Die Gesamthöhe desselben über Hüttensohle beträgt 35 m. Besonders zu berücksichtigen bei diesem Bauwerk war, einen Beton herzustellen, der genügend Haltbarkeit bietet gegen die durch das Abkühlen des glühenden Kokes mit Wasser entstehenden heißen Dämpfe, die sich in dem unteren trichterförmigen Teil des Bauwerkes sammeln und dann durch den Schlot abziehen. Um die Haltbarkeit zu gewährleisten, wurden die statisch ermittelten Stärken durchweg größer gewählt, und um Risse zu vermeiden, erhielten sämtliche Wände eine besondere Bewehrung zur Aufnahme der Wärmespannungen. Als Zuschlagsstoff zum Zement wurde Splitt aus vulkanischem Gestein (Basalt) verwendet. Damit den heißen Dämpfen an den Innenflächen keinerlei Angriffsflächen geboten werden, sind dieselben mit einer Mischung 1 : 2 aus Zement und Basaltgrus geputzt und geglättet. Der Fußboden ist aus Stampfbeton mit daraufliegenden gußeisernen Platten im Gefälle hergestellt; die seitliche Rinne sammelt das Löschwasser und leitet es der anliegenden Kläranlage zu. Das auf dem Boden befestigte Gleis nimmt die Kokslöschwagen auf.

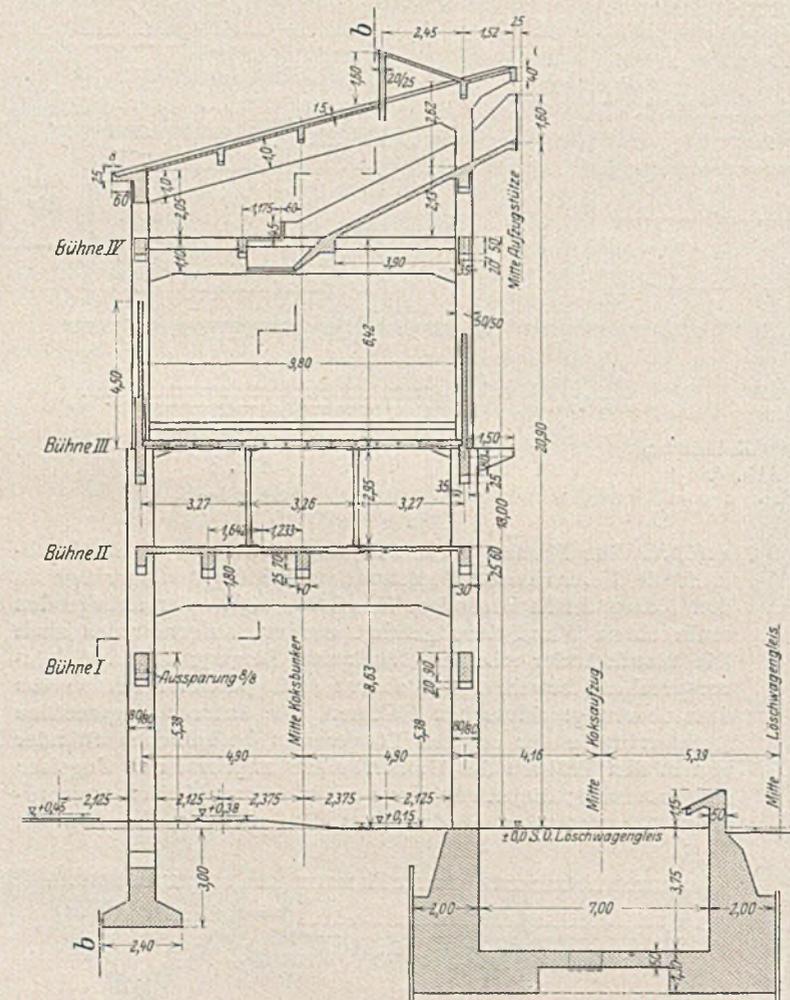


Abb. 9. Querschnitt a-a mit Aufzugsgrube.

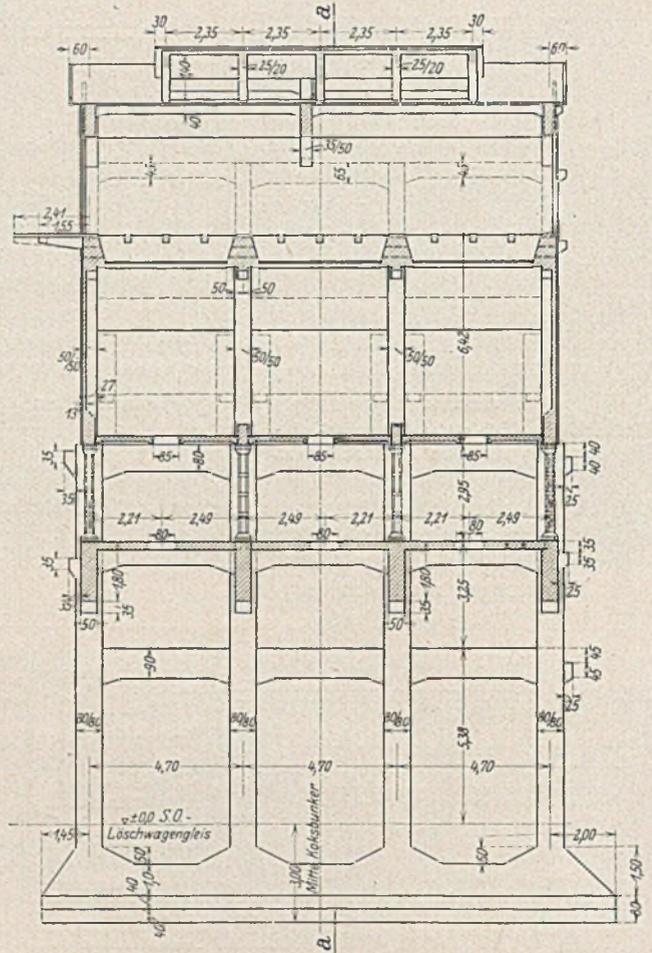


Abb. 10. Längsschnitt b-b.

berechnet unter Berücksichtigung der senkrechten Lasten des Kohlenturmes und der Windlasten für die aus Probelastungen ermittelte zulässige Bodenpressung. Die größere Breite der Gründung an der Seite des Kokslöschturmes ergab sich aus Konsolen aufgenommenen Eigengewichtslasten des Koks-

c) Die Kläranlage (Abb. 6 u. 7). Das schmutzige Wasser von der Löschstation läuft zuerst in den trichterförmigen Behälter A, in welchem sich der gröbere Teil des Kohlenschlammes absetzt und mit einem hier eingebauten Elevator hochgezogen wird. Durch den Überlauf B gelangt das Wasser in

die Klärbecken C. Das geklärte Wasser wird mit den in Raum D untergebrachten Pumpen zur weiteren Verwendung abgepumpt. Böden und Wände der gesamten Anlage sind in bewehrtem Beton hergestellt, die Innenflächen sind wasserdicht geputzt.

d) Der Koksunker mit Aufzugsgrube (Abb. 8-10). Der in vorbeschriebener Anlage gewonnene Koks wird mit den Koks löschwagen der Aufzugsgrube zugeführt und

welche Flacheisen zur Verbindung des Aufbaues mit einbetoniert sind, in Höhe von 63,60 m über Hüttensohle aus vorher angefertigten Betonformsteinen mit Flacheiseneinlagen in senkrechter Richtung, welche die im Querschnitt entstehenden Zugspannungen aufnehmen und mit Beton umhüllt sind, in runder Form hergestellt. Abb. 13 zeigt die Arbeitsweise dieser Ausführungsart.

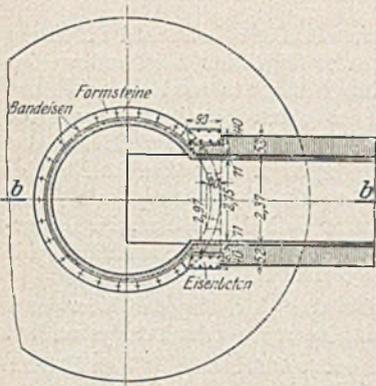


Abb. 11.

Grundriß a-a des Betonstein-Kamines nach „System Nast“.

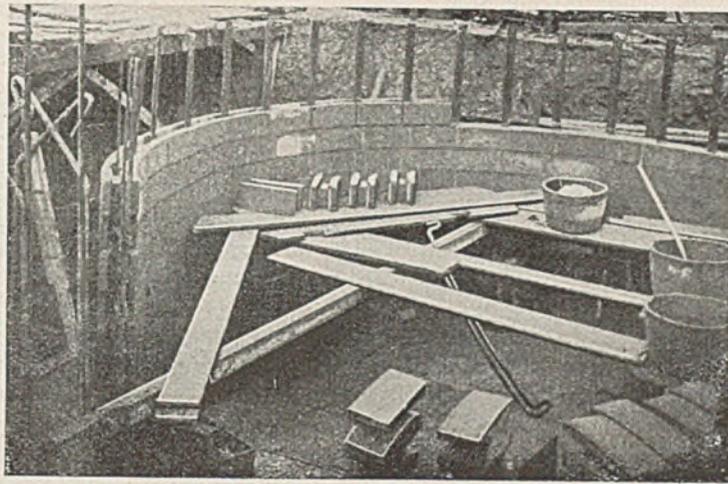


Abb. 13. Darstellung der Arbeitsweise.

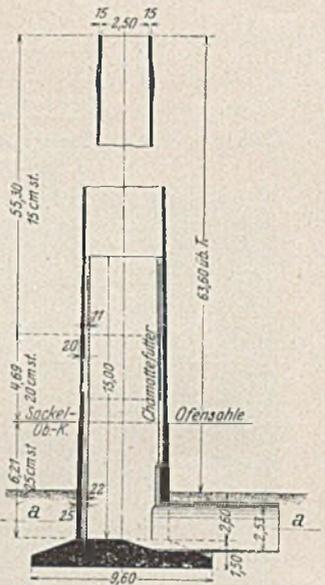


Abb. 12. Aufriß b-b.

von hier durch Aufzug, welchem die Grube zugleich als Gründung dient, auf die Rutsche in 20,90 m Höhe gehoben. Die Rutsche und der Bedienungsgang werden von der Tragkonstruktion der Bühne IV aufgenommen, die Oberfläche der Rutsche ist zum Schutz gegen zu starke Abnutzung durch den fallenden Koks mit 5 cm starken, gußeisernen Platten abgedeckt. Auf der Bühne III wird der anfallende Koks gelagert und von hier durch die Sortierungsmaschinen auf Bühne II auf die unter dem Bunker anfahrenen Waggonen abgelassen. Für die Bühne I, welche bei späterer Erweiterung eingebaut werden soll, ist die Tragkonstruktion mit vorgesehen.

Alle Tragteile der Gründung und des Aufbaues sind mit Ausnahme der Bühne II und III in Eisenbeton ausgeführt. Bühne II wurde teilweise in I-Trägern mit Betonkappen hergestellt, weil die Anordnung einer großen Anzahl Öffnungen die Ausführung in Eisenbeton unwirtschaftlich machte; die Ausführung der Bühne III erfolgte deswegen in Eisen, weil sie bei späterer Erweiterung entfernt werden soll.

Die Dachkonstruktion ist mit den üblichen Rahmenbindern und Balken mit dazwischen gespannter Dachhaut ausgeführt. Ein Oberlicht dient zur Entlüftung und Abführung der noch vorhandenen Koks dämpfe.

Die Aufzugsgrube, welche mit Unterkante Gründung etwa 2 m im Grundwasser liegt, ist zwischen Holzspundwänden gegründet und mit betonbewehrter Sohle und Stampfbetonwänden ausgeführt. Die Wände sind als Stützmauern zur Aufnahme des seitlichen Erddruckes und der Lasten einer Staatsbahnlokomotive bzw. des schweren Koks löschwagens untersucht. Die an der Ofenseite sich befindende Rutsche dient zum Abgleiten des vom Löschwagen in den Aufzug fallenden Kokes. Die Innenflächen der Grube sind mit einem wasserdichten Putz versehen.

e) Der Kamin, ausgeführt nach „System Nast“ (Abb. 11-13), dient zur Abführung von Gasen aus der Koks ofenbatterie. Der Kamin ist auf einer Eisenbetongründung, in

Die aufgehenden Flacheisen werden mit Schrauben untereinander verbunden, da die hier vorliegende Verbundbauweise mit kleinen Betonquerschnitten eine Zuweisung der Haftspannung nicht gestattet.

Zur Vermeidung von Zerstörungen am Beton durch die

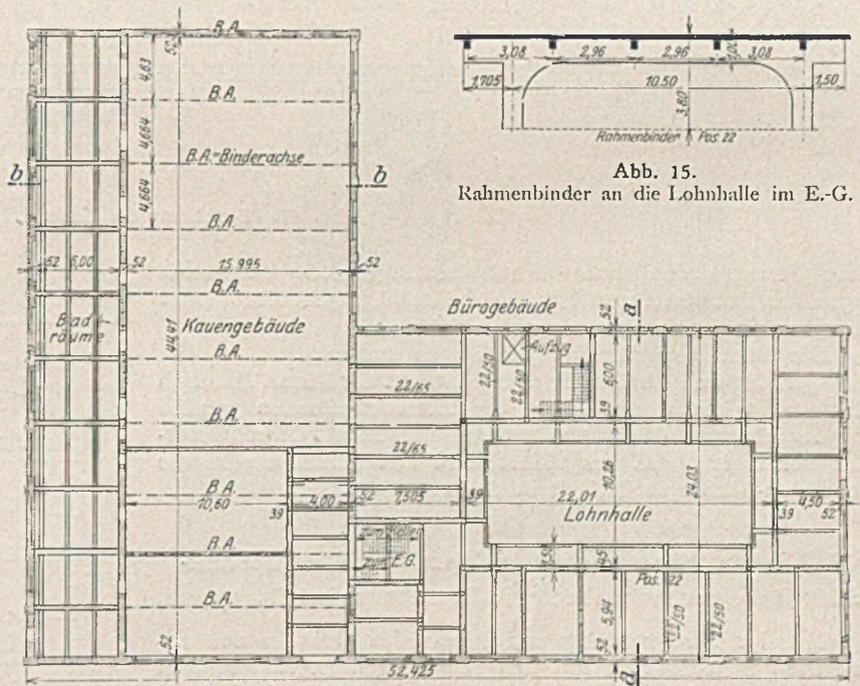


Abb. 14. Grundriß in Höhe der Erdgeschoßdecke.

vom Rauchkanal eintretenden heißen Gase wurde der untere Teil des Kamins bis 15 m Höhe mit einem Chamottefutter versehen.

Die Bauweise dieses Kamins gestattet gegenüber einer solchen in Mauerwerk und reinem Eisenbeton eine verhältnismäßig schnelle Herstellung; außerdem wird mit dieser Verbundbauweise eine Konstruktion erzielt, die dem Eisenbeton



Abb. 15. Rahmenbinder an die Lohnhalle im E-G.

Das Erd- und 1. Obergeschoß sind für die verschiedenen Bureaus der Betriebsleiter und Meister und für Magazine aufgeteilt, im Dachgeschoß sind Registratur und Aktenräume untergebracht.

Der in der Mitte des Bureaugebäudes angeordnete Lichtthof von etwa 220 m² Grundfläche, beginnend im Erdgeschoß, wird als Lohnhalle verwendet. Ein in Höhe der Erdgeschoßdecke 1,50 m auskragender Umgang gestattet den besonderen Zugang zu den einzelnen Räumen des 1. Obergeschosses. Das in der Dachdecke eingebaute Oberlicht sorgt für eine gute Belichtung und Entlüftung der Halle.

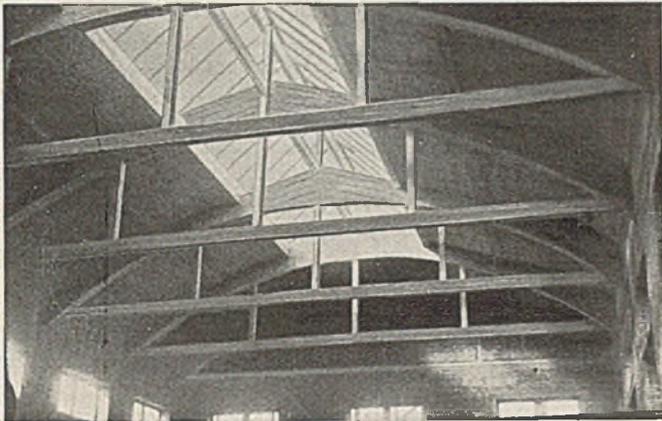


Abb. 19. Dach des fertigen Kauengebäudes.

b) Beschreibung der Konstruktionen.

Die Gründungen wurden in Beton, die Decken, Unterzüge und Dächer in Eisenbeton und die Umfassungs- und Innenwände tragend in Ziegelmauerwerk hergestellt.

Die rd. 16 m breite Kauenhalle überspannt ein Eisenbetondach von mansardenartiger Form, dessen Haupttragkonstruktion als Zweigelenbogen mit Zugband und Hängesäulen berechnet und ausgeführt wurde. Zur Lastverteilung auf die Mauerpfeiler wurde als Bogenaufleger ein durchgehender Eisenbetonbalken angeordnet (Abb. 16). Als Besonderheit ist die Bewehrung der Knotenpunkte vom Druckgurt und Zugband anzusehen, wobei die Verankerung des Zugbandes vollkommen mit Rundstahl durchgeföhrt ist; die Eiseneinlagen des Zugbandes sind so stark gewöhlt, daß sie nur mit 900 kg/cm² beansprucht werden (Abb. 17). Um nach dem Ausschalen die statische Form des Bogens zu erhalten, wurde eine Überhöhung desselben von 2,5 cm im Scheitel bei der Einrüstung gewöhlt, welche aus der Dehnung des Zugbandes, der Pressung des Bogens und aus dem Setzen des Lehrgerüstes errechnet wurde. Als Nutzlast wurde die Belastung aus Wind und Schnee auf die Dachhaut und 100 kg/m² Grundfläche für Kleideraufzüge auf die Zugbänder zugrunde gelegt.

Die Binder des seitlichen Waschraumdaches wurden als freiaufhängende Träger unter Berücksichtigung der Aussparungen berechnet.

Das Bureaugebäude weist außer den Dachbindern über der Lohnhalle und der Überspannung der Öffnung zwischen Lohnhalle und Kassenraum keine Besonderheiten hinsichtlich der Konstruktionen auf.

Um genügend Öffnungshöhe zu erreichen, wurde die 10 m lange Öffnung zwischen Lohnhalle und Kassenraum im Erdgeschoß mit einem Zweigelenkrahmen mit beiderseitigen Kragarmen überspannt (Abb. 15) und zur Entlastung im 1. Obergeschoß über vorgenanntem Rahmen ein ebensolcher angeordnet.

Der 10,65 m weit gespannte Dachbinder der Lohnhalle (Abb. 18), welcher mit seiner Unterkante wagerecht verläuft, wurde zur Verminderung des Eigengewichtes und des besseren

Aussehens wegen mit Aussparungen versehen und dementsprechend berechnet und bewehrt.

Die Innenflächen sind dem Zwecke der einzelnen Räume entsprechend behandelt, die Außenflächen sind mit Fugenputz versehen.

2. Gründungen von zwei Kühltürmen in Eisenbeton (Abb. 20 u. 21).

Beide Gründungen für Kühltürme mit je 1500 m³ Stundenleistung wurden zugleich mit dem Kauen- und Bureaugebäude

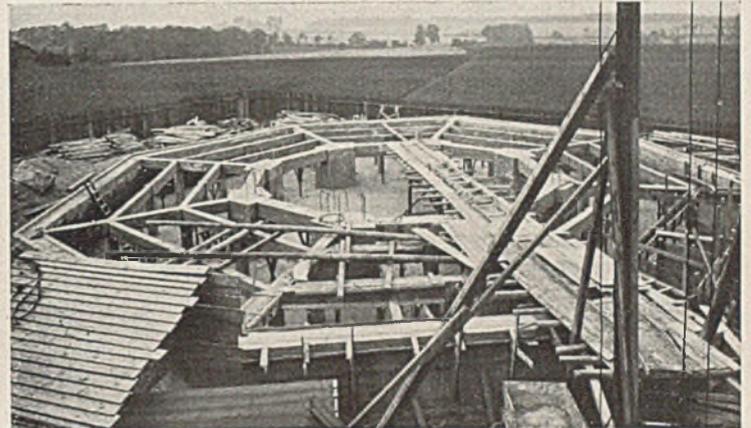


Abb. 20. Fertiger Kühlturmunterbau in Eisenbeton.

ausgeföhrt. Die Herstellung sämtlicher Bauteile einschließlich der Gründungsplatte erfolgte in Eisenbeton. Die seitlichen Wände sind für Wasserdruck von innen und Erddruck berechnet. Die 7 m hohen Eisenbetonstützen dienen zur Aufnahme der Lasten des Aufbaues und der Windkräfte auf

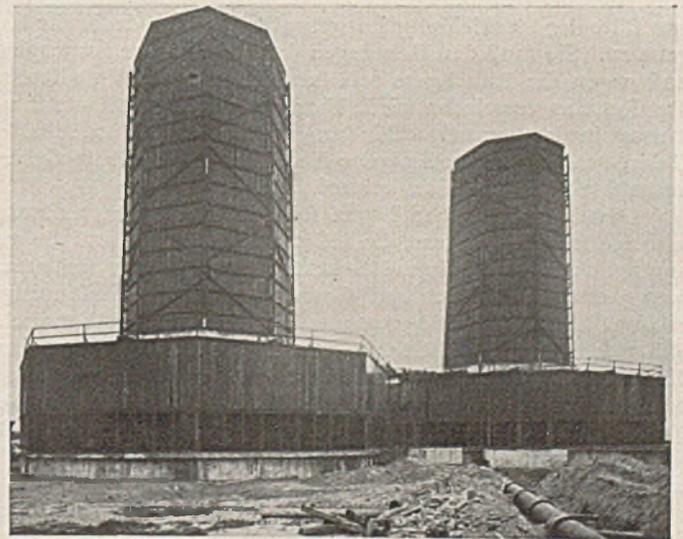


Abb. 21. Die fertigen Kühltürme.

dem Turm. Die gesamten Innenflächen einschließlich der Träger sind wasserdicht geputzt.

Die Ausführung erfolgte im Jahre 1922.

Entwurf der Gesamtanlage: Dipl.-Ing. Kesten in Essen, Konstruktion und Ausführung der Eisenbetonarbeiten: Rheinisch-Westfälische Bauindustrie A. G. in Düsseldorf, Konstruktion und Ausführung der Kühleraufbauten: Otto Estner in Dortmund.

ÜBER DIE AUSKLEIDUNG VON DRUCKSTOLLEN MIT BESONDERER BERÜCKSICHTIGUNG DER VERWENDUNG EINER ELASTISCHEN DICHTUNG¹⁾.

Von Dr.-Ing. Walch, Oberingenieur der Siemensbauunion G. m. b. H. Kdt.-Ges., Berlin.

1. Die Aufgaben der Druckstollenauskleidung.

Beim Bau von Druckstollen nahm man sich bis vor kurzem sowohl für den Vortrieb wie auch für die Auskleidung den Tunnelbau zum Vorbild, wo man bereits seit vielen Jahrzehnten durch die mächtige Entwicklung des Eisenbahnbaues Gelegenheit hatte, Erfahrungen aller Art in reichstem Maße zu sammeln.

Für den Vortrieb konnte man die dort üblichen Bauweisen ohne weiteres auch hier beibehalten, es wurden nur in den meisten Fällen unbedeutende Änderungen in der Vortriebsmethode dadurch bedingt, daß das Profil eines Druckstollens fast immer erheblich kleiner ist als das eines Eisenbahntunnels. Dies bedeutet jedoch, solange wenigstens ein gewisser Grenzwert nicht unterschritten wird, eine Vereinfachung, insbesondere da die hier vorkommenden Längen meist geringer sind, als bei vielen der modernen Eisenbahntunnels, so daß sich Erschwernisse in der Lüftung, der Förderung usw. trotz der Querschnittsverkleinerung nicht allzu stark bemerkbar machen. Dazu kommt noch als weiterer Vorteil, daß man bei Anordnung von Druckstollen, die nicht wie ein Eisenbahntunnel Teile einer großen, weit ausgedehnten Anlage sind, bei der Linienführung in gewissem Umfange unabhängiger ist von Rücksichten auf andere Teile der Anlage und mehr darauf achten kann, daß nach Möglichkeit nur standfestes Gebirge durchfahren wird. Durch den dadurch häufig ermöglichten Wegfall der Verzimmerung wird der Vortrieb in hohem Maße erleichtert. Anders jedoch liegen die Verhältnisse bei der Auskleidung. Hier ist es nicht zugänglich, ohne weiteres die Erfahrungen des Tunnelbaues auf den Druckstollenbau zu übertragen und die dort erprobten Bauweisen auch hier anzuwenden. Im Tunnelbau fällt der Auskleidung im wesentlichen eine dreifache Aufgabe zu. Sie muß den Fels gegen den Einfluß der Atmosphäre und gegen die Rauchgase schützen, damit eine Verwitterung des Gesteins vermieden wird. Ferner muß sie den Eintritt von Wasser in den Tunnel verhindern, wozu noch bei druckhaftem Gebirge als wichtigste Aufgabe die Aufnahme der vom Gebirge ausgeübten Kräfte hinzukommt.

Dieselben Aufgaben liegen im Stollenbau vor, außerdem jedoch auch noch andere, die äußerst wichtig sind und die man anfänglich nicht genügend beachtet hatte, deren Bedeutung man jedoch allmählich auf Grund ungünstiger Erfahrungen erkannt hatte. Es ist verwunderlich, daß man trotz mancher Mißerfolge, den Ursachen derselben nicht schon lange nachging, dieselben vielmehr auf besonders ungünstige örtliche Verhältnisse oder Ausführungsfehler zurückführte. Erst einige größere Fehlschläge mahnten dazu, dem Druckstollenbau und der Frage der Auskleidung dieser Stollen größere Aufmerksamkeit zu schenken.

Im Gegensatz zum Tunnel muß der Druckstollen den Innendruck des durch ihn geleiteten Wassers aufnehmen, gleichzeitig muß aber die Auskleidung so dicht sein, daß Wasserverluste vermieden werden. Diese beiden Aufgaben, die hier zu den bereits im Tunnelbau vorhandenen noch hinzukommen, können nicht ohne weiteres von einer im Tunnelbau üblichen Auskleidung erfüllt werden.

Durch den Innendruck werden einerseits in radialer Richtung durch die Auskleidung Druckkräfte auf das Gebirge übertragen, andererseits treten aber in der Auskleidung selbst in tangentialer Richtung Zugkräfte auf, deren Größe davon abhängig ist, wie weit die Auskleidung selbst unter dem Wasser-

druck sich zusammendrückt und wie weit das Gebirge nachgibt, so daß die Auskleidung Bewegungen mitmachen muß.

Wäre das Gebirge vollständig starr und es würden unter dem auftretenden Wasserdruck keinerlei Bewegungen im Gebirge eintreten, so würden die Zugspannungen in der Auskleidung — abgesehen von den geringen Spannungen infolge Zusammendrückbarkeit der Auskleidung — gleich Null sein.

Mit diesem theoretischen Fall kann jedoch nicht gerechnet werden, er wird in Wirklichkeit nie vorhanden sein, denn jedes Gebirge ist elastisch und innerhalb gewisser Grenzen zusammendrückbar. Sind diese Bewegungen auch nur sehr gering — Bruchteile von Millimetern —, so genügen sie doch, um ganz beträchtliche Spannungen in der Auskleidung hervorzurufen.

Dazu kommt noch, daß selbst bei gutem Gebirge fast stets stellenweise mit Einlagerung eines weichen Gesteins zu rechnen ist. Ferner sind in jedem Gebirge Klüfte vorhanden und es bilden sich bei den Ausbruchsarbeiten Sprengrisse. Dabei ist vor allen Dingen noch zu beachten, daß die einzelnen Gebirgsarten sich den Sprengarbeiten gegenüber verschieden verhalten, außerdem die Wahl des Sprengstoffes eine wesentliche Rolle spielt. Je brisanter der Sprengstoff, desto weiter wird sich die Wirkung im stehenbleibenden Gestein noch bemerkbar machen und dort Zerstörungen, Sprengrisse usw. hervorrufen.

Fast bei jedem Gestein wird eine derartige „Zerrüttungszone“ vorhanden sein, abgesehen von einem sehr festen, kluffarmen Gebirge. Bei brüchigem und klüftigem Gebirge wird sich eine solche Zone stärker herausbilden, in dünnschiefriem Gestein wird eine Aufblätterung stattfinden, während bei grobgeschichtetem Fels die Ausdehnung der Zerrüttungszone davon abhängig sein wird, ob die Bohrlöcher senkrecht oder parallel zur Schichtung liegen. Im ersten Falle wird sie erheblich kleiner sein als im zweiten.

Weiter spielt hier der Umstand eine Rolle, ob Wasserandrang vorhanden ist oder nicht, und wie weit derselbe durch die Sprengarbeiten zurückgedrängt wird. Auch hierdurch treten geänderte Verhältnisse ein, die u. U. zu Bewegungen Anlaß geben. Alle diese Ursachen rufen Bewegungen auf einem kurzen Stück der Auskleidung hervor, da an solchen Stellen dem Innendruck nicht der gleiche Widerstand entgegengesetzt wird wie bei gutem Gebirge. Diese Bewegungen sind wohl noch schädlicher als solche, die durch die Zusammendrückbarkeit des Gesteins hervorgerufen werden, da sie meist noch größer sind und das Schließen der Klüfte und Sprengrisse wohl meist nicht gleichmäßig vor sich geht, sondern ruckartig.

Aber nicht nur, daß das Gebirge Veranlassung gibt zu irgendwelchen Bewegungen der Auskleidung, die zu Undichtigkeiten führen, die Auskleidung selbst ist nicht vollständig gleichartig in ihrer Zusammensetzung, es sind auch hier oft schwache Stellen vorhanden, die leicht zu Bewegungen und Ribbildungen Anlaß geben. Es sei hier nicht auf schlechte Stellen hingewiesen, die infolge schlechter Arbeit auftreten, sie können bei guter Aufsicht zum größten Teil vermieden, wenn auch nicht vollständig ausgeschaltet werden. Es sind hier vor allen Dingen die Nahtstellen gemeint, die durch den Arbeitsvorgang bedingt sind und die auch bei sorgfältigster Arbeit schwache Stellen bleiben werden. Selbst bei besonderer Einlage von Eisen an diesen Stellen, sowie durch Herstellen der Auskleidung in einzelnen und in sich geschlossenen Ringen wird dieser Übelstand nur teilweise vermieden.

Wichtiger aber ist es noch, daß es nie gelingen dürfte, an allen Stellen einen vollständig dichten Anschluß der Auskleidung an das Gebirge zu erreichen, insbesondere auf der Firststrecke besteht die Gefahr, daß Hohlräume bleiben. Durch

¹⁾ Die Schriftleitung fordert die Fachkollegen, die andere Ansichten vertreten als der Autor, auf, zu der zeitgemäßen und wichtigen Frage Stellung zu nehmen.

sorgfältige Arbeit lassen sich zwar die Hohlräume vermindern und verkleinern, aber nicht aus der Welt schaffen. Das nachträgliche Hinterspritzen der Auskleidung mit Zementmörtel verbessert zwar den Anschluß zwischen Gebirge und Auskleidung, wie aber nachträgliche Ausbesserungsarbeiten und besondere Feststellungen gezeigt haben, ist doch stets, wenn auch nur an einzelnen Stellen, mit solchen schädlichen Hohlräumen zu rechnen.

Auch das Schwinden des Betons beim Erhärten gibt Anlaß zur Bildung von Hohlräumen zwischen Auskleidung und Gebirge. Es ist allerdings nicht zu verkennen, daß im allgemeinen im Stollenbau das Schwindmaß ein geringeres sein wird, da die feuchte Luft sowie die Gebirgsfeuchtigkeit das Abbinden und Erhärten des Betons nur langsam vor sich gehen lassen.

In neuester Zeit hat man auch festgestellt, daß der Einfluß der niedrigen Temperatur, des durch den Stollen fließenden Wassers, zu beträchtlichen Spannungen in der Auskleidung und in dem die Auskleidung umgebenden Gebirge Anlaß gibt. Diese Erscheinung ist von großer Bedeutung, insbesondere bei längeren und tiefliegenden Stollen. Sie gilt naturgemäß auch für Freigefällestellen, wo sie bisher noch nie beachtet worden ist, aber sicherlich auch zu schädlichen Spannungen führen kann.

Die Größe der Bewegungen, die bei Druckstollen eintreten können und die die Auskleidung ohne Schaden zu nehmen aushalten muß, läßt sich im Voraus nicht festlegen. Ein Bild darüber wird man sich erst machen können, wenn nach Ausbruch des Stollens Versuche ausgeführt werden, für die man sich die schlechtesten Stellen aussuchen muß. Im allgemeinen kann man wohl sagen, daß bei gutem Gebirge die Bewegungen nur einige Millimeter oder sogar nur Bruchteile von Millimetern betragen werden, ein scheinbar geringes Maß, da aber doch schon genügt, um große Schäden hervorzurufen.

Derartige Versuche sind bisher leider nur wenige ausgeführt und bekannt geworden, so daß hier kurz die im Stollen Amsteg gewählte Versuchsanordnung beschrieben sei. Eine Spannsäule, die im Gebirge eingelassen ist, trägt eine Nickelscheibe von etwa 20 cm Durchmesser. Eine Anzahl von Stäben ist mit dem einen Ende ins Gebirge eingelassen, so daß das andere Ende, das eine Achatspitze trägt, sich auf der Nickelscheibe befindet. Treten nun Bewegungen im Gebirge ein, so werden sie durch Kratzer der Achatstifte auf der Nickelscheibe wiedergegeben. Dabei war die Scheibe von außen drehbar, so daß sie zwischen den einzelnen Drucksteigerungen etwas verschoben werden konnte. Dadurch erhielt man keinen fortlaufenden, gleichmäßigen Linienzug, man konnte vielmehr die Bewegungen bei den einzelnen Drucksteigerungen feststellen.

Die Gründe, die zu irgendwelchen Bewegungen in der Stollenauskleidung Anlaß geben können, sind also mannigfaltige, der größte Teil läßt sich auch nicht durch irgendwelche Sorgfalt bei der Herstellung vermeiden.

Es ist somit bei der Druckstollenauskleidung die Aufgabe zu lösen, entweder eine Auskleidung zu finden, die imstande ist, die hier geschilderten Bewegungen mitzumachen, ohne daß Risse auftreten, die zu Undichtigkeiten Anlaß geben, bezw. die trotz vorhandener Risse in einem Teil der Auskleidung noch dicht bleibt, oder aber es muß durch irgendwelche Maßnahmen das Gebirge so gefestigt werden, daß Bewegungen unmöglich werden, bezw. so klein bleiben, daß sie unschädlich sind.

Beide Wege sind bereits verfolgt worden. Ehe wir jedoch darauf näher eingehen, sollen die bisherigen Auskleidungen näher betrachtet und untersucht werden, wieweit sie den an sie gestellten Aufgaben gerecht wurden.

2. Die bisherigen Arten der Auskleidung.

a) Einfache Stampfbetonauskleidung mit Zementputz und u. U. einem dichtenden Innenanstrich.

Diese Art der Auskleidung ist die ursprünglichste und lehnt sich wohl am engsten an den Tunnelbau an, da man bei Druckstollen die im Tunnelbau noch häufiger als die Stampfbeton-

auskleidung anzutreffende Auskleidung mit Mauersteinen nie zur Anwendung gebracht hat. Auf den Stampfbetonmantel, dessen Stärke abhängig ist von der Gebirgsbeschaffenheit und dem Stollendurchmesser und im allgemeinen zwischen 15 und 35 cm schwankt, wird meist zur Erhöhung der Dichtigkeit eine 1–2 cm starke Putzschicht aus Zementmörtel aufgebracht, die im fetten Mischungsverhältnis hergestellt wird. In vereinzelt Fällen hat man zur weiteren Verbesserung der Dichtigkeit einen Anstrich von Siderosthen oder einem ähnlichen Mittel vorgesehen.

Die Herstellung des Stampfbetonmantels erfolgt in verschiedener Weise: Entweder in der Reihenfolge: Seitenwände, Decke und Sohle, oder auch Sohle, Seitenwände und Decke. Beide Methoden haben in der Herstellung ihre Vor- und Nachteile, im Endergebnis sind beide wohl als gleichwertig anzusprechen. Anders dagegen mit einer dritten Arbeitsweise, die bis jetzt infolge ihrer Umständlichkeit nur selten angewendet wurde: Die Herstellung in geschlossenen Ringen, die in einem Stück ohne Unterbrechung des Arbeitsvorganges betoniert werden. Die Güte der Auskleidung gewinnt sicher bei dieser Arbeitsweise, da die schwachen Nahtstellen, von denen sonst vier, manchmal sogar sechs vorhanden sind, vermieden werden. Die Kosten sind allerdings auch höhere, da insbesondere die Herstellung der Sohle, die sonst unter Zuhilfenahme von Schablonen erfolgen kann, erheblich schwieriger ist, da die Arbeiten durch die bereits aufgestellten Lehren behindert sind. Auch ist der Arbeitsfortschritt geringer, da nur ein kürzeres Stück auf einmal in Angriff genommen werden kann und die Arbeitsstelle räumlich beschränkt ist, im Gegensatz zu den anderen Herstellungsweisen, wo mehrere getrennte Arbeitsstellen gleichzeitig in Angriff genommen werden. Wenn man trotzdem neuerdings Stollen nach diesem Verfahren auskleidet, z. B. den Schwarzenbachstollen für den zweiten Ausbau des Murgwerkes in Baden, so ist das als ein Zeichen dafür anzusehen, daß man erkannt hat, daß der Güte der Stollenauskleidung die allergrößte Bedeutung beizulegen ist.

Fast ohne Ausnahme werden heute bei allen Druckstollen Zement einspritzungen hinter der Betonauskleidung vorgenommen. Die Erfahrung hat gelehrt, daß nur auf diese Weise ein einigermaßen guter Anschluß der Auskleidung an das Gebirge erreicht werden kann, der die Voraussetzung für den Erfolg jeder Auskleidung ist. Bei der Ausführung dieser Arbeit ist vor allen Dingen darauf zu achten, daß die einzelnen Einspritzöffnungen nicht zu weit auseinanderliegen, da sonst die Zementmilch nicht an alle Stellen vordringen kann, bezw. an die entfernter liegenden Stellen nur noch Wasser hinkommt, da der Zement bei den engen Zwischenräumen zwischen Gebirge und Auskleidung abfiltriert wird.

b) Auskleidung mit Formsteinen.

In manchen Fällen ist man auch dazu übergegangen, an Stelle der Stampfbetonauskleidung Formsteine zu nehmen, in der Hauptsache, um den Schwierigkeiten bei dem Stampfen des Betons aus dem Wege zu gehen. Da diese sich besonders auf der Firststrecke bemerkbar machen, lag es nahe, gerade hier Formsteine zu verwenden, im übrigen aber bei der bisherigen Auskleidung zu bleiben. Es finden sich jedoch auch Ausführungen ganz aus Formsteinen. Auch hier dürfte ein Hinterspritzen unter allen Umständen erforderlich sein.

c) Eisenbetonauskleidung.

In einigen Fällen, wo der Gebirgsdruck besonders stark war, wendete man auch eine Eisenbetonauskleidung an, deren Herstellung jedoch ziemlich schwierig ist und die sich auch nicht billig stellt, da man, um nicht zu starke Risse im Beton zu erhalten, mit den Eisenspannungen nicht sehr hoch gehen kann. Theoretisch dürfte man ja, wenn man dem Beton Zugspannungen von 15 kg/cm² als Höchstmaß zumuten will, was mit den Versuchen im allgemeinen übereinstimmt, nicht höher als auf das 15-fache gehen, entsprechend dem Verhältnis der Elastizitätsmoduln von Eisen und Beton, also bis etwa 225 kg

pro cm². Daraus geht ohne weiteres hervor, daß der Eisenbeton hier nicht wirtschaftlich wäre. Man ist daher neuerdings mehr und mehr davon abgegangen, Eisenbeton für sich allein zur Stollenauskleidung zu verwenden.

d) Torkretauskleidung.

Die Verwendung von Torkret hat in den letzten Jahren mehr und mehr im Druckstollenbau zugenommen. Es ist auch sicher nicht zu verkennen, daß manche Eigenschaften des Torkretbetons sowie seine Herstellungsweise für diesen Verwendungszweck günstig sind. Vor allen Dingen die höhere Elastizität gegenüber dem gewöhnlichen Beton, die größere Dichtigkeit und die höhere Festigkeit, ferner der Vorteil der schalungslosen Herstellung, all diese Umstände lassen Torkret geeignet erscheinen, im Stollenbau eine Rolle zu spielen.

Torkret allein für sich ist nur in einigen Fällen angewendet worden, meist bei Stollen, die nur einen geringen Innendruck aufzunehmen hatten, vor allem aber nur auf solchen Stollenstrecken, die durch standfestes und trockenes Gebirge führten. Erwähnt sei hier z. B. der Heimbachstollen in Württemberg, ein Stollen von 6 km Länge, der zum größten Teil nur einen Torkretüberzug erhalten hat. Das Gestein —

Buntsandstein — war standfest und im allgemeinen trocken, so daß sich hier das Torkretverfahren mit gutem Erfolg anwenden ließ. Das Gebirge erhielt hier nur einen Überzug von 3 bis 4 cm Stärke, so daß also kein regelmäßiges Profil geschaffen wurde (Abb. 1). In hydraulischer Hinsicht entsteht dadurch kein Nachteil, da die Wassergeschwindigkeit hier nicht sehr groß ist, so daß keine schädliche Wirbelbildung sich bemerkbar macht, außerdem das Profil, da es, für die ursprünglich vorgesehene Stampfbetonauskleidung ausgebrochen, größer ist, als bei der Schaffung einer glatten Fläche bei Stampfbeton. Auch in der Schweiz ist neuerdings ein derartiger Torkretüberzug allein

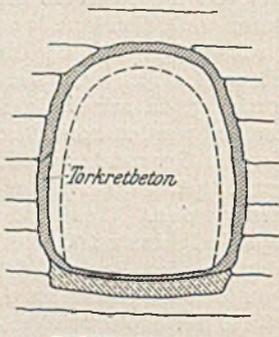


Abb. 1. Stollen mit Torkretauskleidung. (Die gestrichelte Linie deutet die ursprünglich vorgesehene Auskleidung in Stampfbeton an.)

zur Ausführung gekommen und hat sich, so weit jetzt bekannt ist, gut bewährt. (An einigen Stellen im Stollen Klosters-Küblis.)

Im allgemeinen findet man jedoch im Druckstollenbau Torkret häufiger im Zusammenhang mit Stampf- und Eisenbeton. Hier will man dann meist nur beim Putz die große Dichte des Torkretbetons ausnutzen oder die schalungsfreie Herstellung von Eisenbeton ermöglichen, vermeidet aber den bei Schaffung eines regelmäßigen Profils sonst auftretenden Nachteil, daß die Unebenheiten des Gebirges mit großen Mengen Torkretbetons ausgefüllt werden müssen, was zeitraubend und umständlich ist, da Torkret nur in verhältnismäßig dünnen Schichten auf einmal geblasen werden kann. Diese kombinierten Auskleidungen sollen noch eingehender behandelt werden, da sie im neueren Druckstollenbau eine große Rolle spielen.

e) Kombinierte Auskleidung.

Man kann im neueren Druckstollenbau mehrere Arten dieser Auskleidungen finden, denen allen ein und derselbe Gedanke zugrunde liegt. Das Gebirge erhält eine Auskleidung aus Stampfbeton, der die Aufgabe zufällt, den Gebirgsdruck aufzunehmen, deren Stärke also entsprechend der Gebirgsbeschaffenheit gewählt wird und bei der kein so großer Wert auf Dichtigkeit gelegt wird, als dies bei reinen Stampfbetonauskleidungen angenommen wird. Stets wird aber dieser äußere Betonmantel sorgfältig hinterspritzt, um ein festes Anliegen am Gebirge zu erhalten und so die Bewegungen bei Auftreten von Innendruck auf ein Mindestmaß zu reduzieren.

Auf diese Betonunterlage, die bei gutem Gebirge so schwach gehalten wird, daß gerade ein regelmäßiges Profil hergestellt ist, wird eine Zementputzschicht aufgebracht, zu deren Herstellung meist das Torkretverfahren gewählt wird. Innerhalb dieser Putzschicht wird noch ein Eisenbetonmantel hergestellt, entweder aus Torkretbeton oder auch aus Stampfbeton, dessen Bewehrungsstärke abhängig ist von dem inneren Wasserdruck und auch von dem Widerstand, den das Gebirge der Auskleidung bietet, also von der Güte des Gebirges. Er wird meist nicht so stark bewehrt, daß er den ganzen Wasserdruck aufnehmen kann, da der innere Mantel in seinen Bewegungen durch den äußeren Betonmantel und das Gebirge gehindert wird.

Eine eindeutige Berechnung der erforderlichen Eisenmengen dürfte wohl nicht möglich sein, wenn auch verschiedene Berechnungsmethoden aufgestellt worden sind. Da aber kein Gebirge einem mathematischen Gesetz gehorchen wird, ist ihnen kein allzu großer praktischer Wert beizumessen, insbesondere, da sie alle die Bestimmung von irgendwelchen Beiwerten erfordern, die naturgemäß sehr verschieden gewählt werden können und die das Ergebnis sehr stark beeinflussen. Außerdem sind die Einflüsse, die sich rechnerisch nie erfassen lassen werden, wie Hohlräume, Einlagerungen schlechten Gesteins, Sprengrisse usw. von großer Bedeutung und werfen jede noch so sorgfältige Berechnung über den Haufen. Man ist also hier auf Erfahrungen angewiesen und muß eine Bewehrungsstärke wählen, die eine gewisse Sicherheit in sich trägt.

Von der eben geschilderten Auskleidung sind die verschiedensten Abarten zur Ausführung gekommen bzw. vorgeschlagen worden. So wurden z. B. beim Partensteinstollen in Österreich an Stelle der Stampfbetonauskleidung an druckhaften Stellen Formsteine gewählt, die in der Ausführung, besonders beim Auswechseln der Verzimderung, Vorteile aufwiesen. Bei anderen Ausführungen verzichtete man gänzlich auf die Putzschicht und begnügte sich mit der Dichtung durch die innere Eisenbetonschicht, wie z. B. beim Stollen des Kraftwerkes Amsteg.

Ausgeführt sind derartige kombinierte Auskleidungen besonders in der Schweiz, so bei den Stollen der Kraftwerke Klosters-Küblis, Amsteg und Wägital, aber auch, wie bereits erwähnt, in Österreich (Partenstein) und in Deutschland (Walchenseec).

3. Die bisher im Druckstollenbau gemachten Erfahrungen.

Die bisher im Druckstollenbau gemachten Erfahrungen sind leider keineswegs durchaus günstig. Es sind zahlreiche Stollen bekanntgeworden, bei denen starke Wasserverluste aufgetreten sind, die z. T. so stark waren, daß sie sogar zu einer Stilllegung des Werkes führten. Außer diesen schweren Mißerfolgen weisen aber eine große Anzahl von Druckstollen ständig Wasserverluste auf, die sich nur aus dem Grunde weniger bemerkbar machen, und auf die demgemäß weniger geachtet wird, weil bei diesen Werken genügend Wasser zur Verfügung steht und sich auch sonst keine weiteren schädlichen Nebenerscheinungen durch das aus dem Stollen entweichende Wasser eingestellt haben. Nicht unerwähnt sei in diesem Zusammenhange, daß bei manchen Stollen im Laufe der Zeit eine Besserung eingetreten ist. Zu erklären ist dieser Umstand damit, daß sich die Risse in der Auskleidung allmählich vollgesetzt haben mit feinen Sinkstoffen, die das Wasser mit sich geführt hat.

Es darf vielleicht kurz hier noch die Frage gestreift werden, was aus solchen beschädigten Stollen geworden ist. Z. T. hat man versucht, sie durch irgendwelche Ausbesserungsarbeiten dicht zu bekommen, z. T. hat man die Anlage so abgeändert, daß der Stollen ohne oder nur mit geringem Druck in Betrieb ist. Letzteres ist z. B. der Fall beim Stollen des Kraftwerkes Engelberg bei Luzern und beim Ritomstollen, von dem noch gleich die Rede sein soll. Ausbesserungsarbeiten hat man unter anderem in Herlandsfoß, im Rondoutstollen der Catskill-Wasserleitung, beim Biaschinawerk vorgenommen, z. T. durch

Einbau von einem eisernen Rohre, z. T. durch Abdichten mit Jutestreifen. Alle diese Arbeiten sind naturgemäß außerordentlich teuer, bedingen dazu noch eine längere Betriebsstilllegung und der Erfolg ist oftmals ein sehr ungewisser.

Einen der größten Mißerfolge stellt das Ritomwerk dar, bei dem die Inbetriebnahme nicht vollzogen werden konnte, da sich durch die starken Wasserverluste bei der Probefüllung ein Bergrutsch einstellte, der glücklicherweise ohne schlimme Folgen blieb. Gerade dieser Stollenufall gab Veranlassung, die ganze Frage der Stollenauskleidung eingehend zu untersuchen. Die Ergebnisse dieser Feststellungen sind äußerst wertvoll und haben dem Druckstollenbau neue Wege gewiesen. So ist der Ritomstollen zu einem Grenzstein geworden in der Geschichte des Druckstollenbaues. Man kann deutlich eine Periode unterscheiden vor dem Ritomunfall und eine nach diesem.

Man hat jetzt klar erkannt, daß eine einfache Stampfbetonauskleidung, sollten nicht ganz besonders günstige Verhältnisse vorliegen, den an einen Druckstollen zu stellenden Anforderungen in keiner Weise genügt, selbst nicht, wenn die heute als selbstverständlich anzusehende Forderung eines kreisförmigen Querschnittes erfüllt ist.

Als Folge dieser Erkenntnis ist man heute mehr und mehr zu der vorgeschilderten kombinierten Auskleidung übergegangen. Die damit gemachten Erfahrungen sind erheblich günstiger, wenn sich auch herausgestellt hat, daß nicht in allen Fällen eine solche Auskleidung genügt.

Wenn daher in den letzten Jahren Mißerfolge nicht mehr so häufig aufgetreten sind, so ist dies zum größten Teil der Anwendung der neuen Auskleidung zuzuschreiben, aber auch der besonderen Sorgfalt, mit der heute derartige Stollenauskleidungen ausgeführt werden. Außerdem aber werden heute wohl sämtliche Druckstollen vor Inbetriebnahme sorgfältigst abgepreßt, so daß man vor Überraschungen in jeder Hinsicht geschützt ist.

4. Versuche mit den bisher üblichen Stollenauskleidungen.

Leider sind bisher nur wenige ausführliche Veröffentlichungen über die vielen Versuche mit Druckstollen erschienen, die insbesondere in der Schweiz und in Österreich vorgenommen worden sind.

Zwei Versuchsreihen sind besonders bemerkenswert:

- a) die Versuche im Amsteger Stollen in der Schweiz,
- b) die Versuche im Stollen des Spullerseeerwerkes in Österreich, wozu noch
- c) Modellversuche kommen.

a) Versuche im Stollen der Wasserkraftanlage Amsteg.

In Amsteg hat man auf Grund der Nachricht des Unfalles im Ritomstollen den Stollen zuerst in noch unausgekleidetem Zustand dem Wasserdruck ausgesetzt und dabei festgestellt, daß in den Strecken, die durch Gneis und Granit führten, bei Drücken bis zu 4–5 at die Wasserverluste sehr gering waren. In den übrigen Strecken wurden Ringe aus Mauerwerk hergestellt, die hintspritzt und verputzt wurden. Ihre Stärke wechselte entsprechend der Gebirgsbeschaffenheit von 25 bis 70 cm. Alle diese Probestrecken sind frühzeitig gerissen, und zwar bei einem Druck von etwa 3 at.

Es wurde dann eine Auskleidung ausprobiert, bei der zuerst ein Mantel aus Kunststeinen hergestellt wurde, der mit Zementmörtel hintspritzt wurde. Auf diesen Mantel wurde ein 30 cm starker doppelt armerter Eisenbetonring eingebracht, der noch mit einer Putzschicht von 2 cm Stärke überzogen wurde. Diese Probestrecke wurde wegen ihrer umständlichen Herstellung nicht weiter durchgeführt, über das Ergebnis einer Prüfung ist nichts bekannt geworden.

Schließlich wurde noch eine Auskleidung erprobt, die sich als ausreichend erwiesen hatte und die für den Stollen bei-

halten wurde. Es wurde dabei, nachdem die Klüfte geschlossen waren, ein Stampfbetonring hergestellt, und zwar in einem Stück, also ohne Arbeitsfugen in der Längsachse des Stollens. Dann verlegte man eine Eisenbewehrung, die durch einzelne Eisen, die im Stampfbeton eingelassen sind, gehalten wurde. Die Armierung wurde mit einer 7 cm starken Torkretschicht überzogen. Von einem besonderen Putz sah man ab, vielmehr wurde die Torkretschicht nur geglättet. Die Hinterspritzung des Betons wurde erst nach vollständiger Fertigstellung der Auskleidung vorgenommen. Das Ergebnis der Versuche war ein gutes, da bei einer Drucksteigerung bis einige Meter über den Betriebsdruck nur geringe Wasserverluste eintraten. Auf guten Gebirgsstrecken konnte der Druck sogar bis auf 8 at gebracht werden.

b) Versuche im Spullerseeestollen.

Neben und nach diesem Versuche in der Schweiz wurden zahlreiche Versuche im Spullerseeestollen vorgenommen, deren Ergebnis von denen in Amsteg z. T. beträchtlich abweicht. Die einfachen Betonauskleidungen versagten, einerlei welches Verfahren zur Anwendung kam. Bei einem Versuch z. B. wurden Sohle und Seitenwände aus Stampfbeton hergestellt, die Firststrecke jedoch aus Betonformsteinen. Die Zwischenräume zwischen Fels und Formsteinen wurden mit Kies ausgefüllt und die noch übrigbleibenden Hohlräume nachträglich noch mit Beton ausgespritzt. Dieser Versuch sowohl wie auch ein zweiter mit der gleichen Auskleidung, jedoch noch einem dreifachen Inertolanstrich auf der Innenfläche hatte ein negatives Ergebnis, so wurde hier nur ein Druck von 2 at erreicht.

Die in Amsteg erprobte und dort bewährte Auskleidung wurde auch hier einem Abpressungsversuch unterzogen. Das erste Mal wurde ein Druck von 3,8 at erreicht, bei einem zweiten ein solcher von 6,5 at. Der Unterschied kommt daher, daß man das erste Mal Abstand genommen hatte von einer Hinterpressung. Aus diesen Zahlen kann man den Wert einer sorgfältigen Hinterpressung entnehmen. Da der Betriebsdruck aber 5 at betragen soll, gab man sich mit diesen Versuchsergebnissen nicht zufrieden und nahm hier von der in Amsteg gewählten Auskleidung Abstand.

In Deutschland sind Versuche in großem Maßstabe noch nicht bekannt geworden, wenn auch in allerletzter Zeit wohl solche am Stollen des Walchenseerwerkes vorgenommen worden sind. Dagegen sind Versuche an Modellen ausgeführt worden, bei denen die kombinierte Stollenauskleidung mit Rücksicht darauf geprüft worden ist, wieweit sie bei nachgiebiger Unterlage verwendbar ist.

c) Modellversuche.

Die Versuche wurden im Auftrage der Siemensbaunion G. m. b. H. Kommanditgesellschaft, Berlin, im Staatlichen Materialprüfungsamt Berlin vorgenommen. Die Versuchsanordnung war folgende (Abb. 2.):

Ein eisernes Rohr, dessen Wandstärke 12 mm betrug, sollte den ausgebrochenen Stollen darstellen. Das Rohr hatte eine Länge von 1,43 m und einen lichten Durchmesser von 85 cm. Da bei diesen Abmessungen des Rohres meßbare Formänderungen bei Auftreten eines Innendruckes von einigen Atmosphären nicht zu erwarten waren, wurde im unteren Drittel des Rohres ein Wellblech von 5 mm Stärke eingelegt, dessen Wellenhöhe gegen die Ränder zu abnahm. Über dieses Wellblech war ein glattes Blech von 5 mm Stärke gelegt, das zur Aufnahme der eigentlichen Auskleidung bestimmt war.

Beim Auftreten eines Innendruckes stand zu erwarten, daß das Wellblech nachgeben und so eine größere Bewegung im Versuchsrohr eintreten würde. Um die Bewegungen zu messen, waren in zwei Reihen senkrecht zur Rohrachse an dem glatten Blech Stäbchen angelötet, die durch das Wellblech und die Rohrwandung hindurch ins Freie führten, und zwar waren die Stäbchen sowohl in den Tälern, wie in den

Kämmen des Wellbleches angeordnet. Am Rohr selbst war an jeder Öffnung, an der ein derartiges Stäbchen herausführte, eine Skala angebracht, so daß die Bewegungen der Unterlage der Auskleidung gemessen werden konnten. Bei den Versuchen hat sich herausgestellt, daß nur die Ablesungen an den nach der Mitte des Rohres zu gelegenen Meßstellen brauchbar waren, an den Randstellen machten sich die seitlichen Bewegungen im Blech stark bemerkbar, so daß hier ein Abheben der Meßstäbe von der Skala eintrat, und die Ablesung erschwert und ungenau wurde. Auch waren die Bewegungen der am Rand gelegenen Stäbchen mit denen in der Mitte nicht vergleichbar, da die Bewegungen in der Rohrmitte in radialer Richtung erfolgten, am Rande dagegen nicht. Es hätte umständlicher räumlicher Messungen und Berechnungen bedurft, um hier die Bewegungen einwandfrei festzulegen. Da aber die größten Bewegungen in Rohrmitte eintraten, hatten die übrigen Ablesungen kein besonderes Interesse, so daß man darauf verzichtete, besondere Beobachtungseinrichtungen dafür zu treffen.

Das Wellblech sowohl wie das darüber gelegte Schleifblech bestanden aus einzelnen Stücken von etwa 13 cm Breite, die mit kleinen Zwischenräumen verlegt waren, so daß Wasser,

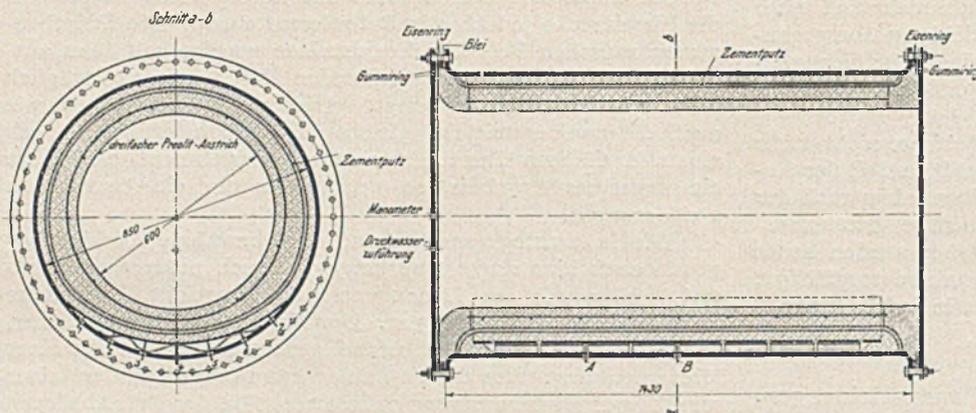


Abb. 2. Versuch mit der kombinierten Dichtung bei nachgiebiger Unterlage.

das durch die Auskleidung hindurch gedrungen war, durch die Bleche nicht zurückgehalten wurde. Durch die Meßöffnungen in der Rohrwandung konnte das Wasser abfließen, so daß jede Undichtigkeit der Auskleidung auf diese einfache Weise sofort festgestellt werden konnte, insbesondere, da man zur besonderen Vorsicht das Rohr bei den Versuchen etwas in die Neigung gelegt hatte.

An den Stirnwänden war das Rohr durch Deckel abgeschlossen, die durch eine große Anzahl von Schraubenbolzen mit dem Rohrflansch verbunden waren. Um die Durchbiegungen in den Stirnflächen auf ein Mindestmaß zu beschränken, waren die beiden Deckel durch eine Anzahl Bolzen miteinander verbunden, die durch das ganze Rohr hindurchführten. Durch diese Anordnung wurde erreicht, daß die Bewegungen in den Flanschen möglichst gering gehalten wurden, so daß hier Undichtigkeiten vermieden wurden.

Unangenehm war an diesem Verschluss, daß man nicht genau festlegen konnte, welche Beanspruchungen auf den einzelnen Bolzen trafen. Durch zu starkes Anziehen wurde ein Bolzen überbeansprucht, und tatsächlich kam es auch einmal vor, daß ein Bolzen riß, glücklicherweise, ohne größeres Unheil anzurichten. Immerhin war diese Versuchsordnung durch diesen Umstand etwas beschränkt, wenn auch Drücke bis 18 at unbedenklich aufgenommen werden konnten.

Die Wasserzuführung, ebenso wie der Anschluß des Manometers, erfolgte an der einen Stirnfläche. Eine Messung des zugepumpten Wassers fand bei diesen Laboratoriumsversuchen nicht statt; die Gründe, warum diese Beobachtung unterblieb, sollen später noch erörtert werden.

Die Auskleidung bestand aus einer äußeren Betonschicht, einem Putz und einem inneren Eisenbetonmantel. Der äußere

Betonmantel konnte hier entgegen der Wirklichkeit schwach gehalten werden, da kein Gebirgsdruck auftreten und auch die Rohrwandung als starre Unterlage angesehen werden konnte. So machte man den Stampfbeton nur 2 cm stark. Der Glattstrich hatte eine Stärke von 1 cm und bestand aus reinem Zement. Nach der Herstellung wurde er nochmals besonders verputzt. Der innere Eisenbetonmantel, der bei stehendem Rohr betoniert wurde, hatte eine Stärke von 9 cm und bestand aus einer Mischung 1 : 3. Die Bewehrung war nicht so stark, daß sie den ganzen Druck aufnehmen konnte, vielmehr bei einer Eisenspannung von 1200 kg/cm² nur etwa 1 at. Diese Bewehrungsstärke war entsprechend dem Vorschlag des Bauamtes für das Murgwerk für den Schwarzenbachstollen gewählt. Die Eisen lagen in einem Abstand von etwa 15 cm voneinander, außerdem waren noch horizontale Verteilungseisen vorhanden. Die Innenfläche der Auskleidung erhielt einen dreifachen Preolithanstrich. Die Auskleidung deckt sich somit im wesentlichen mit der in der Schweiz ausgeführten, wenn auch die Abmessungen der einzelnen Teile mit Rücksicht auf die Herstellung und die besonderen Verhältnisse (eiserne Wandung) anders gewählt wurden. Im übrigen sei hier erwähnt, daß die verhältnismäßig große Stärke des inneren Eisenbetonmantels in der Schwierigkeit der Herstellung begründet liegt. Eine Torkretierung war nur schlecht möglich, und bei einem Stampfen in der Schalung war 9 cm schon ein unteres Maß.

Besonders schwierig war die Dichtung an den Flanschen, da unter allen Umständen vermieden werden mußte, daß sich hier das Wasser einen Weg um die innere Auskleidung und um die Putzschicht herum bahnte, da sonst eine einwandfreie Beobachtung unmöglich gewesen wäre. Auf der einen Seite, bei der Herstellung der unteren, konnte der Deckel geschlossen werden vor Betonierung des Anschlußstückes zwischen Eisenbetonmantel und Deckel. Zwischen Deckel und Flansch wurden zwei eiserne Ringe und zwei Gummiringe eingelegt und der Deckel durch die Schrauben fest an den Flansch angepreßt. Dann wurde der Zwischenraum zwischen Eisenbeton und Deckel mit Zementmörtel im M. V. 1 : 1 ausgefüllt. Auf der anderen -- bei der Herstellung oberen -- Seite mußte zuerst der Anschlußbeton an den Eisenbetonmantel hergestellt werden und es konnte der Deckel erst nachträglich geschlossen werden. Es mußte hier darauf geachtet werden, daß beim Anziehen der Schrauben nicht der Beton zerstört wurde. Es wurden deshalb auf den Flansch des Rohres zuerst ein Blei-, dann ein Eisenring aufgebracht, auf die dann ein Gummiring, dann nochmals ein Eisenring und schließlich wieder ein Gummiring folgte. Die Blei- und Eisenringe wurden vollständig einbetoniert und der Beton noch hochgeführt bis zur Oberkante des ersten Gummiringes. Dieser Gummiring lag somit mit seiner Breitseite auf dem Beton auf und wurde so durch den Wasserdruck, der von der anderen Seite herankam, angepreßt. Der zweite Eisenring war nur eingeschaltet, um zwischen Deckel und dem obengenannten Gummiring dem Wasser Zutritt zu lassen, so daß die Druckwirkung ausgenutzt werden konnte. Da Eisen auf Eisen nur schwer dicht zu bekommen ist, war noch der zweite Gummiring vorgesehen. Beide Dichtungen haben sich in jeder Hinsicht gut bewährt, es kam kein Wasser an diesen Stellen durch und es zeigten sich hier auch keine Beschädigungen des Betons, die auf ein Anziehen der Schrauben zurückzuführen gewesen wären.

Der Versuch fand statt 14 Tage nach Herstellung des äußeren Betonmantels. Es ist jedoch zu beachten, daß bei diesen Versuchen für die Herstellung schnellbindender Zement Verwendung fand, der Beton also bei den Proben schon beträchtliche Festigkeit aufwies.

Für die Durchführung des Versuches war geplant, den Druck jeweils in 5 Minuten um $\frac{1}{3}$ at zu steigern und nach jeder Drucksteigerung eine Ablesung an den verschiedenen Beobachtungsstellen vorzunehmen. Bei der ersten Ablesung bei 0,3 at konnten geringe Formänderungen an einzelnen Meßstäben beobachtet werden, während andere Punkte in Ruhe geblieben sind. Es war überhaupt bei allen Versuchen festzustellen, daß die Bewegungen ruckartig vor sich gingen, wie auch die Bewegungen des Bleches deutlich zu hören waren. Es ist auch ohne weiteres erklärlich, daß die schleifenden Bewegungen und das Zusammenstauchen des Wellbleches nicht gleichmäßig vor sich gehen, vielmehr in Abhängigkeit von den Widerständen, die sich an den einzelnen Stellen darbieten. Die größte Bewegung bei 0,3 at war 0,1 mm (siehe Tabelle 1). Es sei hier bemerkt, daß die Meßlöcher in der einen Ebene senkrecht zur Rohrachse mit A bezeichnet wurden, die in der anderen Ebene mit B. Außerdem erhielt jedes Loch noch eine Nummer, und zwar mit I an einem Rande des Wellbleches beginnend durchlaufend bis zum anderen Ende. Da die seitlich gelegenen Meßstellen, wie bereits erwähnt, unbrauchbare Werte ergaben, sind in den Tabellen nur die Beobachtungen an den Meßstellen 3, 4 und 5 angegeben:

Tabelle 1.
Durchbiegungen in $\frac{1}{10}$ mm.

at	A 3	A 4	B 3	B 4	B 5
0	0	0	0	0	0
0,3	1	1	0	0	1
0,6	1	1	0	0	2
1,0	1	2	1	0	3
1,3	1	2	1	1	0
1,6	1	2	1	1	0

Bei Zunahme des Druckes bis 0,6 at traten weitere Bewegungen ein. Die größte Durchbiegung betrug jetzt 0,2 mm. Einige Punkte waren auch jetzt noch in Ruhe geblieben. Bei 1 at war die Bewegung bis zu 0,3 mm angewachsen. Schon jetzt zeigten sich die ersten Wasserverluste an den Meßstellen, zuerst tropfenweise, dann bei Steigerung des Druckes schnell in ein stetes Fließen übergehend.

Trotz dieses unerwartet frühen Wasseraustrittes wurde der Versuch noch kurze Zeit weiter fortgesetzt, und zwar bis zu einem Druck von 1,6 at. Es zeigte sich sofort nach Eintreten des ersten Wasserverlustes, daß die Durchbiegungen an der einen Meßstelle zurückgingen, es ist dies eine Beobachtung, die öfters gemacht werden konnte und die auf die Zerstörung des Betons und die dadurch gestörten Druckverhältnisse zurückzuführen ist. Die Bewegungen nahmen nur noch unwesentlich zu, wenigstens in dem in der Mitte gelegenen Teile des Rohres. An den Rändern waren etwas stärkere Verschiebungen festzustellen, doch auch sie hielten sich in den Grenzen von wenigen Bruchteilen eines Millimeters.

Der Versuch wurde bei einem Druck von 1,6 at abgebrochen, obwohl es möglich gewesen wäre, den Druck noch etwas zu steigern. Es wären dann aber noch weitere Zerstörungen in der Auskleidung eingetreten, so daß kein klares Bild über die zuerst eingetretenen Risse zu bekommen gewesen wäre.

Es wurde nunmehr das Rohr entleert und geöffnet. Vor allen Dingen sollte festgestellt werden, ob das Wasser nicht doch um die innere Auskleidung herum einen Weg gefunden hatte. Es konnte aber durch sorgfältige Untersuchung des Betons festgestellt werden, daß hier kein Wasser durchgedrungen ist. Der Beton war beim Aufstemmen vollständig trocken.

Die Untersuchung des Rohrrinnern auf Risse war nicht so einfach, da der Anstrich alles verdeckte. Es wurde daher der Innenbeton aufgestemmt. Dabei zeigten sich zuerst über dem einen Rand des eingelegten Bleches 2 Risse, die von dem einen Deckel bis zu $\frac{1}{4}$ des Rohres in Richtung der Rohrachse verliefen. Die Feuchtigkeit im Beton nahm vom Rohrrinnern

nach dem Flansch zu ab, der äußere Betonmantel war nur über dem beweglichen Blech naß. Dann fand man über dem anderen Ende des eingelegten Bleches einen feinen Längsriß, der durch Innenbeton, Glattstrich und äußeren Beton auf die ganze Rohrlänge hindurchging. Außerdem wurde über dem zuerst erwähnten Blechrand noch ein weiterer Riß gefunden, und zwar in der Rohrmittle, der eine Ausdehnung von 0,50 m hatte. Es ist somit erwiesen, daß das Wasser durch die eben aufgezählten Risse bis zum Blech vorgedrungen und dort weitergeflossen ist.

Das geringe Maß der Bewegung von 0,3 mm genügte somit, eine Zerstörung des Betons herbeizuführen, die zu Undichtigkeiten Anlaß gab.

Das frühe Zubruchgehen der Betonauskleidung wurde von manchen Seiten darauf zurückgeführt, daß die Eisen zu weit voneinander entfernt wären, mindestens erwartete man bei einer engermaschigeren Bewehrung ein besseres Ergebnis. Es wurde daher derselbe Versuch mit der gleichen Anordnung wiederholt, nur dieses Mal die Entfernung des Eisens zu 6 cm angenommen, im übrigen die Bewehrungsstärke nicht geändert, vielmehr nur dünnere Eisen gewählt. Außerdem war die innere Eisenbetonschicht im M. V. 1 Zement : 0,5 Traß : 3 Sand etwas schwächer gehalten, nämlich nur 4 bis 5 cm und der Glattstrich in 3 Lagen im M. V. 1 : 1 hergestellt.

Die Anschlüsse an die Flanschen sowie alle übrigen Einzelheiten der Versuchsanordnung und Durchführung blieben dieselben wie beim vorherbeschriebenen Versuch. Der Probekörper war etwa gleich alt wie im ersten Falle, nämlich der Außenmantel 15 Tage und der Innenmantel 12 Tage.

Bei der ersten Drucksteigerung auf 0,3 at zeigten sich geringe Bewegungen, die dieses Mal nicht dasselbe Maß erreichten wie früher. Es ist dies auf den Umstand zurückzuführen, daß die Bleche nach dem ersten Versuche nicht aus dem Rohr herausgenommen wurden, sondern gleich für den zweiten Versuch liegen blieben. Dadurch lagen sie bereits an allen Stellen am Rohr an, die ersten starken Bewegungen unterblieben somit. Der Druck konnte diesmal bis auf 1,3 at gesteigert werden, ehe sich Wasserverluste einstellten. Die größten Durchbiegungen (s. Tabelle 2) betragen dabei an den mittleren Meßstellen 0,2 mm, am Rand an einer Stelle 0,3 mm, doch ist dieses letzte Maß nicht zuverlässig, tatsächlich wird es ein geringeres sein.

Der Druck konnte noch bis 1,9 at gesteigert werden, dann waren die Wasserverluste so beträchtlich, daß die Pumpe nicht mehr ausreichte. Der Versuch mußte daher abgebrochen werden.

Eine eingehende Untersuchung des Rohrrinnern und Herausstemmen der verschiedenen Betonschichten zeigte dasselbe Bild wie früher. An den Flanschen war der Beton vollkommen trocken. Über den beiden Blechrändern fanden sich aber Risse, auf der einen Seite nur ein kurzer von etwa 30 cm Länge, auf der anderen Seite ein solcher von 1 m Länge. Die Risse konnten durch alle drei Schichten hindurchgehend festgestellt werden, so daß es sicher ist, daß das Wasser hier den Weg gefunden hat.

Tabelle 2.
Bewegungen in $\frac{1}{10}$ mm.

at	B 3	B 4	B 5
0	0	0	0
0,3	0	0,1	0
0,6	0,1	0,1	0
1,0	0,1	0,1	0
1,3	0,1	0,1	0
1,6	0,1	0,2	0,1

Die Ergebnisse der beiden Versuche stimmen somit sehr gut miteinander überein. Wie ist aber dieses Ergebnis mit dem Erfolg in Amsteg in Einklang zu bringen? Es ist nicht zu verkennen, daß bei den Versuchen im Laboratorium ein besseres

Ergebnis erzielt worden wäre, wenn der Beton älter gewesen wäre, wenn auch hier betont sei, daß der Beton sehr gut war, wie sich bei den Stemmarbeiten zur Genüge zeigte. Daß man aber wesentlich höher mit den Drücken gekommen wäre, ist kaum anzunehmen. Man kann also nur die Schlußfolgerung ziehen, daß die Bewegungen, die im Stollen Amsteg eingetreten sind, sehr klein waren, sich auf wenige Bruchteile eines Millimeters beschränkt haben. Diese Annahme wird auch durch die Versuche in Spullersee bestätigt, wo bei größeren Bewegungen mit derselben Dichtungsart ein ungenügendes Ergebnis erzielt wurde.

Auf Grund der Proben an ausgeführten Stollen sowie der Ergebnisse von Versuchen an eigens ausgeführten Probestrecken und der Laboratoriumsversuche kann man daher sagen, daß die kombinierte Auskleidung einen beträchtlichen Schritt vorwärts im Druckstollenbau bedeutet, daß sie aber auch dann nur Erfolg verspricht, wenn das Gebirge wenig nachgiebig ist, d. h. wenn die Bewegungen in der Auskleidung bei der Drucksteigerung nur Bruchteile von Millimetern betragen. Darüber sich Klarheit zu verschaffen, erscheint bei jedem Stollenbau eine der wichtigsten Aufgaben, die nur durch einen Versuch gelöst werden kann. Bei stärkeren Bewegungen ist auch bei dieser kombinierten Auskleidung damit zu rechnen, daß Wasserverluste von größerem Umfange eintreten werden.

5. Neue Vorschläge für Stollenauskleidungen; insbesondere Verwendung einer elastischen Dichtung.

Außer den bisher geschilderten Stollenauskleidungen sind noch viele andere vorgeschlagen worden. Man kann bei der großen Zahl von Entwürfen — wie bereits erwähnt — zwei leitende Gedanken feststellen: Die einen gehen davon aus, das Gebirge durch irgendwelche Mittel so starr zu machen, daß es unter dem Innendruck des Wassers im Stollen und bei den dadurch auftretenden Kräften keine Bewegungen erleidet bzw. dieselben so klein bleiben, daß sie als unschädlich für die Auskleidung zu betrachten sind. Die anderen verwerfen diesen Gedanken und versuchen eine Auskleidung zu finden, die entweder biegungsfest oder elastisch ist, so daß sie die im Gebirge auftretenden Kräfte entweder aufnehmen kann oder die entstehenden Deformationen ohne Schaden zu leiden mitmachen kann.

Der letztere Gedanke ist der häufiger verfolgte — auch die bereits erwähnte kombinierte Stollenauskleidung gehört zu diesen neueren Vorschlägen —, und es sind hier die verschiedensten Wege eingeschlagen worden. Er scheint auch derjenige zu sein, der größeren Erfolg verspricht, wie aus den mit der kombinierten Dichtung bereits gemachten Erfahrungen hervorgeht.

a) Versteinerung des Gebirges.

Zur ersten Gruppe gehört vor allen Dingen der Vorschlag von Wolfsholz, das Gebirge zu verfestigen. Nachdem der Stollen ausgebrochen worden ist, werden Löcher in das Gebirge gebohrt von 1–2 m Tiefe und ca. 40 mm Weite, die nach Möglichkeit rechtwinklig zu den Gebirgsschichten angeordnet werden sollen. In jedes Bohrloch wird ein eiserner Anker versetzt und es werden dann, nachdem die Bohrlöcher mit Druckwasser ausgespritzt sind, alle Löcher mit Zementmörtel ausgepreßt. Zuvor müssen jedoch, um ein Entweichen des Zementmörtels zu verhindern, offen daliegende Klüfte und Risse künstlich abgedichtet werden. Es soll so, je nach der Bohrlochtiefe, eine mehr oder minder starke starre Schale gebildet werden, die eine unnachgiebige Unterlage darstellen soll für die Eisenbetonaukleidung, die aber jetzt ganz schwach gehalten werden kann.

Das Verfahren kann nach Angabe des Erfinders auch zum Durchfahren gebräuchlicher Gebirge benutzt werden, indem hier sehr tiefe Bohrlöcher von 10–12 m Tiefe gebohrt werden, die schräg zur Stollenachse angeordnet werden. Diese werden nur im rückwärtigen Teil mit Eisen bewehrt und auch nur

hier ausgespritzt. Der vordere Teil kann dann für den weiteren Ausbruch als Sprengloch benutzt werden. Es wird also bei diesem Vorschlag nicht nur eine starre Unterlage für die Auskleidung geschaffen, sondern auch noch die Verzimderung gespart werden.

Das Verfahren weist gegenüber den bisher üblichen manche Vorteile auf, insbesondere die innige Verbindung zwischen Gebirge und Auskleidung, eine bessere Ausfüllung aller Hohlräume in der den Stollen umgebenden Gebirgsschicht, so daß die eigentliche Auskleidung sicherlich nur geringeren Bewegungen ausgesetzt ist als sonst. Jedoch dürften wahrscheinlich die Kosten für dieses Verfahren ziemlich groß sein. Dazu kommt, daß die Bohrarbeit eine der zeitraubendsten Arbeiten, ist und wesentlich mitbestimmend ist für den Baufortschritt. Gerade sie so bedeutend zu vermehren, erscheint im allgemeinen wenig wünschenswert. Eine Anwendung dieser Bauweise in größerem Maßstab ist bisher noch nicht bekannt geworden.

Bis zu einem gewissen Grade sind auch hier die Zementinspritzungen zu erwähnen, die aber für sich allein kein Verfahren bilden zur Stollenauskleidung, sondern nur als Hilfsmittel anzusehen sind, das bei fast allen anderen Auskleidungsarbeiten wertvolle Dienste leistet. Eine Versteinerung des Gebirges wird auch hier nur in einem ganz geringen Maß erreicht werden, in der Hauptsache sollen mit diesem Verfahren die Hohlräume zwischen der Stollenwandung und dem Gebirge geschlossen werden.

In die zweite Gruppe gehören die biegungsfesten und elastischen Dichtungen. Bei ersteren wird Beton oder Eisen verwendet, bei letzteren erfolgt die Dichtung entweder durch Holz oder durch eine Asphaltichtung.

Von den Betonaukleidungen sind bereits mehrere eingehend durchgesprochen, so daß hier nur noch einige neuere Vorschläge erwähnt werden sollen.

b) Preßbetonverfahren.

Dieses ist ebenfalls von Wolfsholz erfunden und ihm auch patentiert. Der Grundgedanke ist folgender: es werden in gewissen Abständen von einigen Metern einzelne Ringe aus Beton hergestellt, von vielleicht 50 cm Breite. Sie sollen nicht, wie sonst üblich, gestampft oder torkretiert werden, sondern durch Einpressen von Mörtel in abgeschlossenen Formen, die gegen das Gebirge an den Seitenwänden abgedichtet werden, hergestellt werden, wobei ein Druck von mehreren Atmosphären Verwendung finden soll. Diese Ringe bilden die Unterlage für Preßformen, die so lang sind, daß der Raum zwischen zwei solchen Rippen überbrückt wird und die gegen die Ringe abgedichtet werden. Vor Aufstellen dieser Schalung wird jedoch ein Eisengerippe eingebracht, das mit den in den einzelnen Rippen eingebrachten Eisen verbunden wird. Nach diesen Vorbereitungen werden die Hohlräume zwischen Gebirge und Schalung mit Zementmörtel, der unter Druck eingebracht wird, ausgefüllt, nachdem zuvor ein sorgfältiges Ausspülen des Gebirges mit Druckwasser stattgefunden hat. Ein Vorteil des Verfahrens ist der Wegfall der sonst benötigten Schalungen, wodurch eine Vereinfachung und wahrscheinlich Verbilligung eintritt. Weiter ist es vorteilhaft, daß die Wandung, infolge des Eindringens des Mörtels in das Gebirge und die dadurch entstehende Verfestigung des Gebirges, sehr schwach gehalten werden kann und dadurch der Ausbruch vermindert wird gegenüber der Ausführung in der bisher üblichen Weise. Bei einem Versuch hat sich allerdings ergeben, daß das von Wolfsholz erhoffte Eindringen des Betons in das Gebirge nur ungenügend erreicht wird, wohl aber wird bei diesem Verfahren ein sehr guter fugenloser Beton erhalten von sehr schönem Aussehen, der auch fest mit seiner Unterlage verbunden ist. Es scheint sich jedoch zu empfehlen, nicht Mörtel allein einzubringen, sondern die Hohlräume zwischen Gebirge und Form mit grobem Kiesmaterial auszufüllen und dann erst Mörtel einzupressen.

Das Verfahren ist im Spullersee ausprobt worden, es hat ein besseres Ergebnis gezeitigt als eine gewöhnliche Stampfbetonauskleidung, war aber immerhin bei weitem nicht zufriedenstellend. Bei ununterbrochenem Nachpumpen mit Druckwasser gelang es, einen Druck von 4,8 at zu erzielen, der aber, nachdem kein Wasser mehr zugeführt wurde, in einer Minute bis auf 1 at herabsank. Wann die ersten Wasserverluste auftraten, ist nicht festgestellt, wahrscheinlich aber schon vor dem obengenannten Maß, da die zugepumpte Wassermenge von Anfang an sehr beträchtlich war.

Von einer Schweizer Firma ist ein Verfahren vorgeschlagen worden, das mit dem eben geschilderten eine gewisse Ähnlichkeit hat. Es wird hier Gußbeton unter Druck hinter eine eiserne Schalung gepreßt, die an den Seitenwänden abgeschlossen und gedichtet ist. Eine Ausführung ist davon nicht bekannt geworden. Es dürfte damit höchstens das gleiche Ergebnis erzielt werden wie mit dem Wolfsholzschon Verfahren.

c) Eisenblechauskleidung.

Es war lange Zeit unentschieden, ob eine Auskleidung mit Eisenblech technisch überhaupt einwandfrei durchführbar sei. Klarheit ist über diese Frage erst geschaffen worden durch eingehende Versuche am Spullersee. Die Herstellung der Längsnähte und der Rundnähte stößt nämlich insofern auf Schwierigkeiten, als entweder nur ein Arbeiten von einer Seite her möglich ist oder aber ein beträchtlich größeres Profil hergestellt werden muß. Dazu kommt, daß die Hintermauerung des Rohres sich nur schwer einwandfrei durchführen läßt.

Die Frage der Nahtherstellung glaubt man am Spullersee endgültig geklärt zu haben, ebenso dürfte die Frage der Ausbetonierung der Hohlräume hinter dem Blech in irgendeiner Form zu lösen sein. Vorschläge dafür sind in großer Zahl gemacht. Hier auf sie alle näher einzugehen, dürfte sich erübrigen, ebenso wie es nicht nötig erscheint, die verschiedenen Vorschläge für die Nahtherstellung eingehender durchzusprechen, da eine derartige Stollenauskleidung mit Rücksicht auf die sehr beträchtlichen Kosten wohl nie in Frage kommen dürfte. Auch ist die Frage der Rostgefahr noch nicht einwandfrei geklärt, so daß man sich über die Lebensdauer einer solchen Auskleidung kein Bild machen kann.

d) Betonauskleidung mit Gelenken.

Einen Übergang zwischen biegefesten und elastischen Auskleidungen bildet folgender Vorschlag: Die Betonauskleidung wird hier nicht in einem geschlossenen Ring hergestellt, sondern in mehrere Teile zerlegt, die durch Bleche miteinander verbunden sind. Die Bleche dichten den Zwischenraum zwischen je zwei Ringteilen und sollen gleichzeitig die Möglichkeit geben, daß in der Auskleidung Bewegungen sich vollziehen, ohne daß im Beton Spannungen entstehen, sofern nicht zwischen den einzelnen Gelenken eine besondere Bewegung eintritt, etwa durch ungenügendes Anliegen des Betons am Felsen. Ob nicht bei tatsächlich eintretenden Bewegungen der Beton an den Fugen leicht zerstört wird, muß dahingestellt bleiben. Es ist aber nicht zu verkennen, daß eine solche Auskleidung u. U., insbesondere bei ungleichmäßigem Gebirgsdruck, die Gefahr in sich birgt, erstrecht zu Bewegungen im Gebirge Anlaß zu geben, die ihrerseits wieder Zerstörungen im Beton hervorrufen.

Eine derartige Ausführung ist nicht bekannt geworden. Die Herstellung erscheint nicht gerade sehr einfach, da sich das Einlegen der Bleche nicht sehr gut durchführen läßt. Auch die Kostenfrage bedingt noch eine eingehende Prüfung, da wohl für die Gelenke nur Kupferblech in Betracht kommen dürfte, das bei der großen hier in Betracht kommenden Menge die Kostensumme stark beeinflussen dürfte.

Die elastischen Dichtungen bestehen entweder aus Holz oder aus Asphalt.

e) Holzauskleidung.

Holz ist mehrfach vorgeschlagen, und es bestehen verschiedene Patente für die Ausbildung von Holzauskleidungen. Der

Vorteil der Auskleidungen in Holz besteht darin, daß sie infolge des Quellens des Holzes dicht, außerdem auch in hydraulischer Beziehung sehr vorteilhaft sind, da sie eine außerordentlich glatte Oberfläche haben, die sogar einen schleimigen Überzug erhält, der die Reibung auf ein Mindestmaß herabsetzt. Sie haben aber auch manche Nachteile, die sehr gegen ihre Verwendung sprechen. Das Holz wird in der feuchten Luft eines Stollens sehr schnell zerstört. Es macht sich der Übelstand auch bei der Stollenzimmerung bemerkbar, wo manchmal während der Bauzeit das Holz fast unbrauchbar wird. Bei der Herstellung einer Holzauskleidung fürchtet man daher mit Recht, daß schon vor der Inbetriebnahme das Holz stickig wird und es nicht mehr als Auskleidung brauchbar ist.

Die Ausbildung ist stets in der Weise vorgesehen, daß zuerst ein Betonmantel eingebracht wird, bei dem ebenfalls auf sorgfältigen Anschluß an das Gebirge großer Wert gelegt wird. Die Stärke der Auskleidung ist vom Gebirgsdruck abhängig, aber auch von dem Wasserdruck bzw. dem Gegendruck des Gebirges, da die Holzauskleidung nicht in der Lage ist, Zugspannungen aufzunehmen. Auf diese Unterlage soll die Holzauskleidung verlegt werden, der im Gegensatz zum Eisenbetonmantel bei der kombinierten Dichtung nur die Aufgabe der Dichtung zufällt. Die Verbindung der einzelnen Holzstücke in der Längsrichtung kann verschieden ausgebildet werden, ebenso der Anschluß der einzelnen Ringe aneinander. Vorbilder bestehen dafür im Holzrohrbau, wo sich bisher Holz bewährt hat. Über die Kosten einer derartigen Auskleidung liegen Angaben bis jetzt nicht vor, sie werden je nach den besonderen Verhältnissen verschieden sein.

Eine Ausführung — auch nur als Probestrecke — ist bis jetzt nicht bekannt geworden.

f) Asphaltichtung.

Wir kommen nun noch zuletzt zur Asphaltichtung, die hier eingehender behandelt werden soll, insbesondere sollen neue Versuche damit ausführlich besprochen werden.

Der Grundgedanke ist auch hier: Zerlegung der Auskleidung in zwei Teile, der eine soll die statische Aufgabe übernehmen, der andere die Dichtung. Für die statische Aufgabe ist ein Beton- oder auch ein Eisenbetonmantel vorgesehen, der gleich, wie auch bei der oben beschriebenen Holzichtung, oder der kombinierten Dichtung hergestellt und ausgebildet wird. Jedoch ist auch hier darauf zu achten, daß dieser äußere Mantel den Anteil der vom Innendruck erzeugten Kräfte aufnehmen muß, der nicht vom Gebirge aufgenommen werden kann, wobei jedoch Bewegungen innerhalb gewisser Grenzen, sofern nicht eine völlige Zerstörung hervorgerufen wird, bedeutungslos sind. Auf diese Unterlage wird die elastische Dichtung — eine Asphaltichtung — aufgebracht, deren Stärke mit der Zunahme des Wasserdruckes zunimmt. Diese Dichtungsschicht muß jedoch gegen mechanische Angriffe geschützt werden, außerdem muß sie eingespannt sein, so daß die Herstellung eines inneren Schutzringes erforderlich wird.

Ehe die Einzelheiten der Ausbildung der gesamten Auskleidung mit elastischer Dichtung durchgesprochen werden, ist es notwendig, zuerst die Eigenschaften der elastischen Dichtung kennenzulernen, da dieser Baustoff bisher nur in einigen Zweigen des Bauwesens Eingang gefunden hat und daher noch nicht so allgemein bekannt ist.

6. Die Asphaltichtung; ihre Eigenschaften und Prüfung derselben.

a) Bestandteile.

Die Asphaltichtung setzt sich aus zwei Bestandteilen zusammen, der eigentlichen Dichtung, der Klebmasse und dem Träger derselben, der Asphaltpappe. Eine Dichtung besteht aus mehreren Lagen Pappe, mindestens zwei, höchstens vier, zwischen denen die Klebmasse eingebracht wird.

Die Klebmasse ist ein Asphaltprodukt, und zwar wird Kunst- und Naturasphalt dazu verwendet. Beide Sorten haben

verschiedenartige Eigenschaften, die sich in günstiger Weise ergänzen. Naturasphalt ist spröder als Kunstasphalt, dafür aber ist er beständiger und widerstandsfähiger als das Kunstprodukt. Letzterer ist dagegen elastischer, gibt also der Dichtung eine der wichtigsten Eigenschaften, dafür ist er nicht so beständig und empfindlich gegen fremde Einflüsse. Gute Asphaltklebemasse soll daher beide Sorten enthalten, deren Mengenverhältnis je nach dem besonderen Verwendungszweck wechselt. Die Zusammensetzung der Klebemasse ist daher Erfahrungssache und jede Firma hat dafür ihr besonderes Rezept.

Die Pappe besteht aus Baumwoll-, Jute- und tierischen Fasern, im allgemeinen verwendet man sogenannte 80er oder 60er Pappe (80 bzw. 60 m² Rohpappe = 100 Pfund). Die Asphaltpappe ist für sich nicht wasserdicht, im Gegenteil, sie saugt das Wasser sogar stark an. Es ist deshalb notwendig, daß die Dichtung eingespannt wird, d. h. daß sie einen gewissen Flächendruck erhält, da sonst bei einer Beschädigung des äußeren Anstriches und einem Wasserzutritt zur äußeren Papplage ein Quellen derselben einsetzen würde.

b) Herstellung.

Die Herstellung erfolgt in der Weise, daß auf die Betonunterlage ein Anstrich mit heißem Asphaltkitt aufgebracht wird, auf den die erste Lage Pappe kommt. Sodann erfolgt der zweite Anstrich, auf den die zweite Papplage aufgeklebt wird. Der Vorgang setzt sich so weiter fort bis zur letzten Papplage, die dann noch einen Anstrich erhält, gegen den betoniert wird.

Die Stoßausbildung ist einfach, indem die einzelnen Papplagen sich im Fugenwechsel überdecken.

Im übrigen sei hier darauf hingewiesen, daß die Einzelheiten der Herstellung sowie noch Näheres über die Eigenschaften der Dichtung in dem Werk von Dr. Schultze: „Grundwasser-Abdichtungen“ ausgeführt sind.

c) Wasserdichtigkeit.

Die Asphaltabdichtung ist in hohem Maße wasserdicht. Bei Versuchen, die im Auftrag der Firma Biehn & Co., Berlin, im Staatlichen Materialprüfungsamt Berlin vorgenommen sind, und bei denen die Dichtung über einen Schlitz von 1 cm Breite und 10,5 cm Länge gelegt wurde, konnten Wasserdrücke von 70–80 at erreicht werden. Dabei ist zu beachten, daß die Dichtung an der Stelle des Schlitzes frei durchhing, d. h. nicht unterstützt war. Die Zerstörung erfolgte dann durch Zerreißen der Dichtung, da die Dichtung nicht mehr in der Lage war, infolge der geringen Zugfestigkeit einen noch höheren Druck aufzunehmen. Da dieses hier erreichte Maß weit über dem liegt, was in der Praxis an Wasserdruck vorkommen dürfte, kann wohl der Schluß gezogen werden, daß die Asphaltabdichtung hinsichtlich ihrer Dichtigkeit für den hier vorkommenden Fall mit der erforderlichen Sicherheit als ausreichend angesehen werden kann.

d) Lebensdauer.

Über die Lebensdauer der Pappe liegen Ergebnisse vor, die beim Berliner Untergrundbahnbau gemacht sind. Die ersten Strecken sind hier im Jahre 1900 mit Asphaltabdichtung abgedichtet worden, sie sind bis heute noch in tadellosem Zustand, wie sich nicht nur aus der völligen Dichtigkeit schließen läßt, sondern auch, wie sich bei verschiedenen Aufstemarbeiten gezeigt hat. Die Lebensdauer der Asphaltabdichtung dürfte somit als praktisch unbegrenzt anzusehen sein.

e) Elastizität.

Die Asphaltabdichtung ist in hohem Maße elastisch und daher in der Lage, Bewegungen im Beton mitzumachen, ohne zu reißen. Es sei daher darauf hingewiesen, daß sich auf den Strecken der Berliner Untergrundbahn Risse befinden von 10–20 mm Weite, die durch die Asphaltabdichtung anstandslos überbrückt werden, ohne daß sich Undichtigkeiten zeigen. Im

übrigen sei hier schon erwähnt, daß aus den später noch zu schildernden Versuchen gleichfalls die hohe Elastizität hervorgeht, insbesondere aus dem Ergebnis des Spullersee-Stollen-Versuches. Ältere Versuche, ebenfalls im Auftrage der Firma Biehn & Co., Berlin, im Staatlichen Materialprüfungsamt Berlin ausgeführt, ergaben eine Dehnung von 11–22 vH und Bruchlasten bei Versuchsstreifen von 15 cm freier Einspannlänge und 5 cm Breite von 124–252 kg.

f) Zusammendrückbarkeit.

Von Interesse dürften hier noch einige Versuche sein, die zur Feststellung des Maßes der Zusammendrückbarkeit der Asphaltabdichtung und der Pappe allein angestellt wurden (im Materialprüfungsamt Berlin im Auftrage der Siemens-Bau-Union, G. m. b. H., Kommanditgesellschaft).

Es wurde zuerst ein Stück Pappe von 1,6 mm Stärke unter Druck gesetzt und die Zusammendrückung gemessen. Das Ergebnis waren Zusammendrückungen von 0,11 bis 0,35 mm bei Drücken von 1 bis 12 at.

Es zeigte sich somit, daß die Zusammendrückung mit steigendem Druck abnimmt.

Ein ähnliches Bild ergab sich beim Preßversuch von Asphaltabdichtung. Das Probestück wurde in eine Form gebracht, die ein seitliches Ausweichen der Dichtung verhinderte.

Die Zusammendrückung betrug 0,24 bis 0,79 mm bei Drücken von 2 bis 16 at.

Auch hier ist dieselbe Abnahme der Zusammendrückbarkeit bei steigendem Druck zu beobachten.

Interessanter als diese Zusammenstellung ist es, wenn man die Zusammendrückung als Prozente der Stärke der Pappe bzw. Dichtung ausdrückt. Es ergibt sich darnach, daß die Dichtung viel weniger zusammengedrückt wird als die Pappe allein, z. B. bei 12 at die Dichtung 4,9 vH, die Pappe 19,4 vH. Zu erklären ist dies aus dem Umstand, daß bei der Dichtung die Hohlräume, die in der Pappe allein vorhanden sind, mit der Dichtungsmasse ausgefüllt sind. Je besser daher der Anstrich und damit die Durchtränkung der Pappe ist, um so geringer wird auch die Zusammendrückbarkeit sein. Im übrigen ist es von Bedeutung, daß sich die Dichtung so wenig zusammendrücken läßt in bezug auf die Frage der Ausbildung des inneren Schutzringes, wie es sich später noch ergibt.

7. Die zweckmäßige Ausbildung einer Stollenauskleidung mit elastischer Dichtung.

a) Äußerer Betonmantel.

Der äußere Betonmantel muß, wie bereits erwähnt, den ganzen Gebirgsdruck aufnehmen, ebenso auch den Anteil des Wasserdruckes, der nach Abzug des Teiles, der vom Gebirge aufgenommen wird, noch übrigbleibt. Bei einem standfesten Gebirge genügt daher im allgemeinen eine verhältnismäßig schwache Stampfbetonauskleidung, nicht aber bei sehr schlechtem gebrächem Gebirge. Hier muß die Betonauskleidung stärker gehalten werden, unter Umständen sogar eine Bewehrung erhalten. Wenn der letztere Fall auch sehr selten sein dürfte, er ist aber immerhin denkbar, z. B. in Fällen, wo die durchfahrenen Strecken aus sandigem kiesigem Material bestehen, d. h., wo das Gebirge nicht in der Lage ist, einen Teil des Innendruckes aufzunehmen, also nur einen geringen passiven Druck ausübt und daher mit einem starken Nachgeben zu rechnen ist. Aber auch dann kann das Eisen so hoch wie zulässig beansprucht werden, ohne Rücksicht auf eine Rißbildung im Beton, d. h. ohne Berücksichtigung der Betonzugspannungen.

b) Dichtung.

Hier ist nur folgendes zu erwähnen:

Die Dichtung ist in der Lage, beträchtliche Längenänderungen ohne weiteres mitzumachen, sie ist jedoch nicht imstande, Kräfte, die senkrecht zu den Pappagen wirken, aufzunehmen. Durch eine derartige Beanspruchung besteht die Gefahr, daß

die einzelnen Papplagen auseinandergerissen und die Schichten von Klebmassen dazwischen zerstört werden. Dadurch würde dem Wasser ein Zutritt zu der Pappe geschaffen werden und Undichtigkeiten eintreten. Dieser Umstand verdient besondere Berücksichtigung, wenn starke Bewegungen zu erwarten sind. Bei der gewöhnlichen Herstellung wird die Dichtung auf die Unterlage aufgeklebt und auf den letzten Anstrich aufbetoniert. Treten nun in einer der beiden Betonwände starke Bewegungen ein, etwa ein Bruch, durch den der Beton einseitig aus seiner ursprünglichen Lage gerissen wird, dann würde eine derartige schädliche Beanspruchung senkrecht zur Papplage eintreten. Es ist daher in Fällen, wo starke Bewegungen zu erwarten sind, notwendig, dafür zu sorgen, daß die Dichtung nur an einer Seite anklebt, auf der anderen aber keinen unmittelbaren Zusammenhang mit dem Beton hat.

Es hat sich als praktisch einfach durchführbar herausgestellt, die Dichtung auf die Unterlage in der bisher üblichen

hier nicht unbedingter Wert auf eine ununterbrochene, ringförmige Herstellung zu legen ist, wird auf der Sohlenstrecke die Dichtung hergestellt und darauf sofort die Schutzschicht betoniert. Die Höhe, bis zu der die Dichtung hochgeführt werden kann, ist davon abhängig, wie weit die Schutzschicht ohne Schalung betoniert werden kann.

Nunmehr werden auf die fertige Sohle die Lehren aufgestellt, am besten eiserne, da sie am wenigsten Platz wegnehmen. Die Schalung bleibt vorläufig noch fort, bis die Seitenwände gedichtet sind, etwa bis auf die Kämpferhöhe. Dann erst wird der Beton hochgeführt, wobei die Verbindung mit dem Eisen in der Sohle in der im Eisenbeton allgemein üblichen Weise hergestellt wird. Erwähnt sei hier, daß die Papplagen in Richtung des Umfanges verlegt werden, nicht in Richtung der Stollenachse, und zwar kann für jeden Abschnitt eine besondere Pappe verlegt werden, d. h., es kann mit kurzen Stücken gearbeitet werden, und es ist nicht nötig, mit einund-

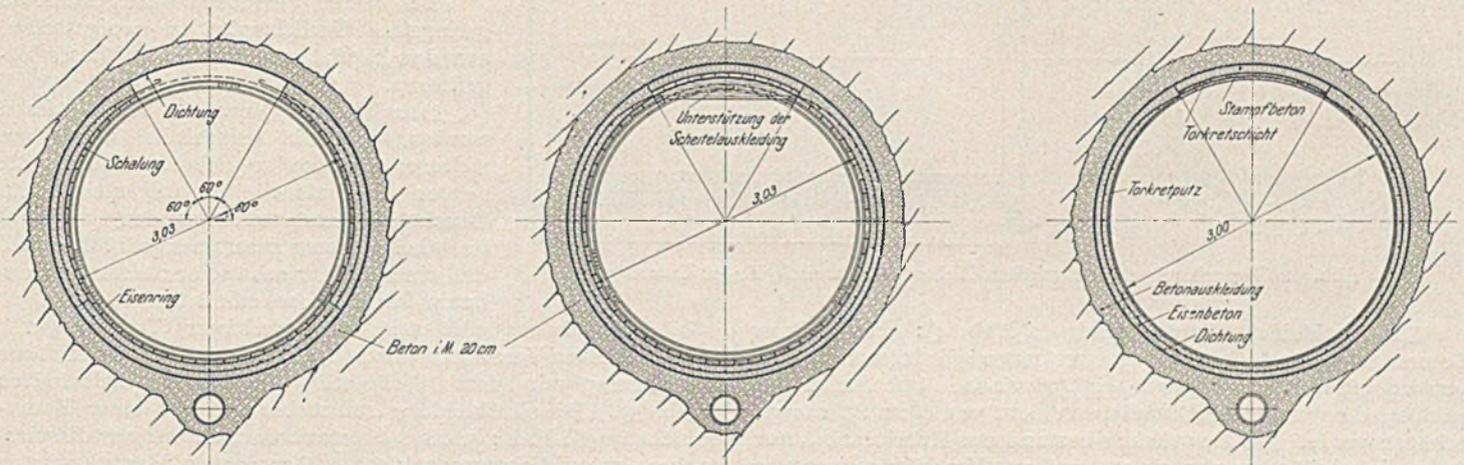


Abb. 3. Arbeitsvorgang bei Auskleidung eines Stollens mit einer elastischen Dichtung.

Weise aufzukleben, an stark beanspruchten Stellen jedoch zwischen Dichtung und innere Schutzmantel einem Isolierschicht einzuschalten, der nur die Aufgabe zukommt, das Ankleben der Dichtung an den Beton zu verhindern. Es empfiehlt sich dafür ein einfaches Ölpapier oder eine Lage Rohpappe zu verwenden. Man könnte auch an feinstes Zinkblech denken von geringer Stärke (0,2 mm), das aber teurer wäre als die einfachsten Mittel, die vollkommen ausreichen. Diese Maßnahme ist aber nur bei besonders starken Bewegungen erforderlich, z. B. auf der Firststrecke in schlechtem Gebirge. Auf der Sohle und dem unteren Teil dürfte diese Zwischenlage nie erforderlich werden, wie auch durch Versuche bestätigt wurde.

c) Innenmantel.

Der Innenmantel ist als Schutz für die Dichtung gedacht. Ihm fällt aber noch eine zweite Aufgabe zu: Die Dichtung muß möglichst bald nach ihrer Herstellung eine Unterstützung bekommen, da sie sonst infolge ihrer eigenen Schwere, insbesondere auf der Firststrecke, sich vom Beton, auf den sie aufgeklebt ist, nach einiger Zeit, vielleicht einem Tag, loslösen würde. Der Schutzmantel muß also gleichzeitig eine Unterstützung für die Dichtung sein. Es ergibt sich aber auch aus dem eben Gesagten, daß die Herstellung des Schutzringes den Dichtungsarbeiten schnell nachfolgen muß, und daß die Schutzschicht in der Lage sein muß, von Anfang an der Dichtung als Stütze zu dienen. Dies ist besonders wichtig, da dadurch die Verwendung von Torkret für diesen Teil nicht ohne weiteres möglich ist, da ein solcher Mantel bis zu seinem Abbinden und Erhärten an seiner Unterlage hängt, also das Gegenteil von dem bewirken würde, was seine eigentliche Aufgabe wäre.

Es dürfte sich daher folgender Arbeitsvorgang empfehlen (siehe Abb. 3):

Nach Fertigstellung des äußeren Betonmantels, bei dem

derselben Papprolle den ganzen Umfang auszukleiden, da die Stoßausbildung keinerlei Schwierigkeiten macht.

Auf der Firststrecke wird dann gleichfalls die Dichtung eingebracht. Die Betonierungsarbeiten sind hier schwieriger, wenigstens beim Gewölbeschluß, da die Stärke nur wenige Zentimeter (7—10 cm) beträgt und die Eisenbewehrung beim Stampfen vor Kopf hinderlich wäre. Aus diesem Grunde wird die Einbringung des Betons nur so weit fortgesetzt, als ein seitliches Einbringen und Stampfen möglich ist. Dann stellt man den Teil des Schutzringes her, der zwischen Dichtung und Eisen liegt, und zwar durch Einbringen des Betons und Stampfen desselben vor Kopf. Zu diesem Zwecke werden auf die Lehren Klötze aufgesetzt, deren Stärke sich aus dem Abstand der Eisen von der Außenkante Beton ergibt. Auf diese Unterlagsklötze werden eiserne Bleche aufgebracht und der Zwischenraum zwischen Blech und Dichtung mit Beton ausgefüllt, wobei man jetzt nicht durch irgendwelche Eisen behindert ist und auch die Gefahr der Bildung von Hohlräumen hinter den Eisen vermieden wird. Nachdem der Beton genügend erhärtet ist, wird die Schalung entfernt, die Eisenbewehrung vervollständigt und der noch fehlende Teil des inneren Mantels in Torkretbeton hergestellt. Auf diese Weise wird ein guter Gewölbeanschluß erzielt, frei von Hohlräumen und trotzdem verhältnismäßig einfach, da die Torkretierungsarbeiten nachträglich ausgeführt werden können.

Auch dürfte es vorteilhaft sein, den inneren Schutzmantel noch mit Zementmilch zu hinterspritzen. Dadurch wird auf jeden Fall erreicht, daß die Dichtung an allen Stellen gut eingespannt ist, außerdem aber wird sie dabei zusammengepreßt, so daß beim Auftreten von Innendruck sich kein Hohlraum zwischen Dichtung und Schutzmantel bildet.

Auf den Innenmantel noch einen Schutzanstrich aufzubringen ist überflüssig, da ja hier die Dichtung von der Asphalt-dichtung allein übernommen wird.

8. Versuche mit einer Stollenauskleidung mit elastischer Dichtung und Ausführung von Probestrecken.

a) Modellversuche ohne nachgiebige Unterlage.

Zu den Versuchen wurde das bereits früher beschriebene eiserne Rohr verwendet, jedoch ohne Einlage des Wellbleches und des darüber angeordneten Schleifbleches. Auch im übrigen ist die Anordnung dieselbe geblieben. An Stelle der Öffnungen im Rohr, durch die, wie früher erwähnt, die Meßstäbchen hindurchführten, waren hier zwei Zapfhähne vorhanden, die während des Versuches geöffnet wurden, so daß auch hier eine Undichtigkeit sofort bemerkbar geworden wäre.

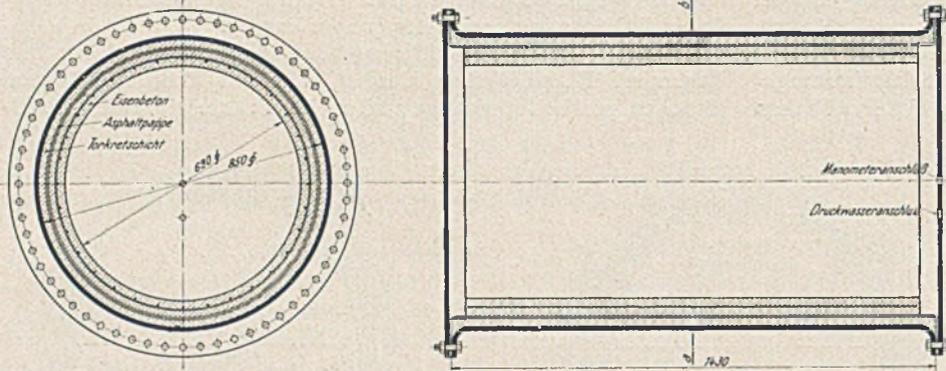


Abb. 4. Versuch mit einer elastischen Dichtung bei unnachgiebiger Unterlage.

Die Auskleidung war folgende (s. Abb. 4): Ein äußerer Betonmantel wurde in Torkretbeton hergestellt in einer Stärke von 20 mm. Darauf wurde eine vierfache Asphaltdichtung geklebt, die durch eine Eisenbetonschicht von 6 cm Stärke geschützt wurde. Die Bewehrung bestand aus Rundeseisen, 8 mm Dmr., in Abständen von 15 cm und aus Verteilungseisen von 6 mm Dmr. in je 7,2 cm Entfernung. Die Abbindezeit betrug 14 Tage.

Die Dichtung an den Flanschen war hier erheblich einfacher als bei einer Zementdichtung. Die Asphaltdichtung war bis in die Flanschen vorgezogen und wurde dort, unter Zwischenschaltung eines Gummiringes, eingespannt. Dieser einfache Abschluß war in allen Fällen ausreichend, da kein Wasser am Flansch unter die Dichtung gelangen konnte. Nur ein Nachteil war vorhanden, der nicht ausgeschaltet werden konnte.

Mit Zunahme des Innendruckes längten sich auch die Schrauben und mußten demgemäß nachgezogen werden, dabei wurde die Klebemasse der in dem Flansch liegenden Dichtung allmählich herausgepreßt, so daß bei starker Steigerung des Druckes hier Wasserverluste eintraten, die aber das Versuchsergebnis in keiner Weise beeinflussten. Allerdings war es bei öfterem Wiederholen des Versuches unter Umständen nicht mehr möglich, den einmal bereits erreichten hohen Druck nochmals zu erzielen, da dann die Pumpe nicht mehr ausreichte.

Beim Versuch wurde der Druck langsam auf 6 at gebracht und einige Zeit auf dieser Höhe gehalten. Nachdem der Druck wieder auf Null reduziert und der Kessel entleert worden war, wurde der Deckel geöffnet.

Es waren im inneren Mantel keine Risse zu finden, auch nicht, nachdem der Beton einige Tage ausgetrocknet war, nur einige Schwindrisse waren netzförmig über die Oberfläche verteilt.

Derselbe Versuch wurde noch ein zweites Mal wiederholt, da man das Verhalten der Dichtung und des inneren Mantels auch bei höheren Drücken beobachten wollte, und zwar war geplant, den Druck auf 18 at zu steigern.

Der Versuch ging glatt vonstatten bis zu einem Druck von

16,7 at. Hier riß plötzlich einer der Bolzen, die die Deckel miteinander verspannten, glücklicherweise ohne größeres Unheil anzurichten. Der Versuch mußte daher bei diesem Druck eingestellt werden.

Es konnten im Innenbeton einige Risse und Abblätterungen festgestellt werden, jedoch nur in dem Teil des Innenmantels, der nicht bewehrt war und der erst nachträglich eingebracht worden war. Zwischen dem früher beschriebenen Versuch und dem jetzigen mußte nämlich die Dichtung in den Flanschen erneuert werden, aus bereits erwähnten Gründen, und zu diesem Zweck der Innenbeton z. T. aufgestemmt und neu eingebracht werden. Dieser neue Beton wies am Anschluß einige Risse auf. Der eigentliche Innenbeton war rissfrei, insbesondere waren keine Risse vorhanden in Richtung der Rohrachse, die bei einer Überbeanspruchung hätten auftreten müssen.

Bei beiden Versuchen waren nicht die geringsten Undichtigkeiten aufgetreten, aus den Zapfhähnen war kein Wasser abgeflossen.

Durch diese Versuche ist bewiesen worden, daß die Asphaltdichtung ohne weiteres Drücke aufnehmen kann, die größer sind als die im allgemeinen im Druckstollenbau vorkommenden, und daß sie dabei so wenig zusammengedrückt wird, daß ein auch nur schwach armierter Eisenbeton keine Risse erleidet.

b) Modellversuche mit nachgiebiger Unterlage.

Bei diesen Versuchen wurde die bereits früher beschriebene Anordnung mit dem Wellblech unverändert beibehalten (Abb. 5). Die Auskleidung selbst bestand aus einer Betonschicht im M. V. 1 : 4, die 2 cm stark war, darauf war die vierfache Asphaltdichtung geklebt. Der innere Mantel war in Stampfbeton ohne eine Eisenbewehrung bei stehendem Rohr hergestellt. Er hatte eine Stärke von 8 cm. Die Flanschendichtung war hier dieselbe wie bei den vorherbeschriebenen Versuchen.

Zwischen Dichtung und innerem Schutzmantel war im unteren Teil, aus bereits erwähnten Gründen, ein Ölpapier

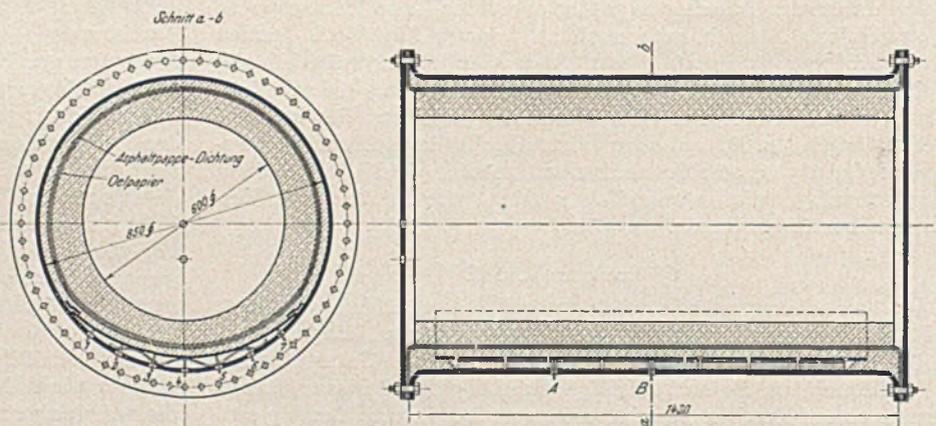


Abb. 5. I. Versuch mit einer elastischen Dichtung bei nachgiebiger Unterlage.

zwischengelegt, das seine Aufgabe vollkommen erfüllt hat. Es wurde so ein Festkleben der Asphaltmasse am Innenbeton vermieden.

Der Versuch selbst wurde in der gleichen Weise ausgeführt, wie er auch für die zuerst beschriebenen vorgesehen war: Drucksteigerung um 1/3 at, bei höheren Drücken immer um 1/2 at.

In 4 1/4 Stunden waren auf diese Weise 18 at erreicht worden, ohne daß sich irgendwelche Undichtigkeiten gezeigt hatten. Es wäre mit Rücksicht auf die Dichtung leicht möglich gewesen, den Druck noch weiter zu steigern, aber die Versuchseinrichtung ließ dies nicht zu.

Der Druck wurde dann in ziemlich kurzer Zeit nachgelassen und dabei Ablesungen bei 15, 10 und 5 at gemacht. Darauf wurde der Druck nochmals in kurzer Zeit auf 15–18 at gesteigert, ohne daß sich auch bei diesen starken, plötzlichen Beanspruchungen Undichtigkeiten gezeigt hätten. Den Druck auf 18 at länger zu halten, war wegen der Undichtigkeiten an den Flanschen, die sich bei Wiederholung des Versuches lästig bemerkbar machten, nicht möglich.

Die Durchbiegungen waren sehr beträchtlich. Ziehen wir hier auch nur wieder die einwandfreien mittleren Beobachtungsstellen in Betracht, so ergibt sich als größte Durchbiegung bei der ersten Steigerung auf 18 at = 13,3 mm. Diese Durchbiegung ging beim Nachlassen des Druckes auf 0 at durchweg zurück, ungefähr bis auf die Hälfte, um sich bei der neuen

Durchbiegung des Bleches ziemlich groß gewesen sein, noch nach dem Öffnen des Rohres betragen sie teilweise 1 mm.

Der Unterbeton war vollkommen trocken. Die Dichtung war also trotz der großen Bewegungen vollkommen dicht geblieben, wie auch dadurch bewiesen ist, daß kein Wasser an den Meßöffnungen heraustropfte.

Derselbe Versuch wurde nochmals wiederholt, jedoch eine andere Innenauskleidung gewählt (Abb. 7). Im unteren Teil bestand diese aus schwach bewehrtem Eisenbeton, im oberen Teil war zuerst unter die Dichtung eine Lage Betonformsteine gebracht, die dann noch einbetoniert wurden. Diese Art der Auskleidung entsprach einem Ausführungsvorschlag und sollte hier ausprobiert werden. Wenn sie sich auch beim Versuch bewährt hat, dürfte mit Rücksicht auf eine einfachere Herstellung sich eine Abänderung empfehlen in der Weise, daß an Stelle der Formsteine Stampfbeton kommt und die darunter liegende Eisenbetonschicht in Torkret hergestellt wird.

Außerdem sollte bei diesem Versuch einmal ausprobiert werden, ob die Dichtung dadurch Schaden erleidet, wenn im Rohr ein Unterdruck entsteht, somit also die am Außenbeton festgeklebte Dichtung in lotrechter Richtung zur Papplage beansprucht wird. Der Gedanke zu diesem Versuch war durch den Umstand aufgenommen, daß beim Schließen der Stolleneinlaufschieber sich hinter dem abfließenden Wasser ein ziemlich hohes Vakuum bildet.

Nach der ersten Drucksteigerung auf 18 at wurde ein Unterdruck hergestellt von 0,88 at. Bei der darauffolgenden Drucksteigerung auf 10 at blieb das Rohr vollkommen dicht, ein Zeichen dafür, daß die Dichtung in der Lage ist, auch derartige Beanspruchungen ohne Schaden auszuhalten.

Die Durchbiegungen waren bei diesem Versuche kleiner als beim vorhergehenden (s. Tabelle 4). Es kommt dies daher, daß die Bleche nicht herausgenommen waren, die Anfangsbewegungen daher kleiner waren. Der Größtwert betrug 12,9 mm. Aus der Tabelle 6 sind die Einzelheiten des Versuches zu ersehen, der Innenbeton wies wiederum keine Risse auf, dagegen der äußere Beton, und zwar wie früher an den Stellen über den Blechrändern.

Da auch bei diesem Versuch, der im übrigen sehr gut mit dem vorhergehenden übereinstimmt, keinerlei Undichtig-

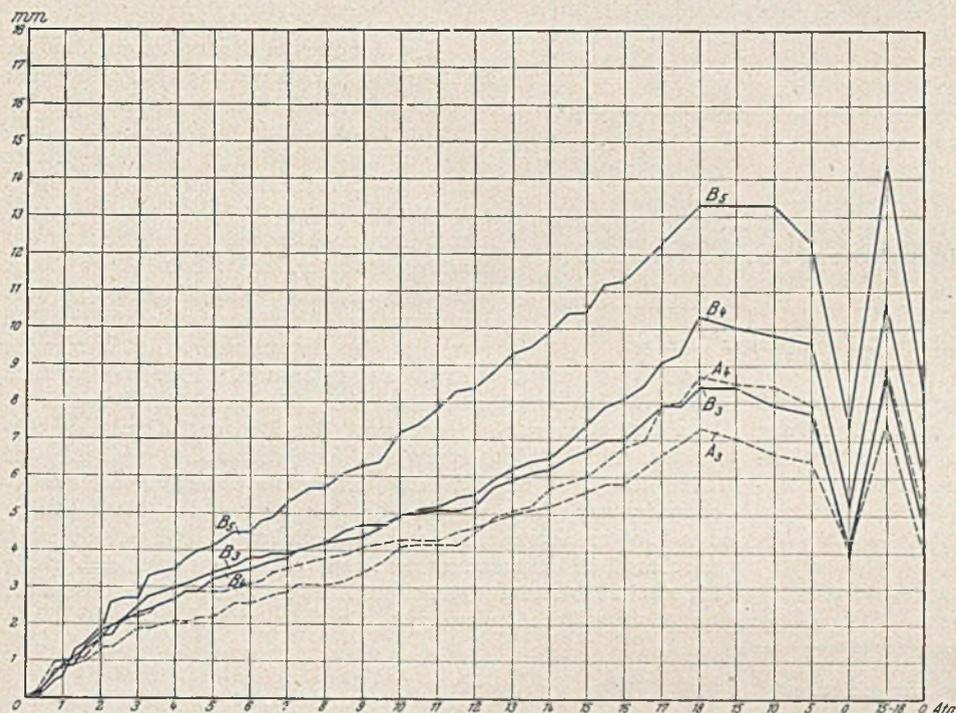


Abb. 6.

Durchbiegungen beim I. Versuch mit einer elastischen Dichtung bei nachgiebiger Unterlage.

Drucksteigerung über das erste Maß hinaus zu vergrößern. Der hier erreichte Höchstwert ist 14,3 mm. Eine dauernde Durchbiegung blieb etwa von der Hälfte der Gesamtdurchbiegung. Dabei ist jedoch zu beachten, daß diese Beobachtung gleich nach Beendigung des Versuches gemacht worden ist. Es ist anzunehmen, daß die Bleche nach einiger Zeit noch weiter zurückgegangen sind.

Die Einzelheiten des Versuches gehen am besten aus Tabelle 3 hervor, in der die Durchbiegungen in $\frac{1}{10}$ mm angegeben sind. Auf Abb. 6 sind die Durchbiegungen aufgezeichnet. Man kann aus diesem Linienzug feststellen, daß am Anfang größere Bewegungen eintraten, etwa bis zu 3 at, das ist bis zu dem Punkt, wo die Bleche an allen Stellen gut anliegen. Von da ab nehmen die Durchbiegungen proportional mit den Drucksteigerungen zu. Die Bewegungen gehen aber keineswegs gleichmäßig vor sich, sondern ruckartig. Die Hindernisse, die sich den Bewegungen der Bleche entgegenstellen, sind verschieden, so daß oft zwei nebeneinanderliegende Punkte recht verschieden weit durchgebogen sind. Die dadurch hervorgerufene Beanspruchung ist sicherlich besonders ungünstig, ungünstiger als sie in der Wirklichkeit vorkommen dürfte.

Eine Untersuchung der Auskleidung nach Beendigung der Versuche ergab folgendes Bild: Der Innenmantel zeigte keinerlei Längsrisse, dagegen war der Unterbeton an einigen Stellen vollkommen gebrochen, besonders über den Rändern der Bleche, aber auch dazwischen. Die Risse müssen bei voller

Tabelle 3.

Bewegungen des Innenbleches gegen das Mantelrohr.

Zeit vom Beginn der Prüfung ab in Minuten	Innen- druck in at	Bewegungen des Innenbleches gegen das Mantelrohr in $\frac{1}{10}$ mm:				
		A 3	A 4	B 3	B 4	B 5
3	0,3	0	0	1	1	0
7	0,6	7	8	7	7	5
17	1,0	9	8	9	9	6
25	1,6	11	10	14	13	15
61	3,3	23	19	27	24	33
100	5,3	29	24	35	33	43
140	7,6	37	31	41	41	57
273	0	42	39	41	47	73
295–300	18	76	89	87	103	143
305	0	39	48	46	50	81

keiten eingetreten sind, dürfte somit ausreichend erwiesen sein, daß die elastische Dichtung hervorragend geeignet ist, größere Bewegungen ohne Schaden mitzumachen.

Es muß an dieser Stelle darauf hingewiesen werden, welcher großer Unterschied besteht zwischen den Ergebnissen bei den Versuchen mit einer reinen Betonanskleidung und den jetzt beschriebenen mit Verwendung einer elastischen Dichtung. Damals betragen die größten erreichten Durchbiegungen 0,3 mm gegenüber jetzt rd. 1,3 mm! Der Druck war 1–1,5 at gegenüber 18 at! Dabei ist zu beachten, daß damals bei den

keit so nicht auftreten würde. Es mag zugegeben werden, daß die Beschränkung der Durchbiegungen auf einem Teil des Umfanges besonders ungünstig ist, um so höher ist aber das Ergebnis der letzten Versuche zu veranschlagen. Dazu kommt, daß bei einem Stollen in sehr gutem Gestein, bei mangelhafter Hinterspritzung ähnliche Bewegungen — nur auf ein kurzes Stück der Auskleidung beschränkt — auftreten werden, der hier angenommene Fall somit nicht so theoretisch ist, als es vielleicht auf den ersten Blick erscheinen möchte. Es sei auch hier darauf hingewiesen, daß z. B. im Ritomstollen bis zu einem gewissen Grad ähnliche Verhältnisse vorgelegen haben dürften, und daß auch die Lage der Risse dort eine ähnliche war, wie sie sich bei den Versuchen herausgestellt hat.

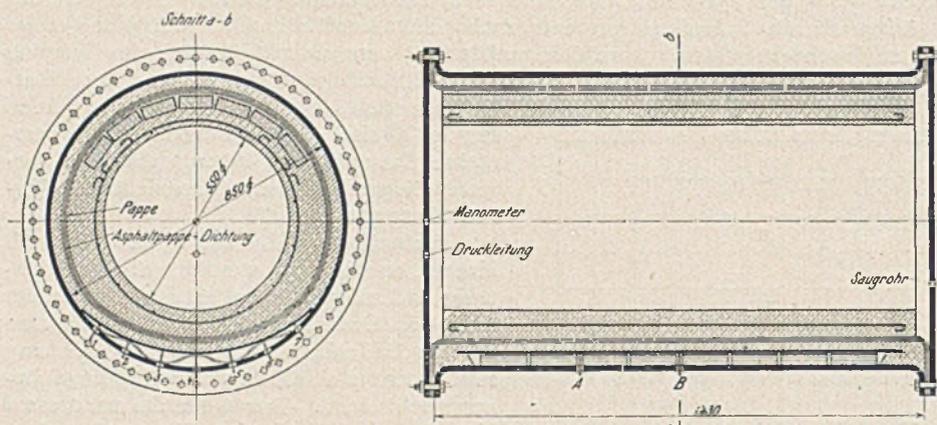


Abb. 7. 2. Versuch mit einer elastischen Dichtung bei nachgiebiger Unterlage.

ebengenannten Maßen eine Zerstörung eingetreten war, bei den Versuchen mit Verwendung einer elastischen Dichtung jedoch nicht, vielmehr konnten dieselben nur infolge der Unzulänglichkeit der zur Verfügung stehenden Versuchsanordnung nicht weiter fortgesetzt werden.

Tabelle 4.

Bewegungen des Innenbleches gegen das Mantelrohr.

Zeit vom Beginn der Prüfung ab in Minuten:	Innen- druck in at	Bewegungen des Innenbleches gegen das Mantelrohr in 1/10 mm				
		A 3	A 4	B 3	B 4	B 5
4	0,3	1	1	0	1	0
9	0,6	4	3	2	4	3
14	1,0	6	3	4	4	6
23	1,3	7	3	5	4	10
53	3,3	16	12	12	14	30
103	6,6	27	13	24	14	49
148	10,5	37	25	37	31	80
203	16,0	58	42	61	43	120
231	10,0	67	53	67	64	129
235	5,0	60	50	64	59	122
243	0,0	37	25	39	30	72
0	0,0	Das Rohr wurde leergepumpt.				
0	0,38	Messungen wurden nicht ausgeführt				
5	0,42	36	23	39	25	72
10	0,54	—	—	—	—	—
13	0,68	35	23	39	29	71
19	0,84	—	—	—	—	—
20–25	0,88	—	—	—	—	—
50	0	36	27	42	30	74
60–65	10	—	—	—	—	—
70	0	—	—	—	—	—

Die beiden Versuchsreihen sind ohne weiteres miteinander vergleichbar, da die Anordnung in beiden Fällen genau dieselbe war. Es kann daher nicht der Einwand gemacht werden, daß die einigermaßen willkürlich festgelegte Bewegungsmöglichkeit der Auskleidung besonders ungünstig sei und in Wirklich-

vielmehr stellenweise hinter der Betonauskleidung stehen. Man hat zwar nach Beendigung der Betonarbeiten eine einmalige Zementhinterspritzung vorgenommen, jedoch war kaum damit zu rechnen, daß der Erfolg derselben ein ausreichender war, da einesteils die Zimmerung der Zementmilch den Weg erschwerte, andererseits ein loses Gebirge, wie auch durch andere Versuche im dortigen Stollen bewiesen, sich wenig für solche Einspritzungen eignet. Es lagen also ganz besonders ungünstige Verhältnisse vor, die man auch nicht klar über-

c) Probestrecken.

Von der Siemensbauunion wurden im Auftrag des Elektrisierungsamtes in Wien im Spullerseeestollen u. a. auch Versuche mit einer Auskleidung mit elastischer Dichtung vorgenommen. Die Versuchsstrecke (Abb. 8) — ein Blindstollen — lag in außerordentlich gebräuchtem Gestein — zermürbtem Dolomit —, das beim Ausbruch starker Auszimmerung bedurfte. Der Gebirgsdruck war so groß, daß es der die Arbeiten dort ausführenden Unternehmung nicht möglich war, bei der Betonierung die Zimmerung überall zu entfernen. Das Holz blieb

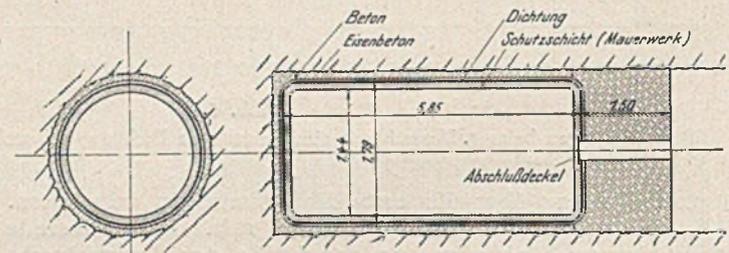


Abb. 8. Versuchsanordnung in einem Blindstollen des Spullerseeerwerkes.

blicken konnte, da z. B. über die Stärke der Betonauskleidung keine genauen Angaben vorlagen. Es sei hier im übrigen erwähnt, daß die übrigen Versuche im Spullerseeestollen an anderer Stelle vorgenommen worden sind, die Ergebnisse also nicht miteinander vergleichbar sind.

Der Blindstollen hatte einen Durchmesser von etwa 1,95 m und eine Länge von 5,85 m. Abgeschlossen war er auf der einen Seite durch eine Betonwand von 1,5 m Stärke, in der eine ovale Öffnung gelassen war von 0,50–0,70 m, die durch einen eisernen Verschlussdeckel geschlossen werden konnte. Die Wasserzuführung sowie der Manometeranschluß erfolgte durch diesen Deckel.

Auf die bereits fertiggestellte Auskleidung, die im übrigen ziemlich durchnäßt war, wurde die Asphaltabdichtung in vierfacher Lage aufgebracht und zu deren Schutz ein Ring aus Klinkersteinen hergestellt. Man wählte hier Klinker, damit der Versuch möglichst bald vorgenommen werden konnte und man nicht erst auf das Erhärten eines Betonmantels warten mußte.

Bei dem ersten Druckversuch wurde, ohne daß sich Wasserverluste gezeigt hätten, ein Druck von 1,8 at erreicht,

als plötzlich der Druck am Manometer stark fiel und die Zerstörung der Auskleidung anzeigte.

Das überraschende Ergebnis, das im Gegensatz steht zu allen anderen Ergebnissen, hat im folgenden seine Begründung:

1. Das Gebirge war außergewöhnlich schlecht, bot somit der Betonauskleidung keinen Widerstand, wiewohl vielmehr ohne weiteres aus. Dadurch traten im Beton sehr große Spannungen auf, die zu starken Ribbildungen und Zerstörungen im Beton Anlaß gaben. Hier machte sich das Stehenlassen der Verzimmerung bemerkbar, das sicherlich zur Vergrößerung der Bewegungen beigetragen hat.

2. Man hatte bei diesem Versuch, der vor den Laboratoriumsversuchen mit nachgiebiger Unterlage stattfand, die isolierende Schicht zwischen Dichtung und Innenmantel nicht eingelegt, da man annahm, daß die Bewegungen nicht größer sein würden als im Untergrundbahnbau, wo sich die Notwendigkeit zu dieser Maßregel nie ergeben hatte. Dieser Umstand ist aber nicht an dem Mißerfolg als solcher schuld, er hat nur die Undichtigkeit früher auftreten lassen, als es sonst der Fall gewesen wäre. Es darf nämlich nicht verkannt werden, daß der elastischen Dichtung nicht eine statische Aufgabe zugemutet werden kann, sie ist nie in der Lage, wenn der äußere Betonmantel vollkommen gerissen ist, den Druck aufzunehmen.

Nach Entfernung der Innenauskleidung und der Dichtung zeigten sich Risse im Außenbeton, besonders auf der Firststrecke, die durch den ganzen Beton hindurchgingen und die noch jetzt — nachdem der Druck schon lange aufgehört hatte — bis zu 3 mm Weite hatten.

Wie schlecht das Gebirge an dieser Stelle war, dürfte aus einem zweiten Versuch, der in demselben Blindstollen vorgenommen worden ist, deutlich hervorgehen.

Man entschloß sich dieses Mal, die Dichtung nicht auf diese beschädigte Betonauskleidung unmittelbar aufzubringen, sondern erst noch einen Eisenbetonring einzulegen, dessen Stärke 5 cm betrug und der bewehrt war mit 10 Rundstählen von 12 mm Dmr. auf den 1 m. Er war also nur in der Lage, auch bei einer Eisenbeanspruchung von 1200 kg/cm², einen geringen Bruchteil des Innendruckes aufzunehmen.

Auf diesen Eisenbetonring wurde die vierfache Dichtung geklebt, jedoch dieses Mal vor Einbringen des Innenmantels eine Rohpappe dazwischen gelegt.

Der Blindstollen wurde am Tag vor dem Versuch gefüllt, um dem Wasser Gelegenheit zu geben, alle Hohlräume in dem Klinkermauerwerk auszufüllen. Tatsächlich konnte auch am nächsten Tag eine größere Wassermenge von rd 380 l nachgefüllt werden, bis die Drucksteigerung begann.

Rechnet man nach, so findet man, daß ungefähr 8 vH des Rauminhaltes des Mauerwerkstranges aus Hohlräumen bestanden haben müssen, um Wassermengen, die zugefüllt und vor der Drucksteigerung eingepumpt wurden, aufnehmen zu können. Dieses Maß deckt sich gut mit den bei anderen Gelegenheiten festgestellten Werten.

Durch weiteres langsames Zupumpen von Wasser wurde der Druck gleichmäßig gesteigert. Aus beiliegendem Diagramm (Abb. 9) sind die benötigten Wassermengen, die erreichten Drücke, sowie die Zeiten des Versuches ersichtlich.

Bei 4,2 at trat ein kleiner Druckabfall ein, jedoch durch etwas stärkeres Pumpen wurde noch ein Druck von 4,4 at erreicht. Dann fiel trotz stärkerer Wasserzuführung das Manometer auf 0 ab, ein Zeichen dafür, daß eine stärkere Zerstörung eingetreten sein mußte.

Nach dem Entleeren und dem Entfernen der Schutzschicht zeigte sich im First eine Zerstörung der Dichtung. Unter dieser Stelle war der Eisenbetonmantel vollkommen gerissen — die Risse waren jetzt noch bis zu 7 mm groß —, und zwar durch Überwindung der Haftspannungen im Eisen. Die Bewegungen, die hier eingetreten sind, waren außergewöhnlich groß, zudem gingen sie ruckartig vor sich, so daß ein Reißen der Dichtung eintreten mußte.

Das Versuchsergebnis ist sicher dadurch beeinflußt worden, daß der Eisenbetonmantel noch ziemlich frisch war — es

waren von seiner Herstellung bis zum Versuch nur einige Tage vergangen — und noch nicht seine volle Festigkeit erreicht hatte, abgesehen davon, daß die Armierung überhaupt zu schwach war, da sie bei dem schlechten Gebirge fast den vollen Innendruck aufnehmen mußte. Auf jeden Fall ist aber einwandfrei bewiesen, daß die Dichtung bis zur Zerstörung des Eisenbetonmantels gehalten hat und dicht geblieben ist.

Es dürfte im übrigen noch von Interesse sein, festzustellen, welche Bewegungen die Dichtung bis zu ihrer Zerstörung mitgemacht hat:

Vom Beginn der Drucksteigerung bis zum ersten Abfall des Manometers wurden rd 830 l zugepumpt. Bei einer Stollenslänge von 5,85 m und einem Durchmesser von 1,79 m zwischen der Dichtung gemessen, ergibt sich eine Raumvergrößerung, die sich aus der zugepumpten Wassermenge einfach errechnen läßt, da diese nicht abfloß, wie sich daraus ergibt, daß bei einem Aufhören des Pumpens der Druck nicht fiel. Die Vergrößerung des Durchmessers betrug 5 cm oder anders ausgedrückt, der Umfang hat sich um 16 cm vergrößert. Auf 1 m Umfang bedeutet dies eine Längenänderung von 2,77 cm! Dabei sind die günstigsten Annahmen gemacht, nämlich daß die Bewegungen sich gleichmäßig auf den ganzen Umfang verteilt haben. Dieses ist sicherlich nicht der Fall gewesen, da in der Nähe der Bruchstelle sich größere Bewegungen vollzogen haben dürften.

So zeigte gerade hier der letzte Versuch, trotzdem er den auf ihn gesetzten Erwartungen nicht voll entsprochen hat, daß die elastische Dichtung in der Lage ist, große Bewegungen

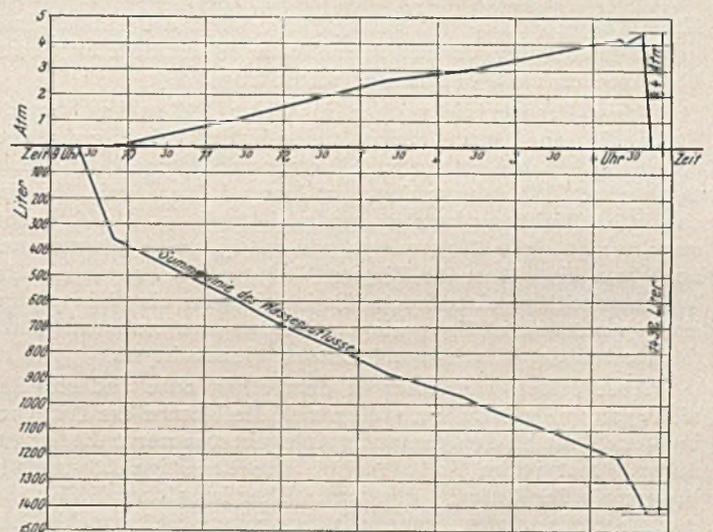


Abb. 9. Wasserzufuhr- und -Drucklinie bei dem Abpreßversuch im Spullercestollen.

ohne Schaden mitzumachen, solange nur eine Unterlage noch vorhanden ist und die Dichtung nicht auf eine größere Strecke freitragend den vollen Wasserdruck aufnehmen muß. Daher sei hier nochmals darauf hingewiesen, daß die eben geschilderten Versuche das Ergebnis des Laboratoriumsversuches bestätigen, wonach die Dichtung in der Lage ist, auch hohe Drücke ohne zu reißen aufzunehmen, selbst wenn Risse in der Unterlage vorhanden sind von 1 m und mehr. Bei allen Versuchen hat sich beim nachträglichen Aufstemmen gezeigt, daß an solchen Stellen nur der äußere Anstrich in den Rib eingedrungen ist, nie aber eine der Papplagen, selbst nicht wenn, wie wohl fast stets anzunehmen ist, mit dem Nachlassen des Innendruckes sich die Risse wieder teilweise geschlossen haben.

Diese Fähigkeit der Asphaltabdichtung, derartige Bewegungen mitzumachen, erklärt sich in der Hauptsache dadurch, daß bei Auftreten von Druck die Klebmasse in der Dichtung dickflüssig wird und so ein Vorbeischieben der einzelnen Papplagen aneinander möglich ist. Es macht sich also hier der Umstand, daß die Dichtung aus mehreren Lagen besteht, vorteilhaft be-

merkbar, abgesehen davon, daß in dieser mehrfachen Dichtung auch eine hohe Sicherheit liegt.

Wenn somit also auch der Spullerseeversuch dem Fernstehenden im ersten Augenblick als ein Mißerfolg erschienen sein mag, so dürfte doch hier zur Genüge bewiesen sein, daß es auch ein Erfolg für die elastische Dichtung ist, und daß andere Umstände daran die Schuld tragen, daß hier nicht noch ein höherer Druck erreicht worden ist.

9. Die Wirtschaftlichkeit einer Stollenauskleidung mit elastischer Dichtung.

Es soll hier noch kurz die Frage der Wirtschaftlichkeit einer Auskleidung mit elastischer Dichtung gestreift werden. Wenn auch gerade bei solch schwierigen Bauwerken die Kostenfrage nicht in den Vordergrund gestellt werden darf, da hier das Beste gerade gut genug ist, und das Sparen in solchen Fällen meist recht teuer kommt, so müssen sich doch immerhin die Kosten so niedrig halten, daß dadurch die Wirtschaftlichkeit einer Anlage nicht beeinflusst wird.

Vergleicht man eine kombinierte Stollenauskleidung und eine solche mit elastischer Dichtung miteinander, so kann man ohne weiteres feststellen, daß sich die Kosten für Beton im allgemeinen bei letzterer nicht höher stellen als bei einer reinen Betonauskleidung. Im Gegenteil wird meist sogar eine Verbilligung möglich sein, da man bei Verwendung einer elastischen Dichtung manche Arbeit nicht so sorgfältig vornehmen muß, z. B. das Ausspritzen der Klüfte usw., da die Dichtung eine größere Sicherheit in sich trägt. Dazu kommt, daß die Eisenmenge beträchtlich geringer ist, wenn der Innenmantel keinen Innenwasserdruck aufzunehmen hat, sondern nur soweit bewehrt sein muß, daß er sich selbst trägt.

Diese Ersparnisse reichen in vielen Fällen aus, um die Kosten für eine Auskleidung mit elastischer Dichtung niedriger zu halten, als bei einer reinen Betonauskleidung, oder wenigstens nicht höher anwachsen zu lassen. Der Preis für eine elastische Dichtung beträgt heute vielleicht 7–8 M/m², entspricht also einer Eisenmenge von rd 15–20 kg, wenn man auch hier die Löhne für Biegen, Verlegen usw. sowie die Unkostenaufschläge einrechnet. Es ist also nur eine Einsparung einer verhältnismäßig geringen Eisenmenge notwendig, um die Kosten der elastischen Dichtung einzubringen.

Aber selbst wenn dies in dem einen oder anderen Fall nicht ganz möglich wäre, stellen sich die Kosten der Dichtung im Verhältnis zu den gesamten Anlagekosten nur unbedeutend höher. Auf jeden Fall aber ist eine derartige Lösung viel billiger als der Ausweg, den man bisher in solchen Fällen eingeschlagen hat, wenn man mit der reinen Betonauskleidung nicht mehr zum Ziele kam, nämlich ein eisernes Rohr zu wählen, das man in dem Stollen verlegt hat. Abgesehen von einem Druckhöhenverlust sind hier die Baukosten um ein Wesentliches höher, so daß sich hier erst die Vorteile der elastischen Dichtung voll bemerkbar machen.

Man kann daher wohl im allgemeinen sagen: In Fällen geringen Wasserdruckes und bei sehr gutem Gebirge bringt die Verwendung einer elastischen Dichtung eine geringe Erhöhung der Baukosten mit sich, bei Fällen hohen Wasserdruckes oder bei schlechtem Gebirge ist eine Auskleidung mit der Asphaltdeckung die billigste Lösung.

10. Schlußbetrachtungen.

Auf Grund der hier dargelegten Erfahrungen und Versuche sei noch kurz die Frage behandelt, welche Auskleidung bei den verschiedenen Gesteinsarten die richtige sein dürfte.

Vor Ausbruch eines Stollens dürfte es kaum möglich sein,

einen endgültigen Beschluß über die Art der Auskleidung zu fassen, da selbst beim Vorliegen ausführlicher geologischer Untersuchungen in den einzelnen Gesteinsarten sehr beträchtliche Unterschiede auftreten können. Erst der Anblick und die genaue Untersuchung des durchfahrenen Gesteins werden hier Klarheit schaffen. Von größter Bedeutung ist die Schichtung des Gesteins, das Vorhandensein von Klüften, das Verhalten des Gesteins gegenüber Erschütterungen beim Sprengen, der Wasserandrang von außen, der Grad der Verwitterung usw.

Hier ist es auch sicherlich empfehlenswert, den Rat erfahrener Geologen einzuholen, deren Fachwissen hier den Stollenbauer wertvoll unterstützen kann. Auch Versuche über die Festigkeit des Gesteins empfehlen sich, vor allem aber auch Versuche über die Höhe von Wasserverlusten bei Innendruck ohne Auskleidung, wie sie z. B. in Amsteg vorgenommen worden sind. Ferner geben Messungen über die Größe von Bewegungen im Gebirge beim Auftreten von Innendruck wertvolle Anhaltspunkte über die Anforderungen, die im betreffenden Fall an die Auskleidung gestellt werden. Erst auf Grund dieser Beobachtungen und Feststellungen sollte man zur Wahl der Auskleidung schreiten.

Ist das Gebirge vollkommen standfest und weist es keine Klüfte auf, so kann man sich mit einer verhältnismäßig einfachen Auskleidung zufrieden geben. Das heißt aber nun nicht, daß der Stollen unausgekleidet bleiben kann, oder daß ein einfacher Putz genügt. Bei einem einigermaßen hohen Wasserdruck wird man mindestens eine sehr sorgfältig hergestellte und gut hinterspritzte Stampfbetonauskleidung wählen müssen. Es sei hier ausdrücklich hervorgehoben, daß man zu dieser Wahl erst schreiten sollte, wenn eine genaue Untersuchung und Probestrecken ergeben haben, daß auf diese Weise Wasserverluste vermieden werden können. Dieser Fall dürfte nur vorkommen bei bestem Granit, Gneis und ähnlichen Gesteinen.

Ist das Gebirge standfest, aber klüftig, oder ist mit einer stärkeren Zerrüttungszone zu rechnen, so genügt eine einfache Stampfbetonauskleidung nicht, hier muß eine kombinierte Auskleidung Platz greifen, die in der Lage ist, je nach den besonderen Verhältnissen, einen mehr oder minder großen Teil des Wasserdruckes aufzunehmen. Auch hier muß durch Probestrecken festgestellt werden, ob nicht Risse und Wasserverluste zu befürchten sind, wobei Messungen der Bewegungen im Gebirge wertvolle Schlüsse zulassen, insbesondere nachdem jetzt durch die Laboratoriumsversuche ein Anhalt gegeben ist, welche Bewegungen eine derartige Auskleidung mitmachen kann.

Kommt man mit dieser Auskleidung nicht mehr zum Ziele, so muß man zur elastischen Dichtung übergehen. Das wäre also der Fall bei stark klüftigem Gestein, bei Vorhandensein einer ausgedehnten Zerrüttungszone, bei nicht genügend standfestem Gebirge oder bei besonders hohen Wasserdrücken.

Aber auch bei den erstgenannten beiden Gruppen kann es wünschenswert sein, die elastische Dichtung zu verwenden, nämlich dann, wenn auch geringe Wasserverluste vermieden werden sollen, was der Fall ist bei Werken, die hohes Gefälle ausnutzen, aber wenig Wasser haben. Hier, wo jeder Liter einen beträchtlichen Gewinn bringt, wird man auf völlige Dichtigkeit Wert legen, die nur bei einer Asphaltdeckung gewährleistet ist, so daß sich hier die etwas höheren Kosten lohnen.

Wenn sich auch keine allgemeinen Richtlinien aufstellen lassen für die Wahl einer Auskleidung, immerhin dürften die bisherigen Probestrecken und Modellversuche wertvolle Anhaltspunkte geben, welche Erwartungen man an die einzelnen Stollenauskleidungen knüpfen darf und in welchen Fällen sie anzuwenden sind.

EIN MODERNES MAGAZINGEBÄUDE MIT TRÄGERLOSEN DECKENKONSTRUKTIONEN IN PHILIPPOPEL.

Von Dr.-Ing. Paul Neményi, Chefkonstrukteur der N. Rella & Neffe Bauunternehmens-Aktiengesellschaft, Sofia.

Allgemeines:

In der Hauptstadt Südbulgariens, welche zugleich das Zentrum der bulgarischen Tabakproduktion und des Tabakexportes, ferner des Rosenölexportes bildet, sind in den letzten Jahren sehr bedeutende moderne Magazingebäude ent-



Abb. 1a.

standen. Wohl das größte unter denselben ist das von der Fa. N. Rella & Neffe, Sofia, ausgeführte Tabaklagerhaus der Tabakus Aktiengesellschaft, Sofia.

Das Gebäude weist in baulicher Hinsicht manches Interessante auf, und da die Berechnung der darin vorkommenden Pilzdecken, die etwa $\frac{3}{4}$ sämtlicher Deckenkonstruktionen ausmachen nach Lewes Theorie vorgenommen wurde und dabei wohl zum erstenmal alle Vorteile, die in dieser Theorie verborgen sind, richtig ausgenützt wurden, so soll auf nähere Erörterung der Anordnung, Berechnung und konstruktive Durchbildung des Baues eingegangen werden.

Der beiliegende Schnitt und Grundriß, ferner die Fassade geben eine Übersicht über die allgemeine Anordnung. Das Gebäude enthält ausschließlich Magazin- und Manipulationsräume; die Büros, Portierloge und Wohnung, Garage usw. sind in einem daneben zu errichtenden zweiten Gebäude untergebracht.

Keller, Parterre und erste Etage sind durchgehende Magazinräume, von da an sind im vorderen Trakt nur drei Etagen, welche als Manipulationsräume dienen sollen; im hin-

teren Trakt entsprechen diesen fünf Etagen, welche Lager Räume sind. Der Dachraum dient durchgehend als Lagerraum. Die angenommenen Nutzlasten sind in den Magazinräumen mit Ausnahme des Dachraumes 500 kg, im Dachraum 300 kg, in den Manipulationsräumen 250 kg je m². Das Gebäude hat an der Fassade des Magazintraktes einen arkadenartigen Korridor mit Längsrampe, von welchem das Lagermaterial ohne Benützung der drei Treppenhäuser mittels dreier Aufzüge, welche sowohl für Hand- als auch für maschinellen Betrieb vorgesehen sind, in das Magazin gefördert werden kann. Im Keller und über den drei Manipulationssälen sind Trägerdecken angeordnet; alle übrigen Räumlichkeiten haben Pilzdecken, was neben mehreren anderen Gründen hauptsächlich durch Ersparnis an Bauhöhe bedingt war.

Die erwähnten Aufzugsschächte wurden abweichend von anderen ähnlichen Konstruktionen nicht als ein Ausschnitt aus einem normalen Deckenfeld angeordnet, sondern um möglichst an störenden Säulen zu sparen, so angebracht, daß ihre vier Säulen zusammen an Stelle einer normalen Säule zu stehen kommen.

Da die Wasserleitung von Philippopol für ein so hohes Gebäude nicht ausreichend ist, wurde im Keller eine durch einen Motor angetriebene Pumpe angeordnet, welche das nötige Betriebswasser aus dem neben dem Gebäude gebohrten Brunnen in die zwei im Dachgeschoß angeordneten Wasserbehälter 2 x 2 x 1 m hinaufbefördert.

Fundierung.

Der Untergrund, auf welchem der Bau fundiert werden sollte, ist mäßig sandiger und etwas nasser Lehm, dessen zulässige Pressung zu 2 kg pro cm² geschätzt worden ist. Aus dieser verhältnismäßig geringen Bodenbeanspruchung und aus den bis 190 Tonnen gehenden Lasten, die auf einzelne Stützen entfallen, ergaben sich so große Fundamentkörper, daß unter Berück-

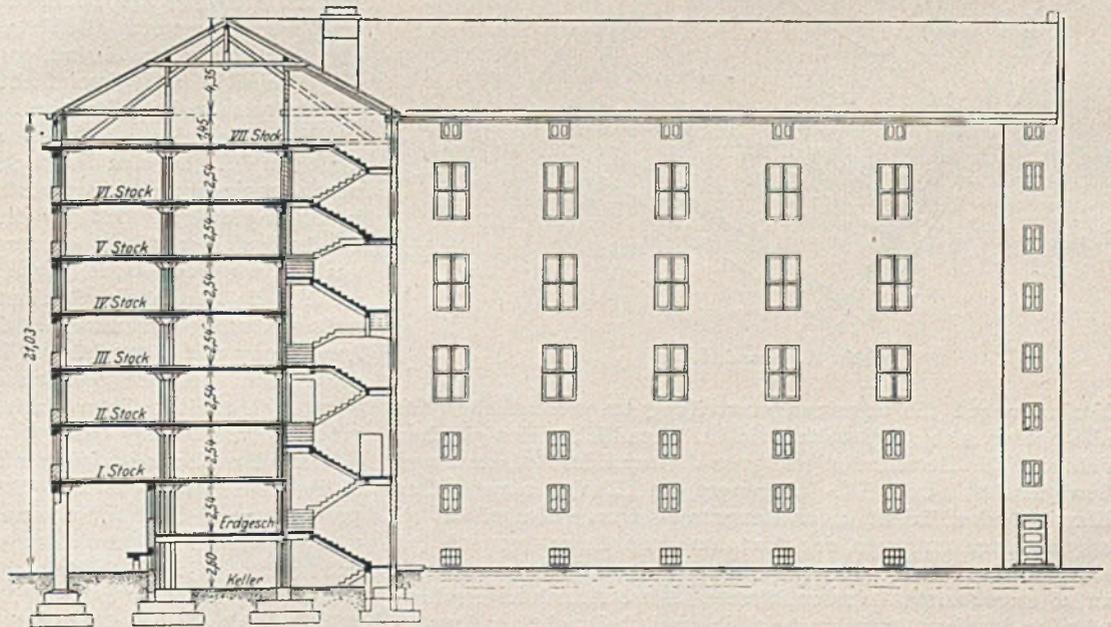


Abb. 1b. Schnitt und Hoffassade.

sichtigung der Grundwasserhaltung die Anordnung einer durchgehenden Pilzplatte, wenigstens für den schwerbelasteten Magazintrakt, nahe lag. Ein Projekt wurde denn auch bis auf die Biegepläne fertig ausgearbeitet. Dasselbe konnte wegen Un-

möglichkeit der Beschaffung der ziemlich bedeutenden Rundenmengen nicht ausgeführt werden, so daß die im Schnitt sichtbaren Stampfbetonfundamentkörper unter Eisenbetonsäulenfüßen zur Ausführung kamen.

Der Grundgedanke des nichtausgeführten Entwurfs besteht darin, daß die durchgehende Fundamentplatte überall am Rande vorragt, und zwar an den Stützen besonders stark, wodurch man erzielt, daß die Außenfelder ebenso armiert werden können wie die Innenfelder, da bei der getroffenen Wahl der

ständig nachgiebiger Unterlage ($k = 0$) sich um etwa 30 bis 40 vH unterscheiden.

In Wirklichkeit mußten, wie bereits erwähnt, durchwegs Einzelfundamente angewendet werden. Eine Ausnahme bilden die Säulen an dem an einem fremden Grundstück angrenzenden Ende des Gebäudes, welche, um äußerst ungünstige, stark exzentrische Fundamentausbildungen zu vermeiden, mit der benachbarten Säule zu je einem zusammenhängenden Eisenbetonbalkenfundament zusammengefaßt wurden.

Pilzdecken.

Die Pilzdecken wurden durchwegs mit Verstärkungsplatten ausgebildet (Stärke der durchgehenden Platte 17 cm, Stärke der Verstärkungsplatte 11 cm, Größe der Verstärkungsplatte ca. $\frac{1}{3}$ der Feldweite). Die Armierung erfolgte bei den Pilzdecken im Manipulationstrakt im Zweiwegesystem, bei jenen im Magazintrakt mit Ausnahme einiger ganz abnormaler Felder im Vierwegesystem, bei den abnormalen Feldern an der stumpfwinkligen Ecke des Gebäudes im Drei- und Zweiwegesystem.

Für die Wahl des Armierungssystems war folgende Überlegung maßgebend: im Manipulationstrakt ist mit Rücksicht auf die als Trägerdecken angeordnete Mehrzahl der Stockwerksdecken eine solche Säuleneinteilung gewählt, daß die beiden Außenfelder (Außenschiffe) um 25 vH schmaler sind als die Innenschiffe. Dieser Umstand würde beim Vierwegesystem sehr stark geknickte Diagonalarmierungsstreifen bedingen, was eine konstruktive Unklarheit bedeutet und naturgemäß auch bei der Ausführung eine überflüssige Erschwernis der Montagearbeit herbeigeführt hätte. Hingegen sind im Magazintrakt die Felder, wenn man die in der Einleitung schon erwähnten Viersäulengruppen, die das Gerippe für die Aufzugsschächte bilden, durch eine einzelne Säule ersetzt denkt, zum Teil fast genaue Quadrate, zum Teil dem Quadrate nahekommende unregelmäßige Vierecke. Bei diesen letzteren hätte die Anordnung des Zweiwegesystems Mittelstreifen bedingt, deren Eisen miteinander nicht parallel sind, so daß in diesem Trakt wiederum die Rücksicht auf Vereinfachung die Anordnung des Vierwegesystems nahe gelegt hat.

Das Gebäude ist durch zwei Dilatationsfugen in drei Teile geteilt. Bei den Pilzdecken sind diese Dilatationsfugen durch je einen eingehängten Dilatationsstreifen ersetzt; dies ist so angeordnet, daß für die an denselben anschließenden Pilzdeckenfelder die Spannungsverteilung möglichst ebenso ausfällt, wie wenn keine Dilatationsfuge vorhanden wäre, also so, daß die Ränder des Streifens sich dem Ort der Momentennullpunkte möglichst nähern. Die bis jetzt häufiger angewendete Anordnung mit Doppelsäulen hat den Nachteil, daß dadurch die Anzahl der kräftiger zu armierenden Außenfelder sich wesentlich erhöht; dieser Nachteil fällt bei der gewählten Anordnung vollständig fort.

Die Berechnung erfolgte auf Grund der Leweschen Theorie in ihrer neuesten Fassung (Strenge Lösung des Pilzdeckenproblems von Dr. Lewe, Selbstverlag des Verfassers). Es wurden die Formeln für die Armierung unter der Voraussetzung unendlich vieler gleicher quadratischer Felder aufgestellt. Außer der Säuleneinspannung bei Streifenlast wurde sowohl bei ständiger als auch bei beweglicher Last die Einspannung am Rande der Verstärkungsplatte in Berücksichtigung gezogen. Dieser letztere Umstand bildet die Hauptursache, weshalb die vom Verfasser hergeleiteten Biegemomente so ganz wesentlich günstiger ausfielen als jene, die unter sonst ganz ähnlichen Voraussetzungen von anderen Konstrukteuren zur Anwendung gebracht wurden.

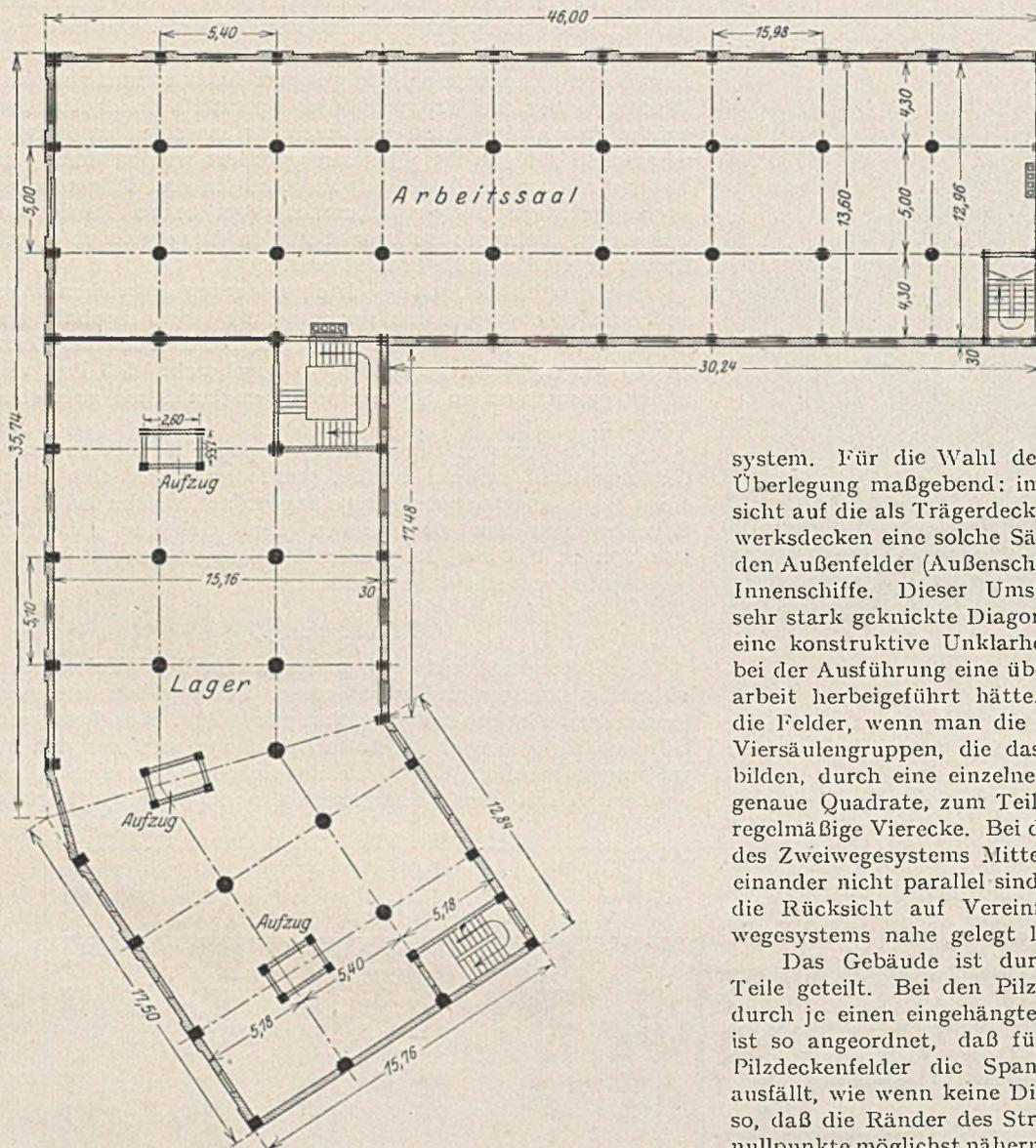


Abb. 2. Grundriß.

Vorkragungen die Spannungsverteilung im wesentlichen für alle Felder sich so gestaltet wie bei unendlich vielen gleichen Feldern. Die Berechnung erfolgte auf Grund des Aufsatzes von Lewe in Heft 15 des IV. Jahrganges des „Bauingenieur“. Der Elastizitätskoeffizient k des Baugrundes wurde hierbei mit 10 angenommen entgegen der Annahme von Lewe, wonach bei einem Boden von 1–2 kg pro cm^2 zulässigen Bodenpressung k zu 20 angenommen werden könnte. Diese Annahme erschien nämlich insofern unwahrscheinlich, weil bei richtiger Durchrechnung (in dem von Lewe durchgerechneten Zahlenbeispiel ist J ohne Berücksichtigung des Nennerkoeffizienten i_2 gerechnet) sich die positiven Momente auf etwa ein Zehntel jener bei $k = 0$ gestellt hätten, was ein überaus unwahrscheinliches Ergebnis wäre. Bei dem angenommenen Werte $k = 10$ ergaben sich Werte für die Positivmomente, welche von dem Falle voll-

Über die Anwendung der Leweschen Theorie und Tabellen zur Herleitung der erwähnten Durchschnittsformeln von der Form $\frac{q l^2}{\lambda} + \frac{p l^2}{\mu}$ pro lfdm der verschiedenen Streifen soll des näheren folgendes bemerkt werden. Bei der Berücksichtigung der Einspannung am Rande der Verstärkungsplatte wurden Lewes Entwicklungen unverändert zur Anwendung gebracht, nur der offenbar fehlerhafte Tabellenwert Lastfall 42 Krümmung nach x Richtung $\xi = 1, \eta = 0,5$ wurde auf Grund einer Näherungsrechnung berichtigt. Bei der Berechnung der Sä-

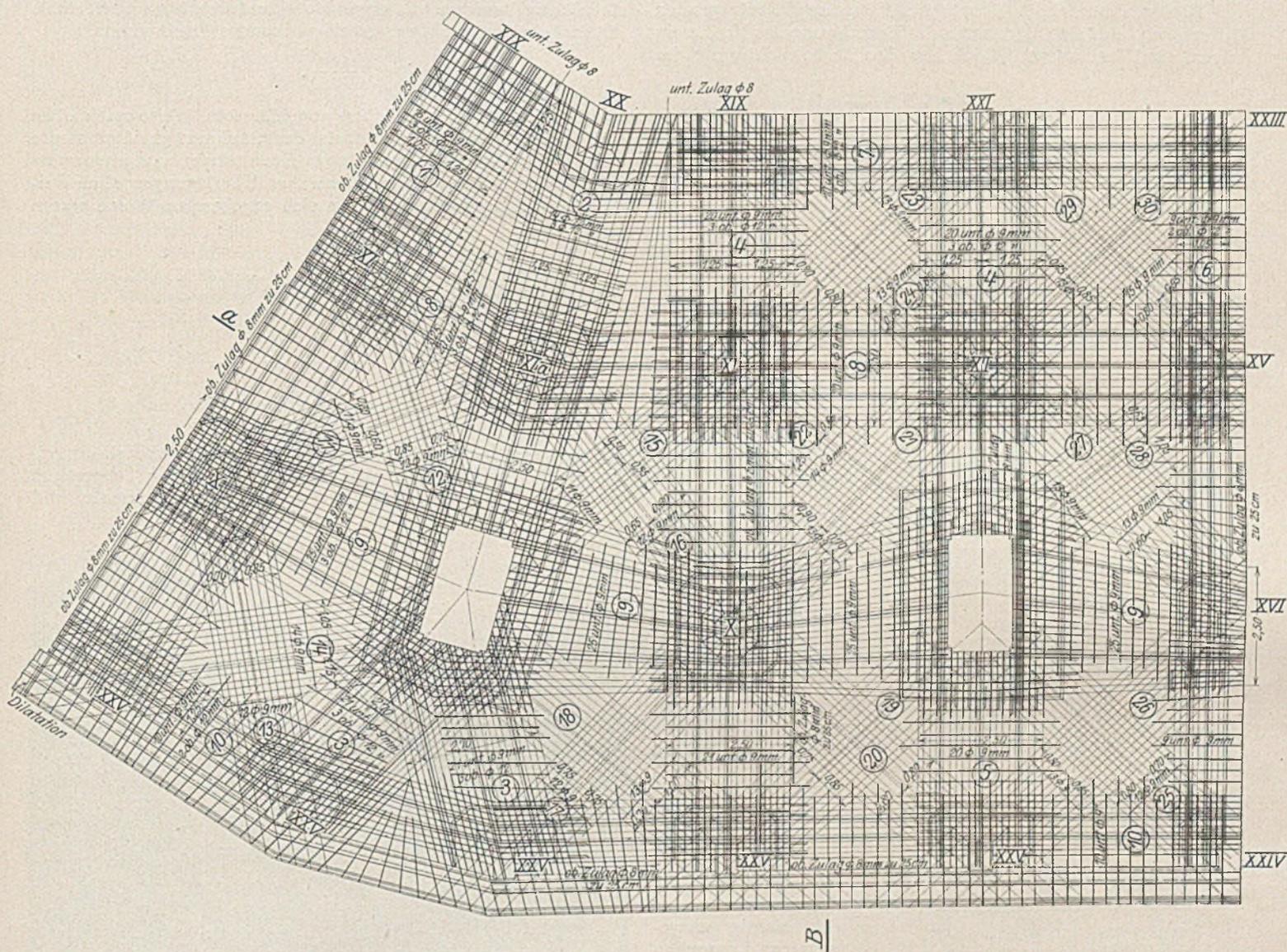
Hieraus ergibt sich:

$$q = \frac{27 k}{3 + 2,862 k}$$

wogegen bei Lewe $\frac{27 k}{1 + 2,862 k}$ steht.

Dies bedingt eine Abnahme des entlastenden Stützeinspannmomentes in unserem Falle um etwa 10 vH.

Auf diese Weise wurden dann auf dem Wege umständlicher Tabellenrechnung und Mittelwertermittlung erhalten als durch-



Zeichenerklärung: dünner Strich = Eisen unten, starker Strich = Eisen oben.

Abb. 3. Armierungsplan der Pilzdecke, oberstes Stockwerk, 1. Teil.

leneinspannung, welche bei einer Streifenlast eintritt, mußte jedoch die Lewesche Formel zur Ermittlung der Größe der entlastenden Kraft q pro m^2 einer Korrektur unterzogen werden, da dieselbe nach Auffassung des Verfassers fehlerhaft ist. Nimmt man nämlich, was bei Einspannung am Fuße der Säule im Falle einer obersten Stockwerksdecke unbedingt annähernd richtig ist, den Momentennullpunkt im unteren Drittel der Säule an, so wird die linke Seite der Leweschen Gleichung (Seite 25), wie man leicht ersieht:

$$\frac{2 \alpha^3 a^3 q \frac{h}{3} \cdot \frac{3}{4}}{E J_h}$$

oder bei $\alpha = 1/3$:

$$\frac{a^3 h}{E J_h} \cdot \frac{3}{162}$$

schnittliches Streifenmoment für 1 lfdm der verschiedenen Streifen (wobei die Breite der Gurtstreifen mit $1/2$ Feldweite angenommen wurde):

1. Gurtstreifenpositivmoment $\frac{q l^2}{36,5} + \frac{p l^2}{24}$,
2. Negativmoment quer zum Gurtstreifen über demselben $-\frac{(p+q) l^2}{65,5}$,
3. Mittelstreifen Positivmoment (nur beim Zweiwegesystem) $\frac{q l^2}{38} + \frac{p l^2}{26,5}$,
4. Diagonalstreifen (nur beim Vierwegesystem) $\frac{q l^2}{38} + \frac{p l^2}{26}$,
5. Moment am Rande der Pilzkopfpyramide $-\frac{(p+q) l^2}{12,5}$.

Es wird lehrreich sein, diese Ausdrücke zu vergleichen mit der Veröffentlichung der Fa. Heinrich Butzer, Dortmund-Rotterdam, im Bauingenieur ds. Jahrganges Heft 4:

- | | |
|--|--|
| 1. $\frac{q l^2}{24,5} + \frac{p l^2}{20}$, | 3. $\frac{q l^2}{30,5} + \frac{p l^2}{24,5}$, |
| 2. $-\frac{(q+p) l^2}{78}$, | 4. ist nicht ermittelt, |
| | 5. $-\frac{(q+p) l^2}{10}$. |

Die bedeutenden, im Durchschnitt etwa 20vH betragenden Differenzen, die sich zugunsten der Berechnung des Verfassers zeigen, sind fast ausschließlich aus der Berücksichtigung der

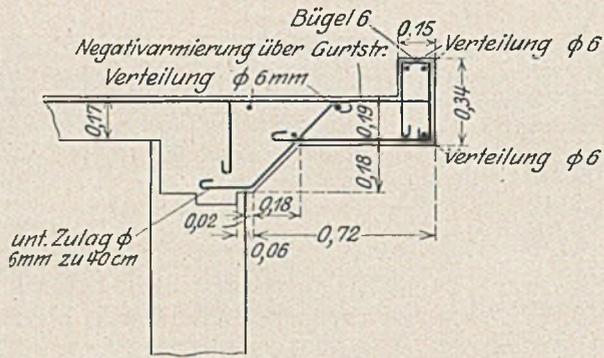


Abb. 4. Armierung der Gesimskonstruktion. Schnitt B.

Einspannung am Rande der Verstärkungsplatte, bei ruhender und auch bei beweglicher Belastung zu erklären, da der Einfluß der etwas schlankeren Säulen des Butzerschen Baues, in deren Berechnung durch die übernommene in günstiger Richtung fehlerhafte Lewesche Formel für die Säuleneinspannung bei Streifenlast beinahe wett gemacht wird.

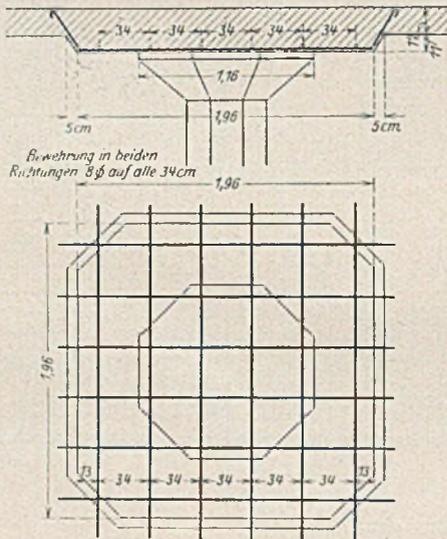


Abb. 5. Armierung der Verstärkungsplatte.

Wenn man nun unsere Formeln mit den New Yorker Bestimmungen vergleicht und berücksichtigt, daß in New York $\sigma_{e,zul} = 1120$ statt 1200 ist, dann sieht man, daß die Gurtarmierung bei der richtig ausgenutzten Leweschen Theorie etwas kleiner, die Diagonal- oder Mittelstreifenarmierung aber stärker ausfällt, als bei der Berechnung nach amerikanischen Bestimmungen. Im großen und ganzen erscheint bei leichten Nutzlasten die Lewesche Lösung der amerikanischen wirtschaftlich gleichwertig; bei besonders schweren Nutzlasten ergeben die amerikanischen Bestimmungen eine wesentliche Ersparnis.

Wie hervorgehoben, beziehen sich die oben abgeleiteten Formeln auf das höchste Stockwerk eines Baues mit nach beiden Richtungen unendlich vielen gleichen quadratischen Feldern. Dieselben Formeln wurden nämlich infolge Knappheit der zur Verfügung stehenden Zeit für sämtliche Stockwerke angewendet, so daß sicherheitshalber die größere Säuleneinspannung, die bei Zwischengeschosßdecken zu gewärtigen ist, nicht berücksichtigt werden konnte. Was

die willkürliche Annahme unendlich vieler gleicher Felder an-betrifft, so wurde der hieraus erwachsende Fehler durch schätzungsweise Berücksichtigung der ungünstigeren Lage von Außenfeldern, ferner von abnormalen Feldern möglichst ausgeschaltet. Die hierbei angewendeten Gesichtspunkte im einzelnen anzuführen erübrigt sich; der Eisenbetonkonstrukteur ist zu ähnlichen Schätzungen auch bei anderen Arbeiten sehr häufig gezwungen.

Bemerkt sei noch, daß dieselben Säuleneinspannmomente, die für die Platte entlastend wirken, auch für die Säulen berücksichtigt wurden. Es ergab sich hierdurch für eine normale Mittelsäule ein auf diese Säule wirkendes Drehmoment:

$$\frac{p l^3}{12,5}$$

welches dann in der üblichen angenäherten Weise nach oben und nach unten im Verhältnis der Säulenträgheitsmomente verteilt wurde. Die Momente für Außensäulen und abnormale Säulen wurden auf Grund statischer Überlegungen ohne weitere Rechnung geschätzt. Die sich ergebenden Werte waren

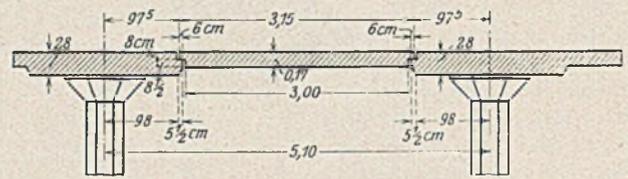


Abb. 6. Anordnung des Dilatationsstreifens.

ganz wesentlich ungünstiger als jene der diesbezgl. amerikanischen Bestimmung. Mit Rücksicht auf die theoretisch einwandfreie Inrechnungstellung der Biegemomente und



Abb. 7. Armierung der Pilzdecke.

auf die vorzügliche Beschaffenheit des Betons wurde für $\frac{P}{F} + \frac{M}{W} 50 \text{ kg pro cm}^2$ zugelassen.

Bei der konstruktiven Ausbildung wurde besonderes Augenmerk auf die Wahl der Lage des Überganges zwischen den positiven und negativen Armierungen gelegt, was auf Grund der ausführlichen Momententabellen geschehen konnte. Ferner wurde ähnlich den amerikanischen Bestimmungen auf die Kontinuität der Armierung geachtet und ein Teil der Eisen der einzelnen Streifen über mehrere Felder ohne Stoß durchgeführt. Die richtige Ausführung der genauen Stoßlängen erscheint nicht immer gesichert, so daß diese Maßnahme — ohne daß sie einen Mehraufwand bedeuten würde — einen gewissen Überschuß an Sicherheit bietet.

Die Ausführung der Pilzdecken weist nur insofern Bemerkenswertes auf, daß die Schalungen der Pilzköpfe samt Verstärkungsplatte der Innensäulen aus stärkeren Brettern in zwei nur mit Schrauben verbundenen Teilen ausgeführt wurden, wodurch ermöglicht wurde, daß aus diesen viel Arbeit und Material erfordernden Schalungsteilen nur eine geringe Anzahl hergestellt werden mußte.

Ausführung.

Die Ausführung des Baues wurde vertraglich auf 120 Bau-tage befristet und für die Überschreitung eine bedeutende

Konventionalstrafe bestimmt. Schon wesentlich vor Ablauf der Baufrist konnte ein Teil des Gebäudes übergeben werden und wurde von der Bauherrschaft in Betrieb genommen. In den höheren Stockwerken fehlt noch ein Teil der Verputzarbeiten, jedoch erscheint schon die termingerechte Übergabe auch dieses Teiles gesichert.

Entwurf, Architektur und Konstruktion des Bauwerkes sind im technischen Büro der Firma N. Rella & Neffe, Sofia, ausgearbeitet worden. Die Bauleitung seitens der Bauherrschaft obliegt dem Arch. Illieff, seitens der Bauunternehmung dem Dipl.-Ing. Kander.

SCHLEUSEN OHNE WASSERVERBRAUCH.

Unter besonderer Berücksichtigung der Trogschleuse nach Patent Menickheim.

Von Dipl.-Ing. Mangold, Duisburg, Wanheimerort.

Die Überwindung der Gefällstufen bei Flußkanalisierungen und Schiffahrtskanälen erfolgte bisher fast ausschließlich durch Kammerschleusen. Die Kammerschleuse, welche bei großer Höhe als Schachtschleuse gebaut wird, wird auch in Zukunft immer an erster Stelle in Frage kommen, wenn genügende Wassermengen zur Verfügung stehen.

schleusen, der Bau von Sparschleusen, von Schiffshobewerken oder von Schleusen, welche zum eigentlichen Schleusenbetrieb fast überhaupt kein Wasser erfordern: Schleusen ohne Wasserverbrauch. Wenn eine Staustufe mit zwei gleichen, nebeneinander liegenden Schleusen ausgebaut wird, können die Schleusen so miteinander gekuppelt werden, daß sie sich gegen-

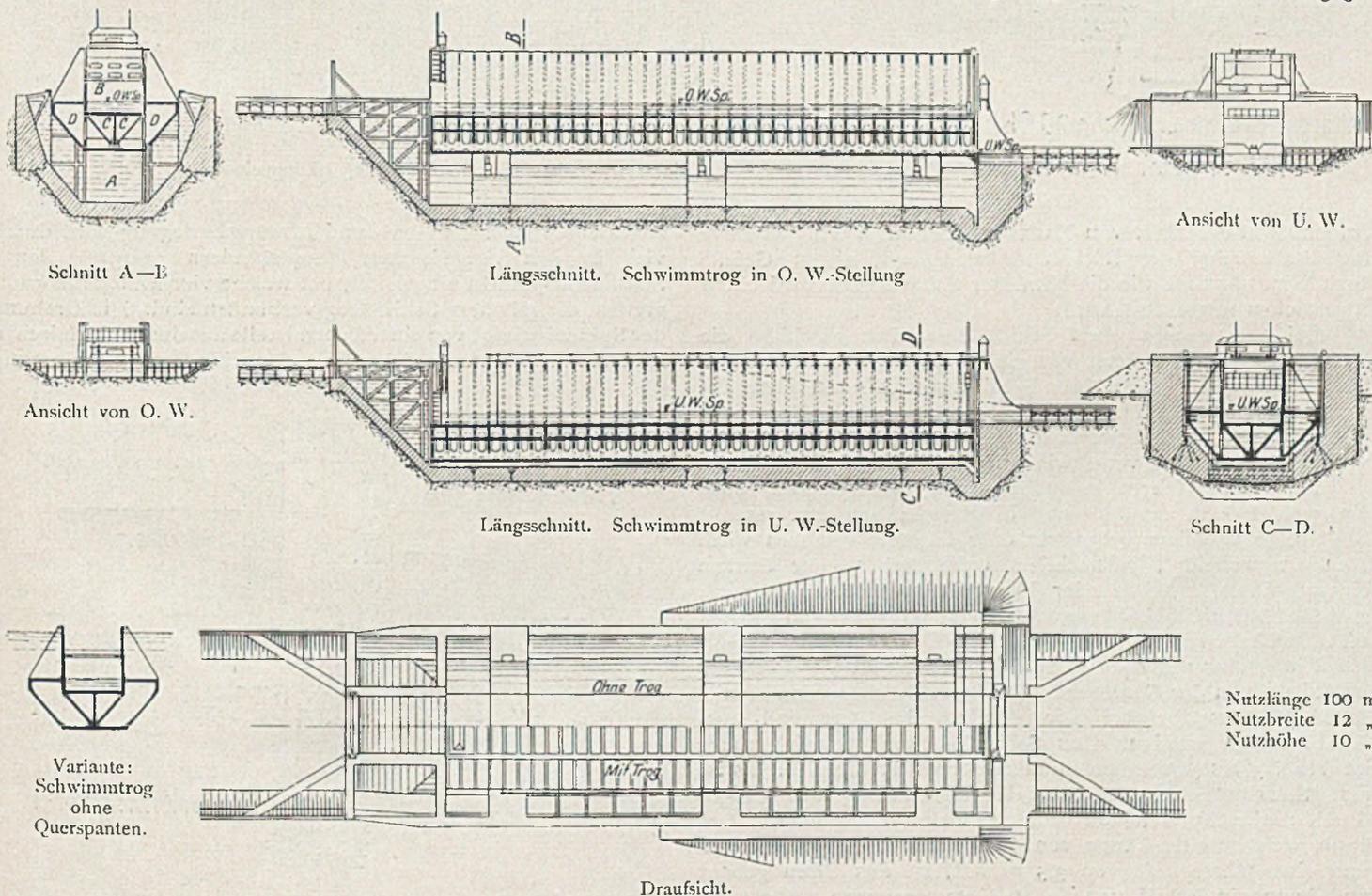


Abb. 9. Schwimmtragschleuse „Bauart Menickheim“.

Gerade bei Binnenkanälen tritt jedoch oft der Fall ein, daß man in der Scheitelhaltung nur einen so geringen Wasserzufluß hat, daß mit ihm ein normaler Schleusenbetrieb nicht durchzuführen ist. Man ist dann gezwungen, entweder den Wasserverbrauch für die Schleusen einzuschränken oder der Kanallhaltung Wasser durch ein Pumpwerk zuzuführen.

Für die Einschränkung des Wasserverbrauches kommen vier Wege in Betracht: Herstellen von sogenannten Zwillings-

seitig als Sparbecken zur Aufnahme des Wassers dienen, wodurch beinahe 50 vH des Schleusenwassers erspart werden.

Bei den Sparschleusen wird die zum Schleusen erforderliche Wassermenge bekanntlich dadurch vermindert, daß neben der Schleuse Seitenbecken angeordnet werden, welche das aus der Schleusenkammer ausfließende Wasser z. T. vorübergehend aufnehmen und es beim Wiederfüllen der Kammer in diese zurückfließen lassen.

Wir nennen die Sparschleuse bei Henrichenburg, welche bei 14 m Gefälle an jeder Seite vier offene Sparbecken besitzt, sowie die Sparschleusen im Mittellandkanal bei Minden (Abstieg zur Weser) mit rund 14,7 m und bei Linden-Hannover im Zweigkanal zum Hafen Hannover mit 8 m Gefälle (Abb. 1). Die Mindener Schleuse hat 4 etagenförmig übereinander angeordnete Sparbecken aus Eisenbeton. Der Wasserverbrauch beträgt nur $\frac{1}{3}$ bis $\frac{1}{4}$ einer normalen Schleuse. Zurzeit ist die Schleuse

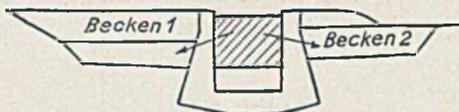
Schwimmer entspricht dem Gesamtgewicht der auf und ab zu bewegenden Masse einschl. Trogfüllung, so daß ständig Gleichgewicht zwischen Auftrieb und Last vorhanden ist. Dieses gewaltige Gewicht beträgt nicht weniger als 3100 t. Von dieser ungeheuren auf und ab zu bewegenden Masse bekommt man erst eine richtige Vorstellung, wenn man bedenkt, daß sie dem Gesamtgewicht eines aus etwa 150 vollbeladenen Waggons einschl. Lokomotive bestehenden Güter-

Sparschleuse mit Stufen-Sparbecken
(Schema Minden)
Schleusung zu Berg Schleusung zu Tal



Abb. 1.

Sparschleuse mit offenen Sparbecken
(Linden)



Wassersparnis ungefähr 70%

Abb. 2.

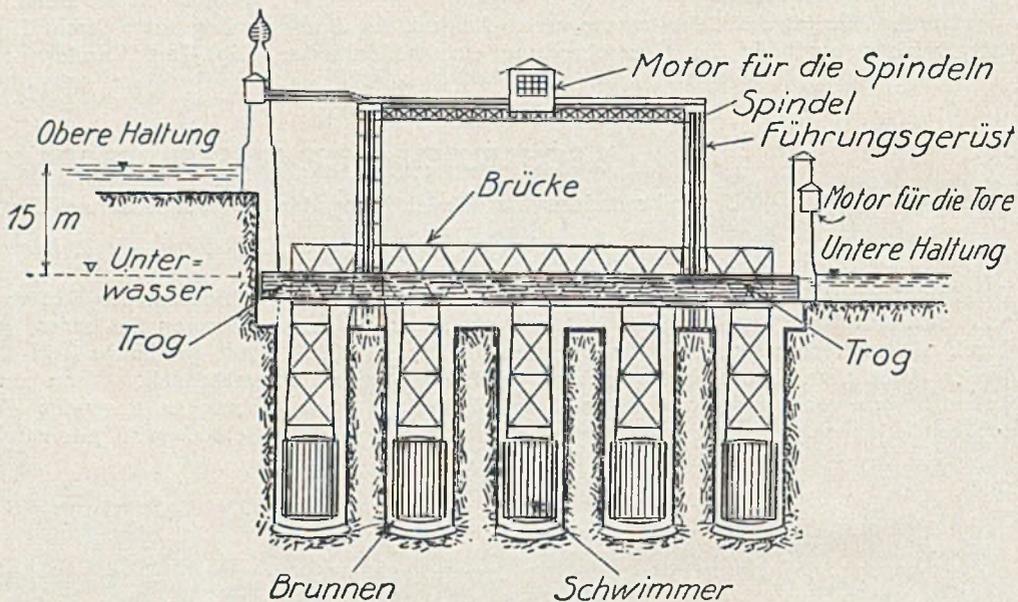


Abb. 3. Schiffshebewerk Henrichenburg. Längsschnitt.

Anderten in der Nähe von Hannover im Bau, welche im Zuge der Fortsetzung des Mittellandkanals liegt, 15 m Gefälle besitzt und ähnlich wie die Mindener Schleuse mit verdeckten Sparbecken ausgeführt wird.

Bei den mechanischen Schiffshebewerken geschieht die Beförderung eines Kahnens von einer Haltung zur andern mit maschinellen Mitteln, während bei den Schleusen dazu die tragende Kraft des Wassers selbst benutzt wird. Der große Vorteil der Schiffshebewerke besteht darin, daß der Wasserverbrauch Null oder verschwindend klein ist.

Die Schiffe fahren in entsprechend große eiserne Tröge ein, welche dann zur anderen Haltung gehoben bzw. gesenkt werden, je nachdem bergwärts oder talwärts gefahren wird. Man unterscheidet, je nachdem beim Heben oder Senken eine vertikale, geneigte oder Kurvenbahn durchlaufen wird, senkrechte Schiffshebewerke, Hebewerke mit geneigten Ebenen und Drehhebewerke.

Ein großes senkrechtes Schiffshebewerk ist vor mehr als 25 Jahren von der Gesellschaft Harkort, Duisburg und Haniel & Lueg, Düsseldorf bei Henrichenburg im Dortmund-Ems-Kanal erbaut worden. Das Schiffshebewerk Henrichenburg ist (Abb. 3 bis 5) seitdem ununterbrochen im Betrieb. Es ist ein Schwimmerhebewerk mit Parallelführung des Troges durch senkrecht stehende drehbare Schraubenspindeln. Der Trog, welcher eine Länge von 70 m, eine Breite von 8,8 m und eine Wassertiefe von 3,5 m hat, ist aus Eisen gebaut und kann ein Schiff von 600 t Gesamtgewicht aufnehmen.

Dieser Trog ist ständig mit Wasser gefüllt und an beiden Enden mit beweglichen, wasserdicht anschließenden Hubtoren zum Ein- und Ausfahren der Schiffe versehen. Er ruht auf 5 gleichmäßig über seine Länge verteilten Eisenfachwerkstützen, die ihrerseits auf zylindrischen eisernen Hohlkörpern, sogen. Schwimmern, von je 8,3 m Durchm. und 10,3 m Höhe ruhen. Diese 5 Schwimmer, genau unter der Längsachse des Troges angeordnet, bewegen sich in tiefen, mit Eisen verkleideten runden Brunnenschächten, welche ständig mit Wasser gefüllt sind. Die Wasserverdrängung der

zuges entspricht. Die Auf- und Abwärtsbewegung wird durch vier in den vier eisernen Hauptständern gelagerte lange Schraubenspindeln eingeleitet, um welche vier Muttern herumgreifen, die mit dem Schiffstrog verbunden sind. Die Drehung der Spindel erfolgt von einer Zentralstelle aus durch elektrischen Antrieb. Die erforderliche Zeit für eine Doppelschleusung

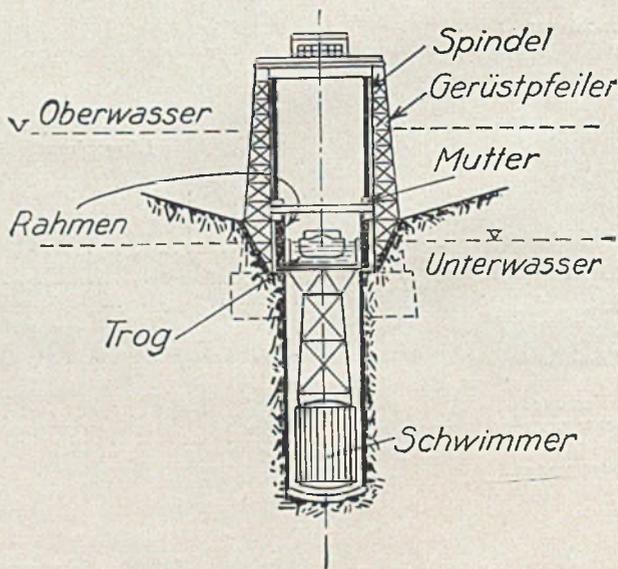


Abb. 4. Schiffshebewerk Henrichenburg. Querschnitt.

(Auf- und Abwärtsbewegung) beträgt 25 Minuten, so daß in 10 Stunden je 24 Schiffe zu 600 t gehoben und ebensoviel gesenkt werden können.

Weitere Entwürfe für Schiffshebewerke sind in den letzten Jahrzehnten oft anlässlich der verschiedenen Wasserstraßenprojekte aufgestellt worden. Zurzeit steht besonders ein Schiffshebewerk für den Großschiffahrtsweg Berlin — Stettin

bei Niederfinow im Vordergrund des Interesses. Eine große Anzahl sehr beachtenswerter Entwürfe sind hier eingereicht worden. Wir erwähnen heute nur den Entwurf eines Schiffshebewerkes mit 36 m Hubhöhe, dessen Gerüst in Eisenbeton vorgeschlagen ist. Er ist seinerzeit in gemeinschaftlicher Arbeit von Gutehoffnungshütte - Oberhausen, Siemens-Schuckert-Werke Berlin, Dyckerhoff & Widmann, Biebrich a. Rh., Deutsche Maschinenfabrik, Duisburg (Demag) und Herrn Baurat Roeder, Wiesbaden, aufgestellt worden (Abb. 6 und 7).

Wie beim Henrichenburger Schiffshebewerk findet eine senkrechte Hebung statt.

Das Gewicht des Troges mit dem Schiff ist durch Gegengewichte vollständig ausgeglichen, und zwar hat man mit Rücksicht auf unbedingte Betriebssicherheit möglichst viele voneinander unabhängige Gewichtselemente nebeneinander geschaltet, so daß beim Versagen eines Elementes keine Störung im Betriebe erfolgt. Die Aufhängung des Troges geschieht durch Drahtseile. Sie ist so angeordnet, daß sich die Lasten und die damit auftretenden Drücke gleichmäßig über die ganze Länge des Troges und der Fundamente verteilen. Bei einem etwaigen Bruch einzelner Seile können die daranhängenden Gewichte nicht abstürzen, da die gruppenweise angeordneten Gegengewichte in Rahmen ruhen, welche etwa gelöste Gegengewichte halten.

Um eine Bewegung des Troges zu bewirken, müssen nur die Reibungswiderstände überwunden werden. Dies geschieht durch endlose Gelenkketten, in die der Trog an passender Stelle eingeschaltet ist, und die durch Elektromotoren angetrieben werden. Die zu einer Doppelschleusung erforderliche Zeit beträgt ungefähr 33 Min.

Neben diesen Riesenbauten von Schiffshebewerken hat man sich auch mit dem Problem einer Schleuse ohne Wasserverbrauch beschäftigt.

Die Schleusen von Schnapp und die von Schneiders arbeiten nach demselben Grundgedanken. Sie haben sich hebende und senkende, sowie in Stockwerke geteilte Schwimmer, die das Wasser aufnehmen und abgeben. Während aber Schnapp besondere Seitenbecken zur Aufnahme des aus den Schwimmerstockwerken abgegebenen Wassers anordnet, verwendet Schneiders die Schleusen selbst als Seitenbecken. Beide Schleusen haben außerordentlich hohe Anlagekosten, so daß dies ihre praktische Verwendbarkeit sehr in Frage stellen dürfte.

Die Tauchschleuse System Dr.-Ing. Burkhardt (Abb. 8) besteht aus einem wassergefüllten Becken, das mit dem Unterwasser keine Verbindung hat. In ihm bewegt sich, maschinell angetrieben, eine eiserne Tauchröhre. Der Kahn fährt in dieselbe ein, die Röhre wird fest verschlossen und nach dem Oberwasser gehoben. Hier kann der Kahn an der andern Seite wieder ausfahren.

Bei der Burkhardtschen Schleuse wird der Kahn mit Besatzung während der Dauer des Hebens ein- und von der Außenwelt abgeschlossen, was ohne Zweifel ein großer Mißstand sein dürfte.

Mit einem ganz neuen System, bei dem dieser und andere Nachteile der vorherbeschriebenen Schleusen vermieden werden, tritt Herr Ingenieur Menickheim, Kochendorf am Neckar mit seiner Schwimmtragschleuse, die ihm durch D.R.P. geschützt ist, an die Öffentlichkeit (Abb. 9).

Die Schwimmtragschleuse kann ohne jede Schwierigkeit für Gefällstufen bis zu 12 m verwendet werden und besteht aus einem gegen O.W. und U.W. offenen Becken A, in welchem der Schiffstrog B mit seinen Ballastkammern C und D senk-

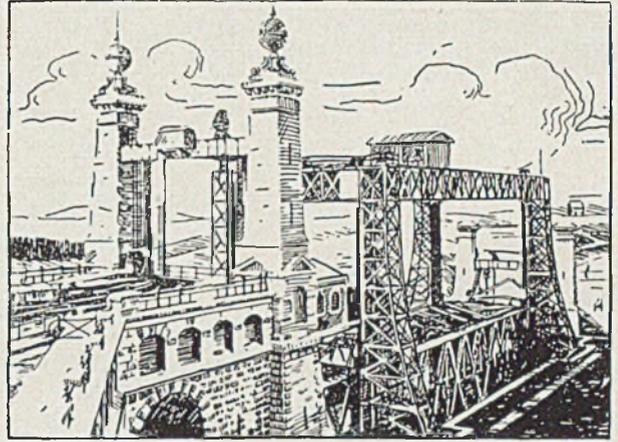


Abb. 5. Schiffshebeanstalt Henrichenberg.
Ansicht bei Trog im Unterwasser.

recht auf und ab bewegt wird. Schiffstrog und Ballastkammern zusammen bilden den starren Schwimmtrug. Der Auftriebsquerschnitt ist so gewählt, daß bei leeren Kammern D und bei vollen C der Schwimmtrug bis Oberkante der Seitenkammer D in das Wasser eintaucht. Bei dieser Schwimmelage muß die Sohlen O. K. der Kammer

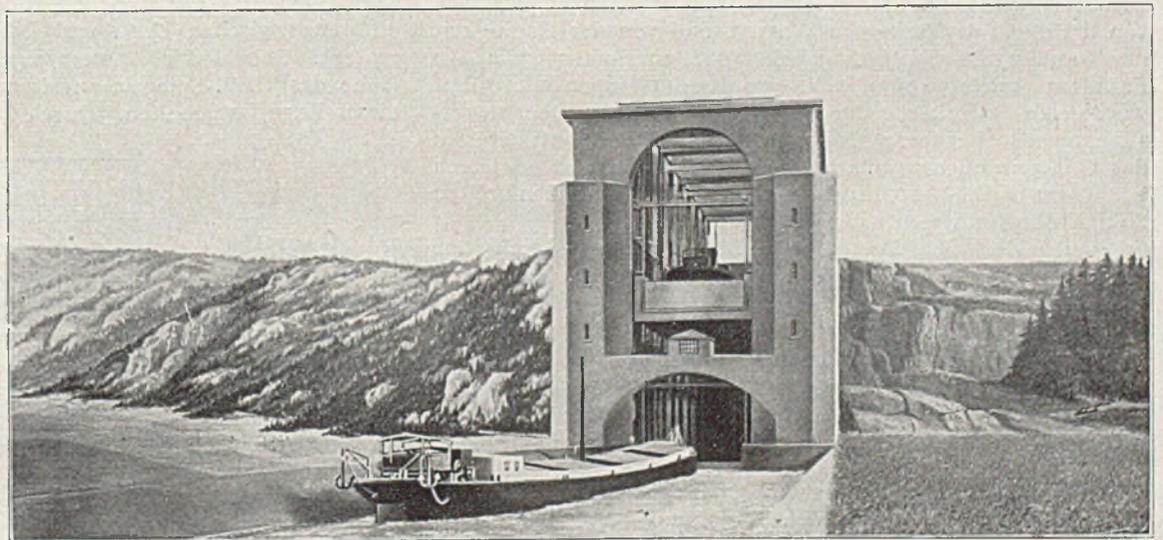


Abb. 6. Entwurf für Schiffshebewerk bei Niederfinow.

D bei der größtmöglichen Hubhöhe bis U.W. reichen; oder besser, wie weiter unten ausgeführt wird, soll die Sohlen O.K. noch etwa 5 cm im U.W. liegen.

Der Schiffstrog selbst ist bis Drempeltiefe mit Wasser gefüllt und mit allen Einrichtungen wie Poller, Spills, Reibhölzer usw. zur Aufnahme der Schiffe versehen. An beiden Enden ist der Schiffstrog durch Hubtore gegen O.W. und U.W. abgesperrt. Seitlich und unterhalb des Schiffstroges sind die Ballastkammern angeordnet, die mit dem U.W. derart in Verbindung stehen, daß bei Zu- oder Abnahme des Auf-

triebtes das Ballastwasser den Kammern zu- oder aus ihnen abfließt. Die Änderung des Gewichtes des Ballastwassers entspricht genau den Änderungen des Auftriebes. Da das in dem Becken befindliche O.W. gegen U.W. abgesperrt werden muß, die Ballastkammern aber mit U.W. in Verbindung bleiben müssen, ist die Anordnung eines U-förmigen Druckschildes nötig.

Das für die Wasserbewegung in den Ballastkammern D notwendige Spiegelgefälle muß dem Schwimmtrög durch einen mechanischen Antrieb gegeben werden. Außerdem ist die

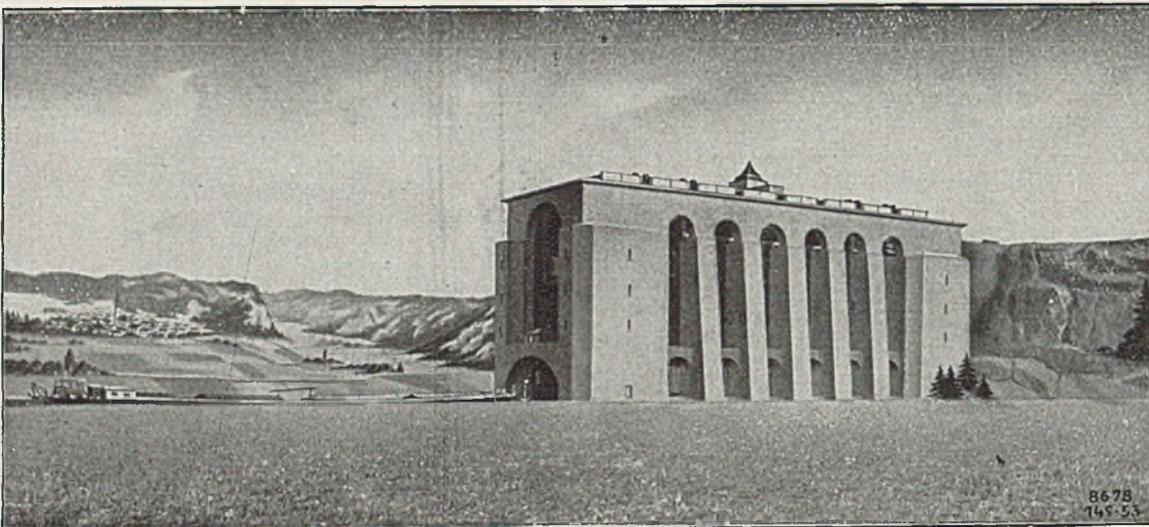


Abb. 7. Entwurf für Schiffshebewerk bei Niederfinow.

Reibung, welche der Horizontalschub auf den Druckschild ausübt, durch eine äußere Kraftleistung zu überwinden.

Die Hub- bzw. Senkungsgeschwindigkeit ist abhängig von der Zug- bzw. Abflußgeschwindigkeit des Ballastwassers. Diese ist wiederum abhängig von dem Wasserspiegelgefälle, von der Tiefe des bewegten Wassers und von der Rauigkeit der Wandung. Damit für die beiden letzten Momente günstige Faktoren erzielt werden, soll, wie bereits eingangs erwähnt wurde, die Unterkante der Ballastkammer D in Oberwasserstellung, also bei leeren Kammern noch einige Zentimeter in das U.W. eintauchen. Durch diese Maßnahme wird bei leeren Kammern D (O.W.-Stellung) die Anfangsreibung an den breiten Sohlen der Kammern sehr verringert.

Wird der Schwimmtrög in O.W.-Stellung durch eine mechanische Kraft um 15 cm abwärts gedrückt, und dieser Druck während der Abfahrt beibehalten, so entsteht eine Wasserspiegeldifferenz zwischen U.W. und Ballast-W. von 15 cm. Die hierdurch erzielte Wassergeschwindigkeit nimmt mit der zunehmenden Wassertiefe ebenfalls zu, so daß der mechanische Druck, wenn die Endgeschwindigkeit nicht zu groß werden soll, vor Erreichung der U.W.-Stellung nachlassen muß.

Eine zu weite Abfahrt ist aber nicht möglich, da über die U.W.-Stellung hinab kein weiterer Raum für Ballastwasser mehr vorhanden ist. Vielmehr hört das Gleichgewicht bereits auf, wenn die obere Innenkante der Kammer D den U.W.-Spiegel erreicht hat. Der bei der Ankunft in U.W.-Stellung noch angewendete mechanische Druck und die vorhandene lebendige Kraft wird den Schwimmtrög noch um die Deckenwandstärke der Kammern D hinabdrücken und den Spiegelausgleich zwischen U.W. und Trogwasserspiegel herstellen. Bei der nachfolgenden Abfahrt kann dann der freigegebene Auftrieb die Aufwärtsbewegung des Schwimmtröges mit einleiten.

Die für die Abwärtsbewegung eines Schwimmtröges von 110 m Nutzlänge und 12 m Nutzbreite erforderliche Zeit ergibt sich bei 4 m Hubhöhe zu $7\frac{1}{3}$ Min. und steigt bei 12 m Hubhöhe auf $16\frac{2}{3}$ Min.

Die normalerweise mit Wasser gefüllte Kammer C hat die Aufgabe zu erfüllen, daß bei Anschwellen des Unterwassers, also bei Verringerung der Hubhöhe das Gleichgewicht so lange gewahrt werden kann, als die Schiffe noch auf der Flußstrecke verkehren können. Steigt nämlich das U.-Wasser, so läuft bei O.W.-Stellung vom Schwimmtrög das U.W. in die Kammern D und zieht den Schwimmtrög abwärts. Um dieses Wassergewicht soll nun der Schwimmtrög durch entsprechendes Leerlaufenlassen der Kammer C geleichtert werden, so daß

der Schwimmtrög so lange in Gleichgewicht erhalten werden kann, als Ausgleichsballast in der Kammer C vorhanden ist.

Der eigentliche Schleusungsvorgang ist nun folgender: „Der in O.W.-Stellung befindliche Schiffströg ist durch Öffnen des oberen Trogtores zur Aufnahme des zu Tal fahrenden Schiffes bereit. Letzteres wird durch Spills oder kleine Schlepper in den Trög eingeführt und an den Pollern festgelegt. Nachdem das obere Tor geschlossen ist, wird der Trög mittels Spindeln abwärts ge-

drückt, wobei sich die Ballastkammern vom U.W. her in gleichem Maße anfüllen, wie der Auftrieb zunimmt. Um dem Ballastwasser die nötige Einflußgeschwindigkeit zu sichern, wird durch den mechanischen Antrieb bis zur Vollendung der Trogbewegung eine Wasserspieghöhendifferenz zwischen U.W. und Ballastwasser von 15 cm hergestellt. Sobald der Wasserspiegel des Schiffströges auf der Höhe des U.W.-Spiegels angekommen ist, wird der Trög in dieser Lage festgehalten. Durch Öffnen des unteren Hubtores

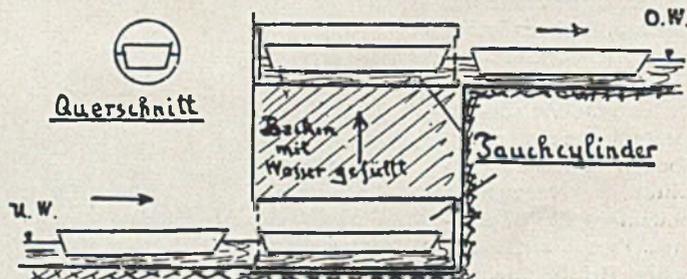


Abb. 8. Tauchschleuse. System Dr.-Ing. Burckhardt.

wird die Verbindung des Troginhaltes mit dem U.W. hergestellt und die Ausfahrt des Schiffes ermöglicht. Anschließend kann ein wartendes, zu Berg fahrendes Schiff in den Trög einfahren, worauf das untere Trogtor wieder verschlossen wird. Durch Spindelantrieb wird nun der Hub eingeleitet und die erforderliche Höhendifferenz zwischen Ballastwasser und U.W. hergestellt. Dadurch fließt in gleichem Maße Ballastwasser nach U.W. ab, wie durch den Hub der Auftrieb sich verringert. In O.W.-Stellung angekommen, ist der Hub beendet, die Ballastkammer entleert, und nach Öffnen des Obertores kann das Schiff den Trög verlassen und das Spiel von neuem beginnen.“

Über den baulichen Teil ist noch kurz folgendes zu erwähnen:

Die Sohle des Schwimmbeckens ist so dimensioniert, daß es zwecks Reparaturen vollständig leergepumpt werden kann. Alsdann hat die Sohle die ganze Differenz zwischen Eigen-

gewicht und dem vom Grundwasser herrührenden Auftrieb aufzunehmen. Um möglichst klare und günstige statische Wirkung zu erzielen, wird die Sohle als Zweigelenrahmen ausgebildet. Die Fußgelenke dieses Rahmens stützen sich auf die Seitenmauern ab, die mit Sicherheit sowohl den vertikalen Auflagerdruck wie auch den Horizontalschub aufnehmen können. Als Grundwasserstand wird U.W.-Spiegel angenommen. Da jede Verstärkung der Sohle eine wesentliche Zunahme des Auftriebes verursacht, wurde diese bei bester Materialausnutzung aus Eisenbeton konstruiert. Die Seitenwände bestehen aus Stampfbetonmauern, die auf Erd- und Wasserdruck berechnet sind. Der Anschluß der Beckensohle an die Sohle des O.W.-Kanals wird durch eine im natürlichen Winkel geneigte Böschung vermittelt. Diese ist gegen den Auftrieb aus dem Grundwasser durch eine starke Eisenbetonsohle geschützt. Zur Trogführung, zur Unterbringung des Sicherheitstores und als Leitwerk für die Schifffahrt ist über diese Böschung beiderseits ein Eisenbetongerüst gestellt, das gleichzeitig als Laufsteg für die Schifffahrt dient. Oberstromwärts erweitert sich dieses Leitwerk trichterförmig bis zur normalen Kanalbreite durch Anschluß eine hölzernen Steges. Nach dem U.W. zu ist das Becken durch große Staumauern, an die der Druckschild anschließt, abgesperrt.

Zur Aufnahme der Antriebsspindeln und der Trogführungen werden beiderseits je drei massive Stampfbetonpfeiler vorgesehen, von denen je zwei gegenüberliegende durch eine verstärkte Sohle miteinander verbunden sind. Die so entstandenen Pfeilerlamellen sind durch Fugen mit dehnbarer Dichtung von den normalen Beckenwandungen getrennt. Da außer den Pfeilerführungen noch zwei Führungen an den unteren Staumauern vorhanden sind, muß jeder Spindel-pfeiler $\frac{1}{3}$ des durch den Druckschild verursachten Horizontal-schubes aufnehmen.

Der Schwimmtrög wird durch einen Eisenbetonhohlkörper gebildet, der den eigentlichen Schiffstrog umschließt und mit Ballast- und Regulierkammern versehen ist. Die Quersteifigkeit des Schwimmtröges wird durch rahnenförmige Spanten in 3 m Abstand gewährleistet, während die Längsstabilität durch die 20 m hohen Längswände, die Außenhaut und Zwischenwände hergestellt wird. Der Ein- und Austritt des Ballastwassers geschieht durch zwei $5\frac{1}{2}$ m große Öffnungen, die in jedem Spant vorhanden ist. Der Eintritt des Ballast-

wassers in die Seitenkammer geht durch große Öffnungen in der Längswand. Das Regulierwasser kann durch kleine Ventilschützen von O.W. ein- oder zum U.W. abgelassen werden. Es ist zur Korrektur der Schwimmelage erforderlich. Die höchsten Punkte der Ballastkammern stehen mit der Außenluft durch Rohrleitungen ständig in Verbindung, so daß weder ein Zusammenpressen der Luft noch ein Vakuum bei der Bewegung des Ballastwassers entstehen kann.

Da die statisch sehr vorteilhaften Querspanten des Schwimmtröges den Durchfluß des Wassers ungünstig beeinflussen, so ist als Variante auch ein Trog ohne Querspanten angegeben. Bei diesem ist die Außenhaut als eingespannter Rahmen ausgebildet, der seine Kräfte auf die Längswände und durch diese auf die Sohle und obere Versteifung des Schiffstrog überträgt.

Der Schiffstrog ist nach dem O.W. mit einem Hubtor, das bis 2,50 m Wasserdruck auszuhalten hat, abgeschlossen, während er nach dem U.W. ebenfalls mit einem Hubtor versehen ist, das jedoch 6 bis 10 m Wasserdruck zu widerstehen hat. Außerdem ist am Ende des O.W.-Kanals zwischen den beiden Eisenbetonstegen das Sicherheitstor (ebenfals ein Hubtor) angeordnet, das gestattet, den O.W.-Kanal für sich abzuschließen für den Fall, daß zwecks Reparaturen das Becken trockengelegt werden soll. Das Eigengewicht der Tore wird durch Gegengewichte ausgeglichen. Der Antrieb geschieht bei den Trogtoren durch kleine Motoren, beim Sicherheitstor jedoch ist Handbetrieb vorgesehen.

Die Überwindung der Reibungswiderstände des ein- und ausfließenden Wassers erfordert einen maschinellen Antrieb. Die Kraftquelle ist auf der Überbrückung zwischen den beiden Staumauern am U.W. stationiert. Dort arbeitet der Motor auf ein Vorgelege, das eine quer zur Fahrriichtung laufende Welle in Bewegung setzt. Durch Kegelräder wird diese Bewegung auf zwei beiderseits des Schwimmtröges führende Längswellen übertragen. Jede dieser Längswellen setzt durch Schneckenantrieb drei Spindeln in Bewegung, die somit zwangsläufig miteinander verbunden sind und eine sichere und gleichmäßige Trogführung gewährleisten. Die Übertragung der Spindelbewegung auf den Trog selbst geschieht durch große Muttern, die mit diesem fest verbunden sind. Zur Aufnahme des nach oben gerichteten Spindelzuges sind die Spindeln fest im Fundament verankert.

EINE MODERNE BEKOHLUNGSANLAGE IN EISENBETON.

Von Dipl.-Ing. Peter Altschul, Oberingenieur der Industriebau Aktiengesellschaft, Berlin.

Die erhöhte Bedeutung, die infolge des Verlustes unserer Ostprovinzen die Stadt Frankfurt a. O. in wirtschaftspolitischer Hinsicht als Hauptstadt der Grenzmark gewonnen hatte, konnte nicht ohne Rückwirkung auf den Lebensnerv jeder Wirtschaft, auf die vorhandenen Verkehrsunternehmungen bleiben.

So ging auch die Reichsbahndirektion Osten daran, die vorhandenen Anlagen durch umfangreiche Ausbauarbeiten auf dem Personen- und Verschiebebahnhof Frankfurt-Oder entsprechend den Bedürfnissen zu erweitern. Im Rahmen dieser Arbeiten wurde für das Betriebswerk Verschiebebahnhof die im folgenden beschriebene moderne Bekohlungsanlage errichtet.

Zur Erläuterung sei bemerkt, daß in der bisher üblichen Weise die Entaschung und Bekohlung der Lokomotiven folgendermaßen vor sich geht: Nachdem die Maschine Wasser ge-

nommen hat, fährt sie auf eine Schlackengrube, in welche nach Öffnen der Roste die glühende Schlacke fällt. Nachdem diese durch Handspritzen gelöscht ist, muß sie von Arbeitern heraus-

geschaufelt werden, um später, ebenfalls von Hand, in Schlackenwagen verladen zu werden. Ebenso umständlich geht unter reichlicher Verwendung menschlicher Arbeitskraft das Kohlennehmen vor sich. Dies geschieht meistens mittels einer sogenannten Kohlenbühne, die mit ein oder mehreren (meist handbedienten) Kränen besetzt ist. Diese Kräne setzen eiserne Kohlenkarren, die von Hand gefüllt werden müssen und etwa $\frac{1}{2}$ t Kohle fassen, aus dem Kohlenbansen auf die Bühne und bekohlen von hier aus durch Entleerung von einem oder mehreren Karren über dem Tender die Lokomotiven.

Im Jahre 1922 schrieb nun die Reichsbahndirektion Osten den Bau

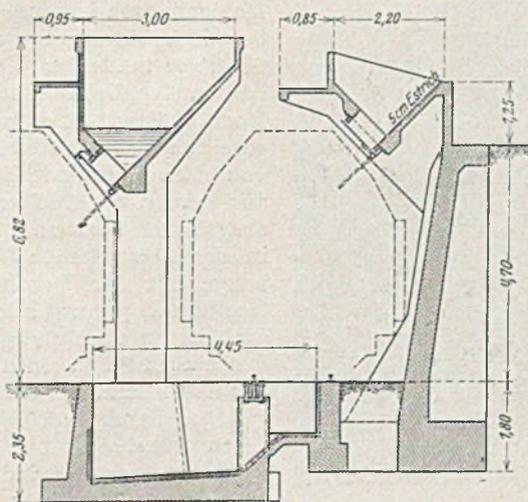


Abb. 1.

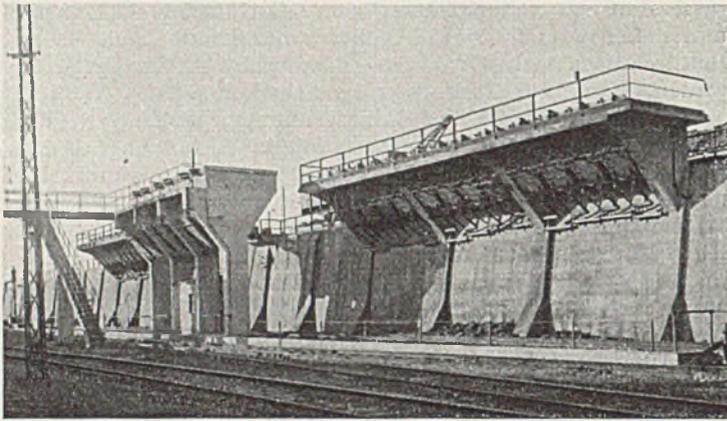


Abb. 2.

einer Bekohlungsanlage aus, und zwar verlangte sie mit dem Neubau einer Stützmauer von etwa 300 m Länge die Herstellung von Kohlentaschen zu verbinden. Diese sollten bei einem Fassungsvermögen von je 15–16 t Kohle in je zwei Kohlentaschenbatterien vereinigt werden. Die Bauherrschaft wählte das Projekt der Industriebau-Aktiengesellschaft Berlin und übertrug genannter Firma die Ausführung der Arbeiten.

Die Abb. 1 gibt eine schematische Übersicht über die gesamte Anlage. Die Mauer ist als Rippenstützmauer in Eisenbeton ausgebildet. Die Profilpfeiler selbst werden gleichzeitig zur Aufnahme der Kohlentaschenbatterien in der Weise benutzt, daß zweimal je eine Gruppe von 4 stärker ausgebildeten Pfeilern zusammengefaßt ist. Die weit auskragenden Pfeiler tragen, wie aus Abb. 2 ersichtlich ist, den vor der Stützmauer hängenden Kohlenbehälter, der durch die Tragkonstruktion in drei Einzelbehälter geteilt wird. Jeder dieser Behälter ist durch dünne Querwände in vier Taschen aufgelöst. Von den auf diese Weise geschaffenen 12 Taschen fassen die 4 mittleren je eine Tonne, die übrigen je $1\frac{1}{2}$ t Kohle. Die Innenseiten der Taschen sind mit einem 5 cm starken Zementestrich unter reichlichem Zusatz von Stahlspänen versehen, um die Wandungen gegen die aus dem Kran hineinfallende Kohle zu schützen. Jede einzelne Tasche ist gegen das Bekohlungsgleis hin derart verschlossen, daß eine gleichzeitig als Schurre ausgebildete Klappe bei gefüllter Tasche durch eine Arretierung festgehalten, nach Entleerung jedoch durch Gegengewichte in ihre alte Lage zurückgebracht und durch eine selbsttätig einklinkende Sperr-

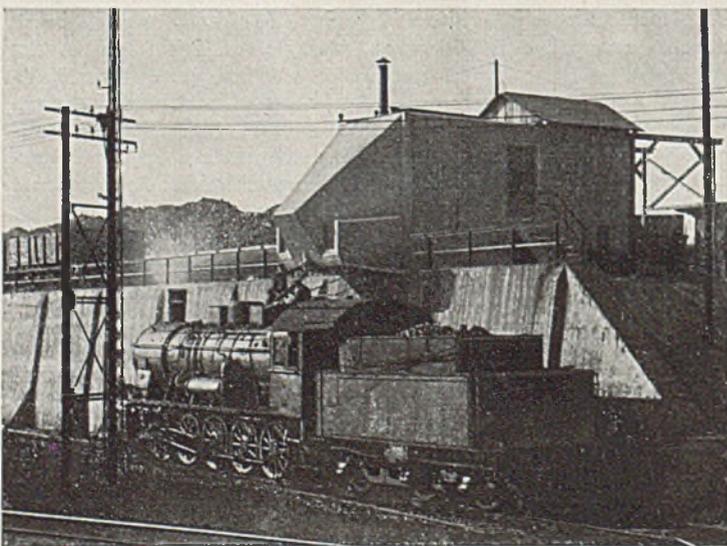


Abb. 4.

vorrichtung wieder gefaßt wird. Um jede der Kohlentaschenbatterien läuft eine 80 cm breite Bedienungsgalerie. Durch diese Ausführung ist ein in jeder Hinsicht wirtschaftlicher Bekohlungsvorgang ermöglicht. Die Beschickung der Kohlentaschen mit Kohle erfolgt auf maschinellem Wege mittelst Greiferkran, während für die Bedienung der Kohlentaschen nur ein einziger Mann erforderlich ist. Durch entsprechende Auswahl der Taschenmenge kann die an die Lokomotiven abzugebende Kohlenmenge beliebig variiert werden.

Vor den Kohlentaschenbatterien wurde gleichzeitig eine Schlackengrube und ein Schlackenhochbehälter errichtet. Die aus Abb. 3 ersichtliche, etwa 65 m lange Schlackensumpfrube besteht aus einem höheren, unter dem Bekohlungsgleis liegenden und einen tieferen Teil, dem eigentlichen Schlackensumpf. Die auf dem Bekohlungsgleis stehenden Lokomotiven nehmen nun Kohle und entleeren gleichzeitig ihre Schlacke durch Öffnen des Aschekastens in den hochliegenden Teil der Grube, aus dem dieselbe von dem Schlackenzieher in den ständig mit Wasser gefüllten Schlackensumpf gezogen wird. Alle

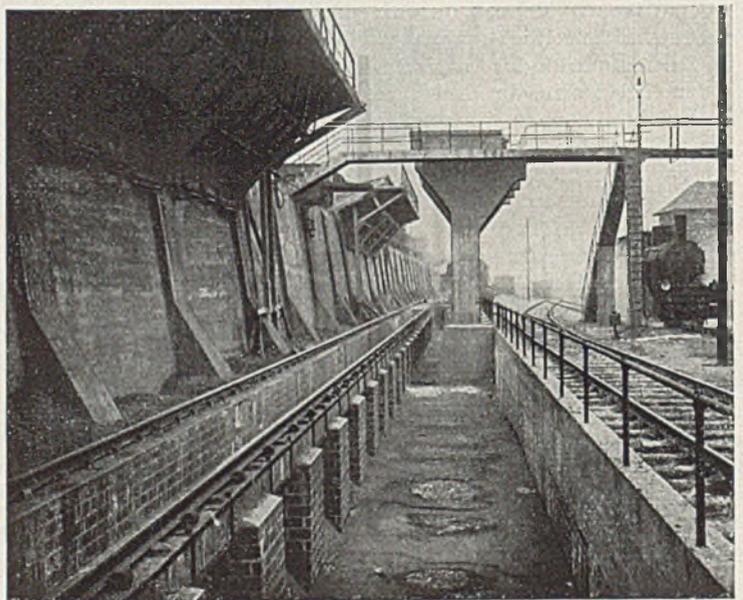


Abb. 3.

Teile dieses Bauwerkes, das völlig aus Eisenbeton hergestellt ist, sind gegen die Einwirkungen der glühenden Schlacke durch Verkleiden der Flächen mit Eisenklinkern geschützt, ein Verfahren, das sich sehr gut bewährt hat. Die Entleerung des Schlackensumpfes besorgt der zwischen Stützmauer und Kohlenbansen fahrende Greiferkran, der in den Pausen zwischen der Bekohlung der einzelnen Lokomotiven die gelöschte Schlacke in den in Verbindung mit der Schlackengrube gebauten Hochbehälter schafft. Dieser in Eisenbeton ausgeführte Hochbehälter besteht aus einer auf vier Stützen ruhenden dreigeteilten Schlackentaste, die bei einem Fassungsvermögen von etwa 30 m³ mit einer Laufgalerie versehen ist. Von hier aus werden die Entleerungsklappen bedient, die als Schurren ausgebildet sind und in geöffnetem Zustande die Schlacke in darunterstehende Wagen fallen lassen. Im Zusammenhang mit der Bekohlungsanlage wurde ferner eine Sandtrockenanlage ausgeführt. Dieser in Abb. 4 dargestellte Bau enthält im rückwärtigen Teile eine siloartige Kammer für den nassen Sand. In der Mitte ist ein Ofen eingebaut, in den der nasse Sand aus dem Silo hineinfällt. Der getrocknete und gesiebte Sand läuft in die vordere überhängende Schnauze, deren massive Außenwände in die Längswände des Bauwerkes aufgehängt sind. Mittels eines beweglich angebrachten eisernen Auslaufrohres rieselt der Sand in den Behälter der Lokomotive.

Die statische Untersuchung der etwa 6,50 m hohen Stützmauer erfolgte auf Grund folgender Annahmen:

- Natürlicher Böschungswinkel der Erde = 35°
- Spezifisches Gewicht der Erde . . . = 1800 kg/m^3
- Spezifisches Gewicht der Kohle . . . = 1400 kg/m^3
- Die infolge Auflast durch Greiferkran bzw. Lastenzug und Kohlenbansen auf Erdlast reduzierte Überschüttungshöhe = $2,20 \text{ m}$
- Neigungswinkel der Wand gegen die Senkrechte = $+7,5^\circ$
- Winkel zwischen Richtung des Erddruckes und Horizontale = $+7,5^\circ$
- (Winkel zwischen der Wandnormale und Erddruck also 15°).

Die Pfeilerabstände betragen 5 m, so daß bei Anordnung der Dehnungsfugen in einem Abstände von 25 m die Platte als

Balken auf 6 Stützen ausgebildet ist. Mit den rechnerisch und graphisch ermittelten Erddrücken wurde die Platte bei Annahme ungünstigster Laststellung nach Clapeyron berechnet. Die graphische Untersuchung des normalen Pfeilers ergab trotz der Gegenlast durch Erde eine große Exzentrizität der Resultierenden und somit die Notwendigkeit einer reichlichen Bewehrung des Pfeilers. Die die Kohlentaschen tragenden Pfeiler erhielten eine durch die Kragarme und die größere senkrechte Last bedingte verstärkte Bewehrung und verbreiterte Fundamentplatte (maximale Bodenpressung $3\frac{1}{2} \text{ kg/cm}^2$).

Zusammenfassend kann gesagt werden, daß durch die oben geschilderten, mit äußerster Platzersparnis errichteten Bauten die Benutzung von menschlichen Arbeitskräften bei der Entaschung und Bekohlung der Lokomotiven auf ein Mindestmaß beschränkt wird. Die Anlage, die als erste ihrer Art einen weiteren Beweis für die vielseitige Verwendungsmöglichkeit des Eisenbetons darstellt, ist seit einem halben Jahre in Betrieb und hat in bezug auf Ausführung und Arbeitsvorgang den Beifall aller maßgebenden Stellen der Reichsbahndirektion Osten gefunden.

DER BIEGSAME EINGESPANNTE BOGEN.

Von J. Melan.

Die nachstehenden Entwicklungen beziehen sich auf einen in den Auflagern eingespannten Bogen, der so biegsam gedacht ist, daß die auftretenden Formänderungen bei der Wirkung der Kräfte nicht mehr vernachlässigt werden können. Die Aufgabe wird aber auf den Fall eines flachen Bogens von parabolischer Krümmung und von durchaus gleichem Querschnittsträgheitsmoment beschränkt.

Es wird ein solcher Ausgangszustand angenommen, bei dem der Bogen unter einer ständigen verteilten Belastung nur axiale Spannungen durch die Horizontalkraft H_g , aber keine Biegungsspannungen erfährt. Ist die ständige Belastung nicht der Bogenform entsprechend (d. i. bei der angenommenen Parabelform gleichförmig) verteilt, so muß von dem unbelasteten spannungslosen Anfangszustand ausgegangen werden¹⁾.

Im folgenden bezeichnet:

- $l = 2a$ die Bogen Spannweite, f die Pfeilhöhe,
 - F die Fläche, J das Trägheitsmoment des Bogenquerschnitts,
 - H_g die Horizontalkraft der ständigen Belastung,
 - H die Horizontalkraft der hinzutretenden Belastung,
 - \mathfrak{M}_g das Balkenmoment der ständigen Belastung,
 - \mathfrak{M} das Balkenmoment der hinzutretenden Belastung,
 - M_1 und M_2 die Einspannmomente im linken und rechten Auflager,
 - $\frac{M_1 + M_2}{2} = M_0$,
 - $\frac{M_1 - M_2}{2a} = V$,
 - M das Moment im Bogenpunkte, dessen Koordinaten x, y auf die Mitte der Bogensehne bezogen werden, $y = \frac{f}{a^2}(a^2 - x^2)$,
 - η die Einsenkung dieses Bogenpunktes.
- Es ist:

$$M = \mathfrak{M}_g + \mathfrak{M} - (H_g + H)(y \mp \eta) + M_0 + Vx$$

und unter der Voraussetzung, daß $\mathfrak{M}_g - H_g y = 0$ ist,

$$M = \mathfrak{M} - Hy \pm (H_g + H)\eta + M_0 + Vx.$$

¹⁾ Für den gelenkig gelagerten Bogen sowie für den schlaffen Hängbogen mit Versteifungsträger wurde die Lösung vom Verfasser im Handbuch d. Ing.-Wissensch. Brückenbau, 5. Abt. Kap. XII, behandelt.

Für die Einsenkung besteht die Gleichung:

$$\left(1 - \frac{H}{EF}\right) \frac{d^2 \eta}{dx^2} = - \frac{M}{EJ} = - \frac{1}{EJ} [\mathfrak{M} - Hy + M_0 + Vx \pm (H_g + H)\eta]$$

oder mit Einführung von:

$$c^2 = \frac{H_g + H}{EJ - \frac{J}{F}H} = \frac{H_g + H}{EJ} \dots \dots \dots (1)$$

$$\frac{d^2 \eta}{dx^2} \pm c^2 \eta + c^2 \frac{\mathfrak{M} - Hy + M_0 + Vx}{H_g + H} = 0,$$

Setzt man

$$\frac{H_g + H}{H} \eta = \bar{\eta}$$

und

$$\frac{\mathfrak{M} - Hy + M_0 + Vx}{H} = F(x), \dots \dots \dots (2)$$

so kann auch geschrieben werden:

$$\frac{d^2 \eta}{dx^2} \pm c^2 \bar{\eta} + c^2 F(x) = 0 \dots \dots \dots (3)$$

Für das Moment gilt der Ausdruck:

$$M = H(F(x) \pm \bar{\eta}).$$

Die Integrationskonstanten der Differentialgleichung (3) ergeben sich aus der Bedingung, daß an den Auflagern $\eta = 0$ ist und an den Stetigkeitsgrenzen η und $\frac{d\eta}{dx}$ nur einen Wert annimmt.

Es erübrigt noch die Bestimmung von H, V und M_0 . Wir wenden zunächst das Energieprinzip an und denken uns den Bogen mit der Last r für die Längeneinheit gleichmäßig belastet, wodurch im Bogen vom Scheitelkrümmungshalbmesser $\rho = \frac{a^2}{2f}$ die axiale Kraft $Q = \frac{ds}{dx}$ hervorgerufen wird. Die wirklich vorhandene Belastung erzeugt Einsenkungen η und eine

Längenänderung des Bogenelementes um $\frac{H_g + H}{EF} \cdot \frac{ds}{dx} ds$. Die Gleichsetzung der virtuellen äußeren und inneren Arbeit der gedachten Belastung liefert:

$$1. \int \bar{\eta} dx = \int_0^a \frac{ds}{dx} \cdot \frac{H_g + H}{EF} \cdot \frac{ds}{dx} ds,$$

oder: $\int \bar{\eta} dx = \frac{a^3}{EFf} \left(1 + 2 \frac{f^2}{a^2}\right) \left(\frac{H_g + H}{H}\right)^2 H = \alpha H \dots (4)$

Schließlich erhält man noch zwei weitere Bestimmungsgleichungen für M_0 und V aus der Bedingung, daß für die Einspannstellen $\frac{d\bar{\eta}}{dx} = 0$ sein muß.

A. Der auf Druck beanspruchte Bogen.

Die Differentialgleichung (3) lautet hier:

$$\frac{d^2 \bar{\eta}}{dx^2} + c^2 \bar{\eta} + c^2 F(x) = 0.$$

$F(x)$ ist eine ganze algebraische Funktion von nicht höherem als vom 2. Grade, wenn die Belastung aus Einzellasten besteht oder streckenweise gleichförmig verteilt ist. Dann ist das Integral obiger Differentialgleichung:

$$\bar{\eta} = A \sin cx + B \cos cx - F(x) + \frac{1}{c^2} F''(x),$$

und es drückt sich das Bogenmoment aus durch:

$$M = H \left(A \sin cx + B \cos cx + \frac{1}{c^2} F''(x) \right).$$

a) Belastung durch eine Einzellast P (Abb. 1).

Mit den hier für $\bar{\eta}$ geltenden Ausdrücken und mit $y = \frac{f}{a^2} (a^2 - x^2)$ erhält man für die Punkte von $x = \xi$ bis $x = a$:

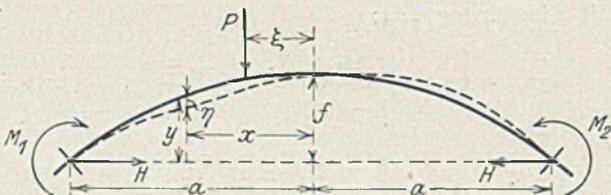


Abb. 1.

$$\bar{\eta}_1 = A_1 \sin cx + B_1 \cos cx - \frac{1}{H} \left[\frac{P(a + \xi)(a - x)}{2a} + M_0 + Vx \right] + \frac{f}{a^2} \left(a^2 - x^2 + \frac{2}{c^2} \right)$$

für die Punkte von $x = -a$ bis $x = \xi$:

$$\bar{\eta}_2 = A_2 \sin cx + B_2 \cos cx - \frac{1}{H} \left[\frac{P(a - \xi)(a + x)}{2a} + M_0 + Vx \right] + \frac{f}{a^2} \left(a^2 - x^2 + \frac{2}{c^2} \right)$$

Die vier Integrationskonstanten ergeben sich aus den Bedingungen, daß für $x = a$; $\bar{\eta}_1 = 0$; für $x = -a$; $\bar{\eta}_2 = 0$; ferner für $x = \xi$; $\bar{\eta}_1 = \bar{\eta}_2$ und $\frac{d\bar{\eta}_1}{dx} = \frac{d\bar{\eta}_2}{dx}$ sein muß, mit:

$$A_1 = \frac{1}{H \sin ca} \left[\frac{P}{2c} \sin c(a + \xi) + Va \right]$$

$$A_2 = \frac{1}{H \sin ca} \left[\frac{P}{2c} \sin c(a - \xi) + Va \right]$$

$$B_1 = \frac{1}{H \cos ca} \left[\frac{P}{2c} \sin c(a + \xi) + M_0 - \frac{2f}{c^2 a^2} H \right]$$

$$B_2 = \frac{1}{H \cos ca} \left[\frac{P}{2c} \sin c(a - \xi) + M_0 - \frac{2f}{c^2 a^2} H \right]$$

Die Bedingung der Einspannung liefert die Gleichungen

$$\left. \frac{d\bar{\eta}_1}{dx} \right|_{x=a} = 0 = c(A_1 \cos ca - B_1 \sin ca) + \frac{1}{H} \left[\frac{P(a + \xi)}{2a} - V \right] - \frac{2f}{a}$$

$$\left. \frac{d\bar{\eta}_2}{dx} \right|_{x=-a} = 0 = c(A_2 \cos ca + B_2 \sin ca) - \frac{1}{H} \left[\frac{P(a - \xi)}{2a} + V \right] + \frac{2f}{a}$$

aus denen sich nach Einsetzung der oben bestimmten Integrationskonstanten ergibt:

$$Va = \frac{M_1 - M_2}{2} = \frac{\xi \sin ca - a \sin c\xi}{\sin ca - a c \cos ca} \cdot \frac{P}{2} \dots (5)$$

$$M_0 = \frac{M_1 + M_2}{2} = \frac{\cos ca - \cos c\xi}{\sin ca} \cdot \frac{P}{2c} - \frac{2f}{a^2 c^2} \left(\frac{ac}{\tan ca} - 1 \right) H \quad (6)$$

Nach Gl. (4) ist:

$$\int_{\xi}^a (A_1 \sin cx + B_1 \cos cx) dx + \int_{-a}^{\xi} (A_2 \sin cx + B_2 \cos cx) dx - \frac{P}{H} \cdot \frac{a^2 - \xi^2}{2} - \frac{M_0}{H} 2a + \frac{4}{3} fa + \frac{4fa}{c^2 a^2} = \alpha H$$

woraus in Verbindung mit (5) und (6) sich für H der Ausdruck ableitet:

$$H = \frac{\left[\frac{a^2 - \xi^2}{2} + \frac{\cos ca - \cos c\xi}{\sin ca} \cdot \frac{a}{c} \right] P}{\frac{4}{3} fa + \frac{4f}{a c^2} \left(\frac{ac}{\tan ca} - 1 \right) - \alpha H} \dots (7)$$

Das letzte Glied im Nenner dieses Ausdruckes ist wegen seiner Kleinheit meist zu vernachlässigen.

Da die Größe c von H abhängt [Gl. (1)], so ist eine unmittelbare Berechnung aus Gl. (7) nicht möglich, sondern der Weg der Näherung einzuschlagen, indem man zunächst einen Wert von c einführt, der aus dem für den steifen Bogen geltenden Horizontalschub:

$$H_0 = \frac{15}{32} \cdot \frac{(a^2 - \xi^2)^2}{fa^3} P$$

zu berechnen ist. Ergibt sich in H eine größere Abweichung gegen H_0 , so ist die Rechnung mit dem verbesserten Werte von c zu wiederholen. In der Regel wird dies aber nicht notwendig sein, da für Fälle, die nicht schon nahe der Stabilitätsgrenze des Bogens liegen, eine geringe Änderung in c die Größe von H nur sehr unwesentlich beeinflusst.

Das Moment im Punkte x, y berechnet sich aus:

$$\left. \begin{aligned} \text{für } x > \xi: M &= \frac{P}{2c} \cdot \frac{\sin c(a + \xi) \sin c(a - x)}{\sin ca \cos ca} \\ &+ Va \frac{\sin cx}{\sin ca} + M_0 \frac{\cos cx}{\cos ca} \\ &+ \left(1 - \frac{1}{\cos ca} \right) \frac{2f}{c^2 a^2} H \\ \text{für } x < \xi: M &= \frac{P}{2c} \cdot \frac{\sin c(a - \xi) \sin c(a + x)}{\sin ca \cos ca} \\ &+ Va \frac{\sin cx}{\sin ca} + M_0 \frac{\cos cx}{\cos ca} \\ &+ \left(1 - \frac{1}{\cos ca} \right) \frac{2f}{c^2 a^2} H \end{aligned} \right\} \dots (8)$$

b) Belastung durch eine Streckenlast $p\lambda = p(k_2 - k_1)$.

Mit den aus Abb. 2 ersichtlichen Bezeichnungen lauten die Gleichungen für die Einsenkung $\bar{\eta}$:

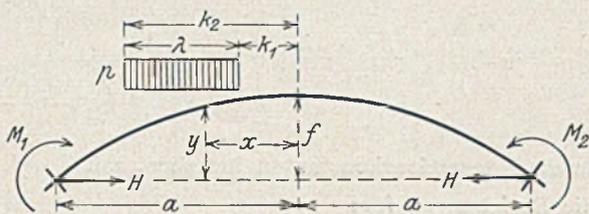


Abb. 2.

für $x = k_2$ bis $x = a$: $\bar{\eta}_1 = A_1 \sin cx + B_1 \cos cx$

$$-\frac{1}{H} \left[p\lambda \frac{2a + k_1 + k_2}{4a} (a - x) + M_0 + Vx \right] + \frac{f}{a^2} (a^2 - x^2) + \frac{2f}{a^2 c^2}$$

für $x = k_1$ bis $x = a$: $\bar{\eta}_2 = A_2 \sin cx + B_2 \cos cx$

$$-\frac{1}{H} \left[p\lambda \frac{2a \pm k_1 \pm k_2}{4a} (a \mp x) - \frac{p}{2} (k_2 - k_1 \mp x)^2 + M_0 + Vx \right] + \frac{f}{a^2} (a^2 - x^2) + \frac{2f}{a^2 c^2} - \frac{p}{c^2 H}$$

für $x = -a$ bis $x = k_1$: $\bar{\eta}_3 = A_3 \sin cx + B_3 \cos cx$

$$-\frac{1}{H} \left[p\lambda \frac{2a - k_1 - k_2}{4a} (a + x) + M_0 + Vx \right] + \frac{f}{a^2} (a^2 - x^2) + \frac{2f}{a^2 c^2}$$

Setzt man:

$$C_1 = [\cos c(a + k_2) - \cos c(a + k_1)] \frac{p}{2c^2}$$

$$C_2 = [\cos c(a - k_2) - \cos c(a + k_1)] \frac{p}{2c^2}$$

$$C_3 = [\cos c(a - k_2) - \cos c(a - k_1)] \frac{p}{2c^2}$$

$$C_4 = [\cos c(a - k_2) + \cos c(a + k_1)] \frac{p}{2c^2}$$

so ergeben sich die Integrationskonstanten mit:

$$A_1 = \frac{1}{H \sin ca} [C_1 + Va]$$

$$A_2 = \frac{1}{H \sin ca} [C_2 + Va]$$

$$A_3 = \frac{1}{H \sin ca} [C_3 + Va]$$

$$B_1 = \frac{1}{H \cos ca} \left[-C_1 + M_0 - \frac{2f}{c^2 a^2} H \right]$$

$$B_2 = \frac{1}{H \cos ca} \left[C_2 + M_0 - \frac{2f}{c^2 a^2} H \right]$$

$$B_3 = \frac{1}{H \cos ca} \left[C_3 + M_0 - \frac{2f}{c^2 a^2} H \right]$$

Aus der Einspannungsbedingung folgen die beiden Gleichungen:

$$c [A_1 \cos ca - B_1 \sin ca] + \frac{1}{H} \left[p\lambda \frac{2a + k_1 + k_2}{4a} - V \right] - \frac{2f}{a} = 0$$

$$c [A_3 \cos ca + B_3 \sin ca] - \frac{1}{H} \left[p\lambda \frac{2a - k_1 - k_2}{4a} + V \right] + \frac{2f}{a} = 0$$

und daraus:

$$V = \frac{1}{2} \left[p\lambda \frac{k_1 + k_2}{2a} + \frac{p}{c} \frac{\cos ck_2 - \cos ck_1}{\sin ca} \right] \frac{\tan ca}{\tan ca - ca} \quad (9)$$

$$M_0 = \frac{1}{2} \frac{p}{c^2} \frac{\lambda c \cos ca + \sin ck_1 - \sin ck_2}{\sin ca} + \frac{1}{2} \frac{2f}{c^2 a^2} \frac{\tan ca - ca}{\tan ca} \quad (10)$$

Zur Bestimmung von H dient wieder die Gleichung (4), welche ergibt:

$$\int_{-a}^{+a} (A \sin cx + B \cos cx) dx - \frac{1}{H} \int_{-a}^{+a} \mathfrak{M} dx - 2 \frac{M_0}{H} a + \frac{4}{3} f a + \frac{4f}{c^2 a} - \frac{p}{c^2 H} \lambda = \varkappa H$$

oder

$$\frac{p}{c^2 H} \left[\frac{\sin ck_2 - \sin ck_1}{c \cos ca} - \lambda - \frac{\lambda c^2}{2} \left(a^2 - \frac{k_1^2 + k_1 k_2 + k_2^2}{3} \right) \right] - \left(\frac{2M_0}{H} - \frac{4f}{a^2 c^2} \right) \left(a - \frac{\tan ca}{c} \right) + \frac{4}{3} f a = \varkappa H$$

woraus

$$H = \frac{p\lambda \left(a^2 - \frac{k_1^2 + k_1 k_2 + k_2^2}{3} \right) + \frac{p}{c^2} \frac{\lambda c \cos ca + \sin ck_1 - \sin ck_2}{\sin ca}}{\frac{4}{3} f a + \frac{4f}{c^2 a} \left(\frac{ca}{\tan ca} - 1 \right) - \varkappa H} \quad (11)$$

Für die erste Näherung ist der Horizontalschub des steifen Bogens einzuführen:

$$H_0 = \frac{p}{32 f a^3} [15 a^4 (k_2 - k_1) - 10 a^2 (k_2^3 - k_1^3) + 3 (k_2^5 - k_1^5)]$$

Bei Bogenträgern von ausreichender Steifigkeit, wie sie den praktischen Ausführungen entspricht, liefert die genaue Berechnungsweise nur geringe Unterschiede gegenüber der Näherungsberechnung als Steifbogen, so daß man in diesen Fällen von ihrer Anwendung in der Regel absehen kann. Die Näherungsberechnung gibt allerdings für die Biegemomente immer etwas zu kleine Werte. Erheblicher wird der Fehler aber dann, wenn die Belastung sich der Knicklast des Bogens nähert, welche für den eingespannten Bogen mit $rd. H = 20 \frac{EJ}{a^2}$ bestimmt wurde²⁾. Der Wert $c^2 a^2 = 20$ oder $ca = 4,5$ würde sonach der Grenze des stabilen Gleichgewichtes entsprechen, und es muß ca beträchtlich unter dem Grenzwert 4,5 bleiben, wenn die Berechnung als steifer Bogen nicht größere Fehler ergeben soll.

Als Beispiel sei ein Eisenbetonbogen gewählt von $2a = 20m$ Spannweite, $f = 2m$ Pfeilhöhe, $20cm$ Stärke bei $1vH$ Bewehrung (Abb. 3). Die auf Beton reduzierten Querschnitts-

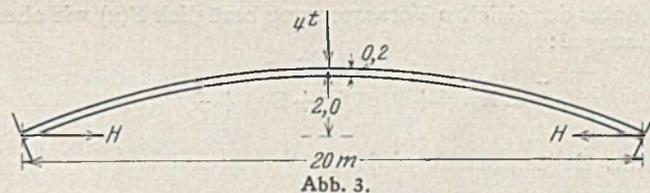


Abb. 3.

größen sind $\Gamma = 0,23 m^2$ und $J = 0,00078 m^4$. Die ständige Belastung, unter der keine Biegespannungen eintreten mögen, sei $0,8 t/m$. Auf den $1m$ breiten Bogen wirke im Scheitel eine Einzellast $P = 4t$.

Es ist:

$$H_g = \frac{1}{8} \cdot \frac{0,8 \cdot 400}{2} = 20t; \quad H_0 = \frac{15}{32} \cdot \frac{a}{f} \cdot P = 9,4t; \quad EJ = 1100$$

$$c^2 = \frac{29,4}{1100} = 0,0267; \quad c = 0,1634; \quad ca = 1,634$$

$$\cos ca = -0,06316; \quad \sin ca = 0,99800; \quad \tan ca = -15,8008$$

$$\varkappa = \frac{1000}{140000 \cdot 0,23 \cdot 2} \cdot \left(\frac{29,4}{9,4} \right)^2 = 0,015; \quad \varkappa H = 0,14$$

²⁾ Dr. J. Fritsche, Knickbelastung der Bogenträger. „Die Bau-technik“ 1925.

Damit folgt nach Gl. (7):

$$H = \frac{100}{2} \frac{0,06316 + 1}{0,998} \cdot \frac{10}{0,1634} P = 2,324 P = 9,3 \text{ t}$$

$$\frac{4}{3} \frac{20}{0,267} \left(\frac{1,634}{15,8008} + 1 \right) - 0,14$$

in sehr guter Übereinstimmung mit dem Näherungswerte.
Das Einspannmoment $M_1 = M_2 = M_0$ wird nach Gl. (6):

$$M_1 = \left[-\frac{0,0636 + 1}{0,9980} \cdot \frac{1}{0,3268} + \frac{4}{2,67} \left(\frac{1,634}{15,8008} + 1 \right) \right] 2,324 P$$

$$= 0,582 P = 2,328 \text{ tm}$$

Für den steifen Bogen wäre $M_1 = \frac{1}{16} P a = 0,625 P = 2,5 \text{ tm}$.

Das Scheitelmoment berechnet sich nach Gl. (8) (mit $\xi = 0, x = 0$):

$$M_1 = \left[-\frac{1}{0,3268} \cdot 15,8008 - \frac{0,582}{0,06316} + \left(1 + \frac{1}{0,06316} \right) \frac{4}{2,67} \cdot 2,324 \right] P$$

$$= 1,038 P = 4,152 \text{ tm.}$$

Die Näherungsberechnung würde hierfür ergeben:

$$M_1 = \frac{1}{4} P a + M_1 - H f = (5 + 0,625 - 4,69) P = 0,935 P = 3,74 \text{ tm.}$$

Obwohl der Bogen unter der einwirkenden Belastung noch eine $\frac{20}{2,67} = 7,5$ fache Knicksicherheit aufweist, betragen die Unterschiede, um welche die Näherungsrechnung das Kämpfer- und Scheitelmoment zu klein ergibt, bereits 7 bzw. 11 vH.

B. Der auf Zug beanspruchte Bogen.

Dieser Fall bezieht sich vornehmlich auf hängende, an den Rändern festgenietete Blechbogen, wie sie als Hängebleche in den Fahrbahntafeln der eisernen Brücken Anwendung finden.

Die Differentialgleichung (3) für die Einsenkung η :

$$\frac{d^2 \bar{\eta}}{dx^2} - c^2 \bar{\eta} + c^2 F(x) = 0$$

gibt, unter der gleichen Voraussetzung bezüglich $F(x)$ wie oben, das Integral:

$$\bar{\eta} = A e^{cx} + B e^{-cx} + F(x) + \frac{1}{c^2} F''(x)$$

und das Bogenmoment wird:

$$M = -H \left(A e^{cx} + B e^{-cx} + \frac{1}{c^2} F''(x) \right)$$

Die weitere Entwicklung der Formeln für einen bestimmten Belastungsfall ist nun analog wie oben für den Druckbogen durchzuführen. Wir wollen uns aber hier auf den Fall einer symmetrischen Scheitelbelastung mit der gleichförmig verteilten Last $p \lambda$ beschränken (Abb. 4).

Für diesen Belastungsfall ist $V = 0$ und M_0 gibt das Einspannmoment in den Kämpfern.

Es ist für die Punkte von $x = 0$ bis $x = \frac{\lambda}{2}$:

$$F(x) = \frac{1}{H} \left[\frac{p}{2} \left(a \lambda - \frac{\lambda^2}{4} - x^2 \right) + M_1 \right] - \frac{f}{a^2} (a^2 - x^2); \quad F''(x) = \frac{2f}{a^2} - \frac{p}{H}$$

für die Punkte von $x = \frac{\lambda}{2}$ bis $x = a$:

$$F(x) = \frac{1}{H} \left[\frac{p \lambda}{2} (a - x) + M_1 \right] - \frac{f}{a^2} (a^2 - x^2); \quad F''(x) = \frac{2f}{a^2}$$

Danach wird:

$$\bar{\eta}_1 = A_1 e^{cx} + B_1 e^{-cx} + \frac{1}{H} \left[\frac{p}{2} \left(a \lambda - \frac{\lambda^2}{4} - x^2 \right) + M_1 \right] - \frac{f}{a^2} (a^2 - x^2 - \frac{2}{c^2}) - \frac{p}{H c^2}$$

$$\bar{\eta}_2 = A_2 e^{cx} + B_2 e^{-cx} + \frac{1}{H} \left[\frac{p \lambda}{2} (a - x) + M_1 \right] - \frac{f}{a^2} \left(a^2 - x^2 - \frac{2}{c^2} \right)$$

Für die Integrationskonstanten bestehen, mit $\frac{\lambda}{2} = k$ gesetzt, die Beziehungen für:

$$x = a, \bar{\eta}_2 = 0: \quad A_2 e^{ca} + B_2 e^{-ca} + \frac{M_1}{H} + \frac{2f}{c^2 a^2} = 0$$

$$x = k_1, \bar{\eta}_1 = \bar{\eta}_2: \quad (A_1 - A_2) e^{ck} + (B_1 - B_2) e^{-ck} - \frac{p}{H c^2} = 0$$

$$x = k_1, \frac{d \bar{\eta}_1}{dx} = \frac{d \bar{\eta}_2}{dx}: \quad (A_1 - A_2) e^{ck} + (B_1 - B_2) e^{-ck} = 0$$

und wegen der Symmetrie $A_1 = B_1$.

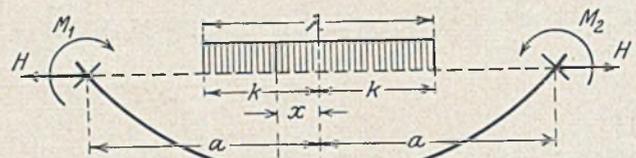


Abb. 4.

Man erhält daraus:

$$A_1 = B_1 = \frac{1}{1 + e^{2ca}} \left[\frac{p}{2 c^2 H} (e^{ck} + e^{c(2a-k)}) - \left(\frac{M_1}{H} + \frac{2f}{c^2 a^2} \right) e^{ca} \right]$$

$$A_2 = \frac{1}{1 + e^{2ca}} \left[\frac{p}{2 c^2 H} (e^{ck} - e^{-ck}) - \left(\frac{M_1}{H} + \frac{2f}{c^2 a^2} \right) e^{ca} \right]$$

$$B_2 = -\frac{1}{1 + e^{2ca}} \left[\frac{p}{2 c^2 H} e^{2ca} (e^{ck} - e^{-ck}) + \left(\frac{M_1}{H} + \frac{2f}{c^2 a^2} \right) e^{ca} \right]$$

Die Gleichung (4) liefert:

$$\int_{-a}^{+a} \bar{\eta} dx = \int_{-a}^{+a} (A e^{cx} + B e^{-cx}) dx + \frac{p k}{H} \left(a^2 - \frac{k^2}{3} \right) + 2 \frac{M_1}{H} a - \frac{4}{3} f a + \frac{4f}{c^2 a} - \frac{p k}{H c^2} = z H$$

$$\int_{-a}^{+a} (A e^{cx} + B e^{-cx}) dx = \frac{2}{c} \left[A_1 e^{ck} - B_1 e^{-ck} - A_1 + B_1 + A_2 (e^{ca} - e^{ck}) - B_2 (e^{-ca} - e^{-ck}) \right]$$

$$= \frac{2}{c} (A_2 e^{ca} - B_2 e^{-ca})$$

Infolge der Einspannung ist ferner:

$$\left. \frac{d \bar{\eta}_2}{dx} \right|_{x=a} = c (A_2 e^{ca} - B_2 e^{-ca}) - \frac{p k}{H} + \frac{2f}{a} = 0$$

sonach:

$$\int_{-a}^{+a} \bar{\eta} dx = \frac{2}{c^2} \left(\frac{p k}{H} - \frac{2f}{a} \right) + \frac{p k}{H} \left(a^2 - \frac{k^2}{3} \right) + \frac{2 M_1}{H} a - \frac{4}{3} f a + \frac{4f}{c^2 a} - \frac{p k}{c^2 H} = z H$$

woraus:

$$H = \frac{p k \left(a^2 - \frac{k^2}{3} + \frac{1}{c^2} \right) + 2 M_1 a}{\frac{4}{3} f a + z H}$$

M_1 bestimmt sich aber aus:

$$c(A_2 e^{ca} - B_2 e^{-ca}) - \frac{pk}{H} + \frac{2f}{a} = 0.$$

Die Einsetzung von A_2 und B_2 in diese Gleichung ergibt:

$$\frac{c}{e^{ca} + e^{-ca}} \left[\frac{p}{c^2 H} (e^{ck} - e^{-ck}) - \left(\frac{M_1}{H} + \frac{2f}{c^2 l^2} \right) (e^{ca} - e^{-ca}) \right] - \frac{pk}{H} + \frac{2f}{a} = 0$$

$$M_1 = \frac{1}{e^{ca} - e^{-ca}} \left[\frac{p}{c^2} (e^{ck} - e^{-ck}) - \left(\frac{pk}{c} - H \frac{2f}{ca} \right) \right] - \frac{2f}{c^2 l^2}$$

Führt man diesen Ausdruck in die obige Gleichung für H ein und setzt zur Abkürzung:

$$\left. \begin{aligned} \frac{e^{ck} - e^{-ck}}{e^{ca} - e^{-ca}} &= \frac{\sin ck}{\sin ca} = \beta \\ \frac{e^{ca} + e^{-ca}}{e^{ca} - e^{-ca}} &= \cotang ca = \alpha \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (12)$$

so erhält man schließlich:

$$H = \frac{1}{2} \left(a^2 - \frac{k^2}{3} \right) + \beta \frac{a}{c^2 k} - \alpha \frac{a}{c} p \lambda \dots \dots (13)$$

$$\frac{4}{3} f a + \frac{4f}{c^2 a} (1 - \alpha a c) + \kappa H$$

$$M_1 = (\beta - \alpha ck) \frac{p}{c^2} + H (\alpha ca - 1) \frac{2f}{c^2 a^2} \dots \dots (14)$$

Das Biegemoment erreicht seinen Größtwert entweder an der Einspannstelle oder im Scheitel des Bogens. Für das Scheitelmoment ergibt sich der Ausdruck:

$$M_s = \frac{1}{\cos ca} \left[\frac{p}{c^2} (\cos ca - \cos c(a-k)) - \frac{2f}{c^2 a^2} H (\cos ca - 1) + M_1 \right] \dots (15)$$

Die Größe c ist zunächst wieder aus dem Näherungswerte H_0 für den steifen Bogen:

$$H_0 = \frac{15 a^4 - 10 a^2 k^2 + 3 k^4}{32 f a^3} p \lambda$$

zu rechnen. Für die bei Hängeblechen vorkommenden Verhältnisse ist sehr nahe $\lambda = 1$ und es kann das letzte Glied im Nenner von H

$$\kappa H = \frac{a^3}{E F f} \left(1 + 2 \frac{f^2}{a^2} \right) \left(\frac{H_g + H}{H} \right)^2 H$$

seiner Kleinheit wegen vernachlässigt werden.

Wir wenden die entwickelten Formeln nachstehend auf die Berechnung eines Hängebleches an. Die Verteilungsbreite einer Einzellast nach der Längsrichtung des Bleches, d. i. dessen wirksame Länge, kann nach theoretischen Untersuchungen über langgestreckte eingespannte ebene Platten³⁾ mit etwa $\frac{2}{3}$ der Plattenstützweite l angesetzt werden. Wir lassen ein Gleiches auch für die Hängebleche gelten und nehmen weiter nach der üblichen Regel die Verteilungsbreite nach der Quer- richtung mit $\lambda = v + 2 u$ an, wenn v die Aufstandsweite der Last und u die Höhe der Deckschicht über dem Bleche bezeichnet. Es ist sonach bei der Radlast P der Druck auf die Flächeneinheit $p = \frac{3}{2} \cdot \frac{P}{l \lambda}$. Diese Annahme ist eher zu günstig als zu ungünstig, da eine gleichmäßige Verteilung des Druckes

in dieser Fläche nicht zu erwarten ist. Es handle sich um die Fahrbahntafel einer Straßenbrücke, die aus Hängeblechen besteht, die an Längsträger angeschlossen sind, deren lichter Abstand 2,1 m beträgt. Die 7 mm starken Bleche sind mit 20 cm Pfeilhöhe gebogen. Die Schotterdecke hat über den Längsträgern eine Stärke von 25 cm. Ihr Gewicht samt dem der Bleche ist 780 kg/m². Es sind die Spannungen zu rechnen, die im Hängeblech unter dem Druck des 5 t schweren Hinterrades einer Straßenwalze auftreten.

Wir haben sonach zu setzen: $l = 2 a = 2,1$; $f = 0,2$;

$$\delta = F = 0,007; J = 0,286 \cdot 10^{-7}; E J = 0,6292; H_g = \frac{1}{8} \cdot 0,78 \cdot \frac{2,1^2}{0,2} = 2,15 t.$$

Bei der Radbreite $v = 0,5$ m wird die Verteilungsbreite

$$\lambda = 2 k = 0,5 + 2 \cdot 0,4 = 1,3 \text{ m, demnach } p = \frac{3}{2} \cdot \frac{5}{2,1 \cdot 1,3} = 2,75 t$$

und $p \lambda = 3,58 t$. Für den steifen Bogen liefert die angegebene Formel $H_0 = 6,79 t$. Der Horizontalkraft $H_g + H = 8,94$ entspricht der Wert $c^2 = \frac{H_g + H}{E J} = \frac{8,94}{0,629} = 14,213$.

Man hat sonach: $c = 3,77$; $ca = 3,958$; $ck = 2,450$.

$$\sin ca = 26,187; \alpha = \cotang ca = 1,0007$$

$$\sin ck = 5,751; \beta = \frac{\sin ck}{\sin ca} = 0,2196$$

Gleichung (13) liefert:

$$H = \frac{1}{2} \left(1,05^2 - \frac{0,65^2}{3} \right) + 0,2196 \frac{1,05}{14,213 \cdot 0,65} - 1,0007 \cdot \frac{1,05}{3,77} \cdot 3,58 = 6,68 t.$$

$$\frac{4}{3} \cdot 0,2 \cdot 1,05 + \frac{4 \cdot 0,2}{14,213 \cdot 1,05} (1 - 1,0007 \cdot 3,958) + 0,004$$

Damit ergibt sich der verbesserte Wert $c^2 = \frac{2,15 + 6,68}{0,629} = 14,039$;

$$c = 3,747; ca = 3,9343; ck = 2,4355; \sin ca = 25,555$$

$$\sin ck = 5,6673; \alpha = \cotang ca = 1,00077; \beta = 0,2218.$$

Die dadurch bewirkte Änderung in H fällt außerhalb der Rechnungsgenauigkeit. Mit dem verbesserten Werte von c ergibt Gl. (14) für das Einspannmoment:

$$M_1 = (0,2218 - 1,00077 \cdot 2,4355) \frac{2,75}{14,039} + 6,68 (1,00077 \cdot 3,9343 - 1) \cdot \frac{0,4}{15,478} = + 0,073 \text{ tm.}$$

Das Scheitelmoment wird nach Gl. (15):

$$M_s = \frac{1}{25,566} \left[\frac{2,75}{14,039} (25,566 - 2,350) - \frac{0,4}{15,478} \cdot 24,566 \cdot 6,68 + 0,073 \right] = + 0,0148 \text{ tm.}$$

Die Berechnung als steifer Bogen hätte hier die Momente viel zu groß geliefert, nämlich $M_1 = 0,1457$ tm und $M_s = 0,0855$ tm.

Berechnet man noch das Moment für den Punkt $x = k$, d. i. am Rande der Laststrecke, aus

$$M = -H \left[A_1 (e^{ck} + e^{-ck}) + \frac{H}{c^2} \left(\frac{2f}{a^2} - \frac{p}{H} \right) \right],$$

so erhält man dafür $M = -0,025$ tm.

Die Biegung des Bleches ist sonach eine derartige, daß an der Einspannstelle, weniger im Scheitel des Bogens, die Krümmung verstärkt, dazwischen aber etwas vermindert wird. Die größte Biegungsspannung tritt an der Einspannstelle auf und wird die Blechspannung daselbst $\frac{8830}{70} + 6 \frac{7300}{49} = 1020 \text{ kg/cm}^2$.

³⁾ A. Nádai, Über die Biegung rechteckiger Platten durch Einzellasten, Bauingenieur 1921.

DIE NEUEN AMERIKANISCHEN VORSCHRIFTEN FÜR BETON- UND EISENBETONBAUTEN.

Besprochen von E. Probst, Karlsruhe i. B.

Es dürfte für die deutsche Fachwelt von Interesse sein, zu erfahren, in welcher Weise die jetzt im Entwurf vorliegenden amerikanischen Vorschriften entstanden und wie sie aufgebaut sind.

Gegenüber den bisherigen Bestimmungen sind auf Grund von vielseitigen guten und schlechten Erfahrungen neue Wege betreten worden, die geeignet scheinen, verschiedenen Mängeln abzuwehren und gleichzeitig den Sicherheitsgrad von Eisenbetonbauten zu vergrößern.

Es ist bedeutungslos, wenn wir in Vorschriften zulässige Beanspruchungen für Beton und Eisen angeben, ohne die Voraussetzungen festzulegen, unter denen bestimmte Festigkeiten erreicht werden können. Deshalb ist es erforderlich, daß der Vorbereitung, der Verarbeitung und der Nachbehandlung des Materials, die in den letzten Jahren bei den Forschungsarbeiten im Laboratorium die größte Beachtung gefunden haben, erhöhte Aufmerksamkeit zugewendet wird.

Die Materialfrage beherrscht die neuen amerikanischen Vorschriften und ist zwangsläufig in der Entwurfsbearbeitung verankert. Auf welche Weise, soll noch gezeigt werden.

Es sei vorausgeschickt, daß einer Kommission unter dem Vorsitz des auch bei uns bekannten Herrn R. S. Humphrey aus Mitgliedern der amerikanischen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, der Gesellschaft für Materialprüfung, der Vereinigung der Eisenbauingenieure, des Betonvereins und der Vereinigung der Portlandzementfabrikanten die Bearbeitung der Vorschriften übertragen wurde.

Die Kommission, der die bekanntesten Fachleute aus Wissenschaft und Praxis angehörten, hat nunmehr im August 1924 einen Bericht unterbreitet, der z. Z. zur Diskussion offensteht, und der die von der Kommission vorgeschlagenen Bestimmungen für die Berechnung und Ausführung von Beton- und Eisenbetonkonstruktionen umfaßt. (Dieses Verfahren einer öffentlichen Diskussion der von einer Kommission ausgearbeiteten Vorschläge wäre vor der Herausgabe unserer in Vorbereitung befindlichen Neuausgabe unserer amtlichen Vorschriften sehr zu empfehlen.) Bei aller umfassenden Gründlichkeit der einzelnen Bestimmungen hat der entwerfende und bauleitende Ingenieur eine weitgehende Freiheit. In diesem Sinne sind die Vorschriften mehr als Richtlinien aufzufassen und beengen die Dispositionen eines wissenschaftlich vorgebildeten und erfahrenen Ingenieurs kaum.

Die amtlichen Vorschriften umfassen 11 Kapitel mit sechs dazu gehörigen Tabellen. Die wichtigsten Abschnitte, die sich gegen die früheren Vorschriften vollkommen geändert haben, sind die Abschnitte III—VI enthaltend die Vorschriften über das Material, das Mischungsverhältnis und die Konsistenz des Betons und über die Art der Verarbeitung an der Luft und unter Wasser.

Abschnitt VIII enthält neue Bestimmungen über die Anordnung von Trennungs- oder Dehnungsfugen und von Schutzschichten bei Beton.

Das schwächste Kapitel in den Vorschriften ist in Abschnitt IX enthalten über Wasserdichtigkeit und Schutzmaßnahmen. Es ist deshalb schwach, weil der Inhalt weniger auf systematische Untersuchungen als auf Beobachtungen und manchmal recht einseitige Erfahrungen aufgebaut ist.

Kapitel X betrifft die Oberflächenbehandlung von Beton und das letzte Kapitel enthält Vorschriften für die Berechnung von Eisenbetonbauten, und im besonderen ist dabei zu erwähnen die auch bei uns vielfach jetzt angewendete Vorschrift für die Berechnung von trägerlosen (Pflz-) Deckenkonstruktionen.

In einem Anhang sind die von der amerikanischen Vereinigung für Materialprüfung aufgestellten Einzelvorschriften für das zum Beton notwendige Rohmaterial enthalten unter Berücksichtigung der neuesten Forschungsergebnisse.

Der letzte Teil des Anhangs enthält noch einige wertvolle Tabellen für die Zusammensetzung von Beton mit einer bestimmten Festigkeit nach 28 Tagen und Richtlinien für die Kontrolle von Beton- und Eisenbetonbauten.

Die größte Aufmerksamkeit verdienen die zuerst genannten Vorschriften über das Material.

Die Bindemittelfrage ist in den Vorschriften ebenso wenig geklärt wie bei uns. Die bei uns neuerdings in Anwendung kommenden hochwertigen Zemente sind in den Vorschriften noch nicht berücksichtigt. Die Normenproben sehen nur die Prüfung der Zugfestigkeit vor, wobei eine Mindestzugfestigkeit von 14 kg/cm^2 nach 7 Tagen und 22 kg/cm^2 nach 28 Tagen kombinierter Lagerung verlangt wird. Der SO_3 -Gehalt ist nach den letzten Vorschriften 1922 wieder mit 2 vH, der Magnesiumgehalt mit 5 vH begrenzt.

Bezüglich der beschleunigten Raumbeständigkeitsprobe ist zu bemerken, daß im Fall des Nichtbestehens innerhalb 28 Tagen eine zweite beschleunigte Raumbeständigkeitsprobe ausgeführt werden darf, von deren Erfolg die Möglichkeit einer Zurückweisung des gelieferten Zementes durch den Abnehmer abhängig gemacht wird.

Der Abschnitt der Vorschriften, der sich mit der Auswahl des Zuschlagsmaterials befaßt, ist sehr eingehend.

Der Unterschied zwischen dem feinen und dem groben Material wird nicht etwa nur zwischen Sand und Kies oder anderen groben Zuschlägen gemacht, sondern es wird der Korngrößenzusammensetzung erhöhte Aufmerksamkeit zugewendet.

Von dem feinen Material wird nicht nur verlangt, wie dies auch in anderen Vorschriften schon geschehen ist, daß es frei sein muß von schädlichen Mengen von Staub, Erdklumpen, Alkalien, organischen Stoffen, Lehm und anderen schädlichen Beimengungen, sondern es ist auch eine bestimmte Forderung bezüglich des Feingehaltes angenommen.

Es wird verlangt beim Durchgang durch Sieb Nr. 4 nicht weniger als . . . a Gew. vH (4,76 mm Maschenweite)

Durchgang durch Sieb Nr. 50 nicht mehr als . . . b Gew. vH (0,297 mm Maschenweite)

und nicht weniger als c Gew. vH
Gehalt an Abschlembarem nicht mehr als d Gew. vH

Die Forderungen der Kornzusammensetzung werden mit der Art des Bauwerks und den Eigentümlichkeiten des an Ort und Stelle gegebenen Materials verschieden sein. Wo immer möglich sollten die folgenden Werte berücksichtigt werden:

a = 85 vH; b = 30 vH; c = 10 vH; d = 3 vH.

Hierzu ist zu bemerken, daß sowohl die Siebe wie die Siebanalysen für Sand und für gröbere Zuschlagsstoffe nach den in einem besonderen Anhang angegebenen Normen der Gesellschaft für Materialprüfung durchgeführt werden müssen. Desgleichen ist auch für die Abschlembversuche und für die Ermittlung der organischen Verunreinigungen eine besondere Vorschrift im Anhang enthalten.

Bezüglich der Festigkeit wird von den feinen Zuschlagsstoffen verlangt, daß Mörtelproben aus 1 Gew.-Teil Portlandzement und 3 Gew.-Teilen feinem Zuschlag, gemischt und geprüft nach den Normen für die Prüfung von Portlandzement, nach 7 und 28 Tagen eine Zug- und Druckfestigkeit aufweisen, die nicht weniger als . . . vH (der Wert ist vom Ingenieur

einzusetzen; er sollte möglichst 100 sein) der Festigkeit des Mörtels 1 : 3 aus dem gleichen Zement jedoch bei Verwendung von Normensand (Ottawasand) ausmachen.

Von den groben Zuschlagsstoffen wird neben den bekannten Eigenschaften verlangt, daß sie frei sein sollen von schädlichen Mengen von weichen, dünnen, länglichen oder plattenartigen Stücken.

Die Korngrößenzusammensetzung soll folgenden Bedingungen entsprechen beim

Durchgang durch	Gewichtsprozent
.... Sieb (max. Größe)	nicht weniger als 95
.... Sieb (Zwischengröße)	nicht weniger als —
Sieb Nr. 4 (4,76 mm Maschenweite)	nicht mehr als 10
Sieb Nr. 8 (2,38 mm Maschenweite) ...	nicht mehr als 5

Die folgende Tafel gibt die gewünschte Abstufung für groben Zuschlag einer bestimmten maximalen Korngröße an:

Max. Korngröße in Zoll bzw. mm	Durchgang in Gewichtsprozenten durch Normalsiebe mit folgenden Maschenweiten						Max. Durch- gang in Gew.-Proz. durch Sieb	
	3 Zoll (76 mm)	2 Zoll (50,8 mm)	1 1/2 Zoll (38 mm)	1 Zoll (25,4 mm)	3/4 Zoll (19 mm)	1/2 Zoll (12,7 mm)	Nr. 4 4,76 mm	Nr. 8 2,38 mm
3" (76 mm) ...	95	—	40-75	—	—	—	10	5
2" (50,8 mm)	—	95	—	40-75	—	—	10	5
1 1/2" (38 mm) ..	—	—	95	—	40-75	—	10	5
1" (25,4 mm)	—	—	—	95	—	—	10	5
3/4" (19 mm) ..	—	—	—	—	95	—	10	5
1/2" (12,7 mm)	—	—	—	—	—	95	10	5

Wir ersehen daraus, welche Bedeutung den Kornzusammensetzungen beigemessen wird. Es möge bei dieser Gelegenheit festgestellt werden, daß man bei uns vielfach deren Einfluß außerordentlich unterschätzt, besonders bezüglich des Gehaltes an staubfeinem Material und des Sandmaterials unter 1 mm Korngröße. Festigkeit und Konsistenz des Betons und damit dessen Verarbeitbarkeit werden aber in sehr erheblichem Maße von dem Gehalt an feinem Material beeinflusst.

Bei der Verarbeitung des Betons wird in den Vorschriften verlangt, daß die Bestandteile je nach der Angabe durch den verantwortlichen Ingenieur in Raumteilen oder in Gewichtsteilen bestimmt werden. Beim Messen in Raumteilen soll der Zuschlag lose gemessen (wie er ins Meßgefäß eingeworfen wird) und dann aufgestoßen werden. Bezüglich des Mischungsverhältnisses werden bestimmte Richtlinien angegeben unter der Voraussetzung, daß der entwerfende Ingenieur die notwendigen Betonfestigkeiten nach 4 Wochen bestimmt.

Der Grad der Verarbeitbarkeit eines Betons wird durch Konsistenzprüfungen mit Hilfe des „Slump“ (Messung der Grundflächen der mit Hilfe eines Trichters ausgebreiteten Betonmasse) bestimmt. Die Größe des Wasserzusatzes wird mit Hilfe dieser Prüfungsmethode derart festgestellt, daß für den bestimmten Zweck ein Minimum an Wasser zugesetzt werden soll. Die erste Bestimmung wird in folgender Weise niedergelegt (siehe nachfolgende Tabelle.)

Der Ingenieur soll die Maße des erlaubten größten „Slump“ einsetzen. Folgende Werte für a—g geben den maximalen „Slump“ an, wie er für die verschiedenen Betonarten erwünscht ist. Die Zahlen gründen sich auf Durchschnittszuschlagsstoffe und Durchschnittsmischungsverhältnisse:

a = 3"; b = 6"; c = 3"; d = 8"; e = 3"; f = 1"; g = 2".

Auf diesem Wege wird die Größe des Wasserzusatzes so festgelegt, daß nicht ein allzu großer Überschub zur Verwendung kommt. Die Vorschrift verlangt auch, daß die Betonkonsistenz auf der Baustelle von Zeit zu Zeit nachgeprüft wird.

Betonarten	größter „Slump“ in Zoll
Große Betonmassen.	a
Eisenbeton:	
1. Dünne, vertikale Querschnitte und Säulen	b
2. Größere Querschnitte	c
3. Dünne, begrenzte horizontale Querschnitte	d
Straßen und Pflaster	
1. Handbereitung	e
2. Maschinenbereitung	f
Mörtel für Bodenglattstriche	g

Ein anderer Punkt betrifft auch die Mischzeit. Es wird verlangt, daß sie für jede Mischung nicht weniger als 1 Minute betragen soll, nachdem das Mischgut in die Maschine gebracht worden ist. Ein Beispiel wie Kornzusammensetzung, der „Slump“ usw. berücksichtigt wird, ergibt sich aus beistehender Zusammenstellung für einen Beton in einem Mischungsverhältnis, dessen Festigkeit nach 4 Wochen 140 kg/cm² betragen soll. Derartige Zusammenstellungen sind auch für verschiedene andere magere und fettere Mischungen in einem Anhang zu den Vorschriften zusammengestellt. Die Werte in den einzelnen Zusammenstellungen sind wohl den zahlreichen Untersuchungen der letzten Jahre zu danken, die in dem Lewis-Institut in Chicago von Abrams durchgeführt wurden.

Das Einbringen des Betons unterscheidet sich in den Vorschriften je nachdem es an der Luft oder unter Wasser erfolgt, und im besonderen je nach den Transporteinrichtungen, die für die Zubringung des Betons möglich sind. Es wird im allgemeinen verlangt, daß der Beton von der Mischmaschine an die Verwendungsstelle so rasch als möglich und mit Methoden gefördert wird, die eine Trennung oder Verlust einzelner Bestandteile verhindern. Diese Frage ist besonders wichtig bei der Verwendung des Gußbetons, bei der verlangt wird, daß die Rinnenneigung derart beschaffen sein soll, daß der Beton ohne Trennung der Bestandteile fließt. Die maximale Neigung wird mit 27° festgelegt.

Bei Betonschüttungen durch vertikale Röhren wird verlangt, daß das untere Ende der Röhre mit der Einbringungsstelle zusammenhängt. Es soll also das Auslaufende der Rinnen immer dicht an der Verwendungsstelle des Betons vorgesehen sein. Bei langen Rinnenverbindungen soll jede Rinne in einem Trichter endigen. Die Rinne soll nach jeder Verwendung tüchtig durchgespült werden.

Wesentlich ist auch die Forderung der Bestimmungen, daß der Beton während und nach dem Einbringen mit geeigneten Werkzeugen gründlich bearbeitet (verdichtet) werden soll. So ist z. B. bei dünnen Wänden oder anderen kleinen Abmessungen, bei denen dieses Verdichten nicht immer leicht möglich ist, ein Behämmern der Schalungen vorgesehen, das an den Stellen des frisch eingebrachten Betons ein Verdichten befördern soll.

Neu in den Vorschriften ist ferner auch das Verlangen, daß jeder eingebrachte Beton eine Temperatur von nicht weniger als 40° Fahrenheit (4° C) und nicht mehr als 120° Fahrenheit (50° C) aufweisen darf.

Bei Frostperioden werden Vorkehrungen verlangt, die den Beton während nicht weniger als 72 Stunden nach dem Einbringen bei einer Temperatur von mindestens 50° Fahrenheit (10° C) erhalten. Der Zusatz von Chemikalien oder anderen Stoffen als Frostschutz darf dem Beton nur mit besonderer Genehmigung der Aufsichtsorgane zugeführt werden.

Schließlich wird ein ununterbrochenes Einbringen des Betons verlangt. Er soll an der Verbindungsstelle so rasch als möglich ununterbrochen eingebracht werden, damit Fugen

Mischungsverhältnis für Beton von 140 kg/cm².
(Die Festigkeit an Zylindern 30 cm hoch und einem Durchmesser von 15 cm bestimmt.)

Größe des groben Zuschlags in mm	Slump in		Größe des feinen Zuschlags				
	Zoll	mm	0—0,59 mm	0—1,18 mm	0—2,37 mm	0—4,76 mm	0—9,5 mm
	½—1	12,7—25,4	1 : 2,2	1 : 2,6	1 : 3,0	1 : 3,5	1 : 4,1
	3—4	76,2—101,6	1 : 1,9	1 : 2,2	1 : 2,6	1 : 3,0	1 : 3,5
	6—7	152,4—177,8	1 : 1,5	1 : 1,7	1 : 2,0	1 : 2,3	1 : 2,7
	8—10	203,2—254	1 : 1,0	1 : 1,1	1 : 1,3	1 : 1,6	1 : 1,8
	½—1	12,7—25,4	1 : 2,1 : 3,8	1 : 2,3 : 3,7	1 : 2,6 : 3,5	1 : 3,0 : 3,1	1 : 3,6 : 2,8
	3—4	76,2—101,6	1 : 1,7 : 3,3	1 : 1,9 : 3,2	1 : 2,2 : 3,1	1 : 2,6 : 2,8	1 : 3,0 : 2,4
4,76—19	6—7	152,4—177,8	1 : 1,3 : 2,7	1 : 1,4 : 2,6	1 : 1,7 : 2,5	1 : 1,9 : 2,3	1 : 2,3 : 2,1
	8—10	203,2—254	1 : 0,8 : 1,9	1 : 0,9 : 1,9	1 : 1,0 : 1,8	1 : 1,2 : 1,7	1 : 1,5 : 1,6
	½—1	12,7—25,4	1 : 1,9 : 4,5	1 : 2,2 : 4,3	1 : 2,5 : 4,2	1 : 2,8 : 3,9	1 : 3,4 : 3,6
	3—4	76,2—101,6	1 : 1,6 : 3,9	1 : 1,8 : 3,8	1 : 2,1 : 3,7	1 : 2,4 : 3,5	1 : 2,8 : 3,2
4,76—25,4	6—7	152,4—177,8	1 : 1,2 : 3,1	1 : 1,3 : 3,1	1 : 1,5 : 3,0	1 : 1,8 : 2,9	1 : 2,1 : 2,7
	8—10	203,2—254	1 : 0,7 : 2,2	1 : 0,8 : 2,2	1 : 1,0 : 2,3	1 : 1,1 : 2,1	1 : 1,3 : 2,0
	½—1	12,7—25,4	1 : 1,9 : 5,0	1 : 2,1 : 4,9	1 : 2,4 : 4,9	1 : 2,7 : 4,6	1 : 3,2 : 4,4
	3—4	76,2—101,6	1 : 1,6 : 4,4	1 : 1,7 : 4,3	1 : 2,0 : 4,2	1 : 2,4 : 4,0	1 : 2,7 : 3,8
4,76—38	6—7	152,4—177,8	1 : 1,1 : 3,5	1 : 1,3 : 3,5	1 : 1,4 : 3,5	1 : 1,7 : 3,4	1 : 2,0 : 3,2
	8—10	203,2—254	1 : 0,7 : 2,5	1 : 0,8 : 2,5	1 : 0,9 : 2,5	1 : 1,0 : 2,4	1 : 1,2 : 2,3
	½—1	12,7—25,4	1 : 1,7 : 5,8	1 : 1,9 : 5,7	1 : 2,1 : 5,8	1 : 2,4 : 5,6	1 : 2,8 : 5,5
	3—4	76,2—101,6	1 : 1,4 : 5,0	1 : 1,5 : 5,0	1 : 1,8 : 5,0	1 : 2,0 : 4,9	1 : 2,3 : 4,7
4,76—50,8	6—7	152,4—177,8	1 : 1,0 : 4,1	1 : 1,1 : 4,1	1 : 1,2 : 4,1	1 : 1,4 : 4,1	1 : 1,7 : 3,9
	8—10	203,2—254	1 : 0,6 : 2,9	1 : 0,7 : 2,9	1 : 0,7 : 3,0	1 : 0,8 : 2,9	1 : 1,0 : 2,9
	½—1	12,7—25,4	1 : 2,2 : 4,4	1 : 2,5 : 4,2	1 : 2,8 : 4,1	1 : 3,3 : 3,8	1 : 3,8 : 3,4
	3—4	76,2—101,6	1 : 1,9 : 3,8	1 : 2,1 : 3,7	1 : 2,4 : 3,6	1 : 2,8 : 3,4	1 : 3,2 : 3,1
9,5—25,4	6—7	152,4—177,8	1 : 1,4 : 3,1	1 : 1,5 : 3,0	1 : 1,8 : 3,0	1 : 2,1 : 2,8	1 : 2,4 : 2,5
	8—10	203,2—254	1 : 0,9 : 2,2	1 : 1,0 : 2,2	1 : 1,1 : 2,2	1 : 1,3 : 2,0	1 : 1,5 : 1,9
	½—1	12,7—25,4	1 : 2,2 : 4,9	1 : 2,5 : 4,8	1 : 2,8 : 4,7	1 : 3,2 : 4,6	1 : 3,7 : 4,2
	3—4	76,2—101,6	1 : 1,9 : 4,3	1 : 2,1 : 4,2	1 : 2,4 : 4,1	1 : 2,7 : 4,0	1 : 3,1 : 3,7
9,5—38	6—7	152,4—177,8	1 : 1,4 : 3,5	1 : 1,5 : 3,4	1 : 1,7 : 3,4	1 : 2,0 : 3,3	1 : 2,3 : 3,1
	8—10	203,2—254	1 : 0,9 : 2,5	1 : 1,0 : 2,5	1 : 1,1 : 2,4	1 : 1,3 : 2,4	1 : 1,5 : 2,3
	½—1	12,7—25,4	1 : 2,1 : 5,6	1 : 2,3 : 5,5	1 : 2,6 : 5,5	1 : 3,0 : 5,4	1 : 3,5 : 5,1
	3—4	76,2—101,6	1 : 1,7 : 4,8	1 : 2,0 : 4,8	1 : 2,2 : 4,8	1 : 2,5 : 4,7	1 : 2,9 : 4,4
9,5—50,8	6—7	152,4—177,8	1 : 1,3 : 4,0	1 : 1,4 : 3,9	1 : 1,6 : 3,9	1 : 1,8 : 3,9	1 : 2,1 : 3,8
	8—10	203,2—254	1 : 0,8 : 2,9	1 : 0,9 : 2,9	1 : 1,0 : 2,9	1 : 1,2 : 2,9	1 : 1,3 : 2,8
	½—1	12,7—25,4	1 : 2,6 : 4,5	1 : 2,9 : 4,5	1 : 3,3 : 4,4	1 : 3,8 : 4,2	1 : 4,3 : 3,9
	3—4	76,2—101,6	1 : 2,2 : 3,9	1 : 2,5 : 3,9	1 : 2,8 : 3,8	1 : 3,2 : 3,6	1 : 3,6 : 3,3
19—38	6—7	152,4—177,8	1 : 1,6 : 3,2	1 : 1,8 : 3,2	1 : 2,1 : 3,1	1 : 2,4 : 3,0	1 : 2,7 : 2,8
	8—10	203,2—254	1 : 1,0 : 2,3	1 : 1,2 : 2,3	1 : 1,4 : 2,2	1 : 1,6 : 2,2	1 : 1,8 : 2,1
	½—1	12,7—25,4	1 : 2,5 : 5,2	1 : 2,8 : 5,2	1 : 3,2 : 5,1	1 : 3,6 : 5,0	1 : 4,1 : 4,7
	3—4	76,2—101,6	1 : 2,1 : 4,5	1 : 2,4 : 4,5	1 : 2,7 : 4,4	1 : 3,1 : 4,3	1 : 3,5 : 4,0
19—50,8	6—7	152,4—177,8	1 : 1,6 : 3,7	1 : 1,8 : 3,7	1 : 2,0 : 3,7	1 : 2,3 : 3,6	1 : 2,6 : 3,5
	8—10	203,2—254	1 : 1,0 : 2,6	1 : 1,1 : 2,7	1 : 1,3 : 2,6	1 : 1,5 : 2,7	1 : 1,7 : 2,6
	½—1	12,7—25,4	1 : 2,5 : 6,0	1 : 2,9 : 5,9	1 : 3,2 : 5,9	1 : 3,6 : 5,8	1 : 4,1 : 5,6
	3—4	76,2—101,6	1 : 2,1 : 5,1	1 : 2,4 : 5,2	1 : 2,7 : 5,2	1 : 3,1 : 5,1	1 : 3,5 : 4,9
19—76	6—7	152,4—177,8	1 : 1,5 : 4,1	1 : 1,7 : 4,2	1 : 2,0 : 4,2	1 : 2,3 : 4,2	1 : 2,5 : 4,0
	8—10	203,2—254	1 : 1,0 : 2,9	1 : 1,1 : 3,0	1 : 1,3 : 3,0	1 : 1,5 : 3,0	1 : 1,7 : 3,0

nur dort auftreten, wo sie auch nach den Vorschriften verlangt werden.

Bei einer Verarbeitung des Betons mit Steinbrocken oder größeren Steineinlagen wird verlangt, daß diese sich nicht berühren. Besonders bei großen (Cyklopen-) Steineinlagen wird die Forderung erhoben, daß kein größerer Stein dichter an der Oberfläche liegt als in einer Entfernung von 30 cm und nicht weniger als 15 cm vom Nachbarstein entfernt.

Beim Einbringen des Betons unter Wasser wird verlangt, daß das Mischungsverhältnis nicht weniger als 400 kg auf den Kubikmeter fertigen Beton beträgt. Der Beton soll ferner nicht in Wasser eingebracht werden unter 35⁰ Fahrenheit (1,7⁰ C), und die Bildung von Arbeitsfugen soll durch ununterbrochene Arbeit vermieden werden.

Beim Einbringen des Betons mit Hilfe von Trichtern wird verlangt, daß diese wasserdicht und genügend weit seien, um

einen freien Durchfluß des Betons zu ermöglichen. Der Trichter soll stets gefüllt sein und durch Heben in der Weise entleert werden, daß das Fallen des Betons unter Wasser verhindert wird. Verwendet man Eimer mit Bodenauslauf, so müssen Vorkehrungen getroffen sein, daß der darin befindliche Beton nicht ausgebreitet werden kann,

bevor der Eimer auf der Fläche ruht, auf die der Beton aufzubringen ist.

Verwendet man Säcke aus Jute oder anderem grobem Tuch, so müssen mindestens $\frac{2}{3}$ mit Beton gefüllt sein und an Ort und Stelle so eingebracht werden, daß ein Verbund entsteht. (Fortsetzung folgt.)

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Vorschlag für ein Versuchsprogramm betr. Ermittlung der Schwindungsmaße für Zement.

Der Österr. Ingenieur- und Architektenverein hat u. a. schon vor einer Reihe von Jahren Betonschwindungsversuche durchgeführt und hat die diesbezüglichen Ergebnisse in einem Heft der „Mitteilungen“ dieses Ausschusses veröffentlicht. Seit diesem Zeitpunkte haben in den verschiedenen Ländern Betonschwindungsversuche in den materialtechnischen Prüfungsanstalten eine sorgfältige Pflege gefunden, namentlich geschah dies in Versuchsanstalten des Deutschen Reiches. Wegen der Wichtigkeit dieser Frage für die Baupraxis, in der oft Schwindrisse von ganz beträchtlicher Größe und in großer Zahl namentlich in Eisenbetonbauwerken auftreten, derart, daß der Praktiker vor der wichtigen Frage steht, ob diese Risse nicht doch in beträchtlichem Maße die Standfähigkeit des Bauwerkes beeinträchtigen, beantragt das Stadtbauamt Wien, die große Zahl der bereits vorliegenden Schwindversuche in ihren Ergebnissen derart zu ergänzen bzw. planmäßig zusammenzufassen, daß der folgende Gedanke bei einer durchzuführenden Versuchsreihe von den verschiedenen Interessenten aufgegriffen und materialtechnisch durchgeführt würde.

Es wären verschiedene Zemente mit verschiedenen Zuschlagsstoffen in abgestuften Magerungsverhältnissen zu untersuchen. Hierbei sollen prismatische Betonkörper Verwendung finden, die etwa 70 cm Länge und 20 x 20 cm im Querschnitt messen. Auf diesen prismatischen Betonkörpern sollen zwei Metallplättchen mit Maßstrichen in etwa 50 cm Entfernung angebracht werden. Die bei verschiedenen Lagerungszeiten und Arten an diesen prismatischen Betonkörpern in Mikrons (Tausendstel mm) mittels eines Maßstabes und zweier Mikroskope zu messende „Schwindung“ werde als Ordinate zurzeit als Abszisse aufgetragen. Die so erhaltene Kurve sei „Schwindungskurve“ genannt. Die Zemente wieder seien etwa mit der Vicatschen Nadel auf ihre „Abbindungsverhältnisse“ untersucht, derart, daß die Ergänzung der Einsenkungstiefe der Nadel auf 40 mm (Kuchenstärke) als Ordinate und die Zeit wieder als Abszisse aufgetragen wird. Diese Kurve sei „Abbindungskurve“ genannt. Weiter sollen mit den Zementen und deutschem Regelquarzsand in der normgemäß vorgeschriebenen Gewichtsmischung von 1 : 3 Druckfestigkeiten nach etwa 2-, 3-, 7-, 14- und 28-tägiger Lagerung bestimmt werden. Die Festigkeitsziffern seien wieder als Ordinaten zu den Lagerungszeiten als Abszissen aufgetragen, wobei übrigens die Lagerungszeiten bis auf ein Jahr erstreckt werden können. Diese Kurve der Festigkeiten sei „Erhärtungskurve“ genannt. Da die Schwindung eine Folge des Erhärtungsvorganges ist, so soll die Erhärtungskurve auf die Abbindungskurve „abgestimmt“ werden derart, daß bei zu großer Voreilung der Abbindungskurve in bezug auf die Erhärtungskurve die Zementerzeugung so geregelt werden kann — durch Änderungen der Kalktongatierung, des Brennprozesses, der Feinmahlung, durch Zusätze verschiedener Stoffe usw. —, daß sich Abbindungskurve und Erhärtungskurve einander entsprechend nähern, um so die Schwindung zu einem Minimum zu machen. Aus dem vorliegenden Versuchsmaterial wäre dieses Minimum der Schwindung sofort zu entnehmen, woraus man dann auf die Abstimmung der Abbindungs- und Erhärtungskurven rückschließen könnte.

Das Stadtbauamt Wien hat in seiner Prüfungsanstalt für Baustoffe einen Teil dieses Versuchsprogrammes in kleinerem Umfang bereits in Angriff genommen und stellt allen Interessenten den oben ausgesprochenen versuchstechnischen Gedanken zur entsprechenden Ergänzung bzw. Mitarbeit im Interesse der Baupraxis zur Verfügung.

Wien, den 6. Oktober 1924. Ing. Dr. Alex. Hasch.

Eine Tonerdezement-Fabrik in Amerika.

Nach Engineering News-Record 1924, Vol. 92, Nr. 19 S. 796.

Eine Schwestergesellschaft der Atlas-Portland-Zement-Company brachte einen amerikanischen Tonerdezement auf den Markt, nachdem sie neun Monate lang gründlich über Herstellungsweise und Eigenschaften des Tonerdezementes experimentiert und studiert hatte. Man kannte in Amerika bisher nur das französische Produkt, das nur in kleinen Mengen zu bekommen war, d. h. praktisch nicht verwendet werden konnte. Die amerikanischen Ingenieure haben nun die Möglichkeit, den Tonerdezement auch im großen auszu-

probieren. Der Preis des neuen Zementes ist das Doppelte desjenigen des Portlandzementes. Wegen der Seltenheit der Ausgangsprodukte (gute Bauxite) besteht keine Gefahr, daß der Tonerdezement den Portlandzement verdrängt, wie immer auch seine Eigenschaften sein mögen. Dr. Hummel-Karlsruhe.

4000 m³ Beton für einen Silo in 15 Tagen.

Bei der Erweiterung einer staatlichen Anlage zur Lagerung von Getreide in Vancouver war große Eile geboten, und es sind dabei Leistungen in bezug auf die Schnelligkeit der Herstellung erreicht worden, die Beachtung verdienen. Die Getreideausfuhr im Hafen von Vancouver hatte in der letzten Zeit so stark zugenommen, daß die Regierung sich Anfang 1923 entschließen mußte, einen der dortigen Silos, der etwa 45 000 m³ Fassungsraum besitzt, so zu erweitern, daß der Fassungsraum auf rd. 72 000 m³ gebracht wurde. Schon beim Entwurf wurde mit großer Eile gearbeitet; er wurde innerhalb Monatsfrist fertiggestellt.

Der Neubau, der sich an einen vorhandenen Silo angliedert, kam auf dem Meere abgewonnenes Land zu stehen. Die Gründungen mußten daher 11 bis 12 m tief bis auf den dort anstehenden Felsen abgeteufelt werden. Der Aufbau besteht aus 35 kreisrunden Zellen von 6,1 m Durchmesser und 27,5 m Höhe; ihr Inhalt beträgt je 760 m³. Die 28 Zwickel zwischen diesen Räumen haben noch je 182 m³ Inhalt. Insgesamt beträgt also der Fassungsraum etwas über 30 000 m³.

Der Neubau besteht vollständig aus Eisenbeton; die zylindrischen Silozellen werden von einer gemeinschaftlichen Kuppel überdeckt. Um den Bau möglichst schnell ausführen zu können, sah man davon ab, den Silo im ganzen einzuschalen, bediente sich vielmehr beweglicher Schalungen, die dem Fortgang des Baues entsprechend hochgezogen wurden. Auf den Gründungen wurden zunächst die Schalungen in 1,2 m Höhe aufgebaut, die an 112 eisernen Ständern aufgehängt wurden. Ein Trupp Arbeiter brachte den Beton in die Formen ein, während ein zweiter Trupp die Schrauben, an denen die Schalung aufgehängt war, bediente. Besondere Trupps waren außerdem mit dem Stampfen des Beton und dem Herstellen der Eisenbewehrung beschäftigt. Es wurde in mehreren Schichten durchgehend gearbeitet. Der tägliche Baufortschritt betrug 1,8 m in 24 Stunden. So schnell wie der Beton eingebracht wurde, wurden auch die Schalungen mit den auf ihnen stehenden Arbeitern hochgeschraubt, so daß niemals mehr als 8 bis 10 cm freier Raum über dem Beton in der Schalung vorhanden war. Dadurch daß die Schalung in Bewegung gehalten wurde, wurde auch vermieden, daß der Beton an ihr anhaftete. Von einem über der Schalung hängenden Gerüst aus ebneten die Arbeiter den frischen Beton ein. Auf diese Art wurde erreicht, daß, als die Betonierungsarbeiten beendet waren, nur noch ein oberer Kranz von 1,2 m Höhe eingeschalt war, während die Säule der einzelnen Zellen darunter in 26,2 m Höhe fertig und ausgeschalt dastand.

Am 6. September 1 Uhr nachts wurde mit dem Einbringen des Betons begonnen, und am 21. September mittags war die Arbeit beendet. In diesem Zeitraum von 15 $\frac{1}{2}$ Tagen waren 3350 m³ Beton eingebracht worden. Am 26. September nachmittags wurde dann mit dem Aufbau der Kuppel über den Silozellen begonnen; diese Arbeit war am 5. Oktober morgens beendet. Gleichzeitig wurde neben dem Silo ein 45 m hohes Betriebsgebäude errichtet, das ebenfalls in Rutschschalungen erbaut wurde; hierbei wurden noch 640 m³ Beton verbraucht.

Leider enthält die Quelle, die für die vorstehende kurze Schilderung benutzt worden ist¹⁾, keine Angaben über die Art des für den Bau verwendeten Zements. Die Schnelligkeit, mit der die Schalungen hochgezogen wurden, dürfte aber nur möglich gewesen sein, wenn dabei ein hochwertiger Zement verwendet wurde, der schon innerhalb kurzer Zeit die nötige Festigkeit erlangte, um sich und mindestens einen Teil der von der Schalung, dem frisch eingebrachten Beton usw. herrührenden Belastung zu tragen. Aus der Höhe der Schalung — 1,2 m — und dem täglichen Baufortschritt — 1,8 m — ergibt sich, daß der frisch geschüttete Beton schon nach 16 Stunden freigelegt und der Beanspruchung durch die genannten Lasten ausgesetzt wurde. Wk.

¹⁾ Concrete and Constructional Engineering, März und April 1924.

Neue Untersuchungen über die Eigenschaften von Portlandzement.

Bericht von Thaddeus Merriman, New York. Engineering News-Record 1924, 23. Oktober, S. 669.

Der Zweck der Untersuchungen war, solche charakteristische Unterschiede verschiedener Portlandzemente ausfindig zu machen, welche durch die übliche Normenprüfung nicht zum Vorschein kommen.

Zunächst wurde das unterschiedliche Verhalten der Zemente gegenüber Zuckerlösungen studiert. Jeweils 100 g 15 vH Zuckerlösung wurden zwei Stunden lang mit zehn Gramm Zement geschüttelt. Nach erfolgter Filtration wurden 25 cm³ des Filtrates mit 1/2 normaler Salzsäure (und Phenolphthalein als Indikator) titriert. Die verbrauchte Menge Salzsäure in m³ (= M) stellte ein Maß für die Menge Kalk dar, welche durch die Zuckerlösung aus dem Portlandzement herausgelöst worden war. M wurde daher als die „Löslichkeit“ des Zementes in der angenommenen „Standard-Zuckerlösung“ angesprochen. Die Zahl variierte für die 500 untersuchten verschiedenen Zementproben ziemlich stark und wuchs bis zu 30 cm³ Salzsäure an. Mit zunehmender Schütteldauer zeigte sich je nach der Zementprobe anfangs ein mehr oder weniger steiler, später flacherer Anstieg der verbrauchten Menge Salzsäure.

Bei Variation der Menge Zement und gleichbleibender Schütteldauer wurden für verschiedene Brände deutlich verschiedene Funktionswerte der „Löslichkeit“ erhalten.

Durch chemische Analyse wurde nachgewiesen, daß die verbrauchte Menge Salzsäure tatsächlich dem in Lösung gegangenen Kalk entsprach.

Diese Kalkmenge ist um so geringer, je älter der Zement ist, je mehr also der Kalk im Zement selbst (durch Kohlendioyd aus der Luft) gebunden wird.

Die Methode dürfte ein Urteil darüber zulassen, bis zu welchem Grade ein Zement als Treiber anzusehen ist, während die Normenprobe nur anzeigt, ob es sich überhaupt um einen Treiber handelt oder nicht.

Weitere Versuche bezweckten das Studium der charakteristischen Eigenschaften verschiedener Zemente bei Anwendung immer des gleichen Wasserzusatzes von 43 vH. Dieser Prozentsatz entspricht etwa der Praxis und verbürgt außerdem weitgehende Unabhängigkeit der Ergebnisse von den persönlichen Faktoren des Experimentators, die ja bei trockeneren Mischungen eine so große Rolle spielen. Der Mörtel wurde morgens bis zum Überlaufen in die Zugformen gefüllt und abends abgestrichen. Die Körper wurden am anderen Morgen entschalt und bis zur Prüfung in Wasser gelagert.

Bis zum Alter von etwa 28 Tagen zeigten die Zementproben mit der größten Kalklöslichkeit des Zementes in Zuckerlösung (vgl. oben) die höchsten Zugfestigkeiten. Sie werden aber dann von denen mit geringerer „Löslichkeit“ beträchtlich überholt.

Schließlich wird der Vorschlag gemacht, die „Löslichkeit“ des Zementes herabzusetzen durch Behandeln des Klinkers oder des gemahlten Gutes mit Kohlensäure. Damit würde gleichzeitig ein homogeneres Produkt erzielt werden und man könnte die Zusatzmenge von Gips geringer halten.

Über weitere Untersuchungen dieser Art soll später berichtet werden.
Dr. Zimmermann, Ludwigshafen a. Rh.

Einfluß der Lagerung von Zement auf seine Eigenschaften.

Bericht nach Engineering News-Record 1924, Vol. 92, Nr. 22, S. 931.

Über den Einfluß der Lagerung von Zement auf seine Eigenschaften liegen die Ergebnisse von Versuchen vor, die im Structural Materials Research Laboratory unter Leitung von Prof. Abrams über eine Zeitdauer von 5 Jahren angestellt worden sind. Die unter verschiedenen Bedingungen und in Proben von 360—550 kg gelagerten Zemente wurden zunächst zwei Jahre z. T. im Laboratorium (Kellergeschoß im Lewis-Institut), z. T. in einer Bauhütte aufbewahrt. Nach Ablauf der 2 Jahre kamen sämtliche Proben zur Lagerung ins Laboratorium. Für die Lagerung der Zemente wurden im allgemeinen Baumwollsäcke, bei einer Serie Papiersäcke verwendet; bei einer weiteren Serie wurden die geschlossenen Säcke mit einer dünnen Lage hydratisierten Kalkes und Portlandzementes überdeckt. Bei Beginn der Lieferung, ferner nach 3 Monaten, 6 Monaten, 1 Jahr, 2 und 5 Jahren wurden Beton- und Mörtelprobekörper zur Vornahme von Festigkeitsprüfungen nach 7, 28 Tagen, 6 Monaten, 1 Jahr und 2 Jahren hergestellt. Insgesamt wurden an 1250 Betonkörpern und 1300 Mörtelkörpern Druckproben vorgenommen und 500 gemischte Prüfungen durchgeführt. Die Hauptergebnisse der Versuche wurden wie folgt zusammengefaßt:

Ein bemerkenswertes Nachlassen der Festigkeit war namentlich bei kleinen Mengen gelagerten Zementes festzustellen. Der Verlust war am größten bei dem in der Bauhütte gelagerten Zement. Im allgemeinen war die Betonfestigkeit des ein Jahr und länger in der Bauhütte gelagerten Zementes ungefähr 80 vH derjenigen des im Laboratorium aufbewahrten Zementes.

Die Abnahme der Festigkeit war größer in den 3 ersten Monaten der Lagerung als in späteren 3 monatlichen Perioden. Z. B. ergab sich bei den 28-Tage-Proben aus dem in der Bauhütte gelagerten Zement nach den ersten 3 Monaten der Lagerung eine Abnahme der Festigkeit

von 35 kg/cm², nach den nächsten 3 Monaten eine solche von 18 kg/cm². In den späteren 3 monatlichen Perioden wurden noch geringere Festigkeitsabnahmen beobachtet.

Untersuchungen an Zement, der in Behältern zur Lagerung kam, zeigten bei den 7- und 28-Tage-Proben ein Festigkeitswachstum nach viermonatlicher Lagerung; bei längerer Lagerung nahm die Festigkeit ab, jedoch ging sie nach 1 1/2-jähriger Lagerung des Zementes nicht unter die Festigkeit des frisch gemahlten Zementes herab.

Der Einfluß der Lagerung auf die Festigkeit des Zementes zeigte sich namentlich bei den Anfangsfestigkeiten, was besonders bedeutsam ist. 3 Monate in der Bauhütte gelagerte Zemente ergaben:

bei den 7-Tage-Proben 73 vH der Festigkeit des frischen Zementes
 „ „ 28- „ „ 75 „ „ „ „ „ „ „ „
 „ „ Proben von 6 Monaten und 2 Jahren „ „ „ „ „ „
 84 vH. der Festigkeit des frischen Zementes.

Die Durchschnittsfestigkeit war:

nach dreimonatlicher Lagerung des Zementes in der Bauhütte	80 vH der ursprünglichen Festigkeit
nach 6 Monaten	72 „ „ „ „
„ 1 Jahr	60 „ „ „ „
„ 2 Jahren	46 „ „ „ „
„ 4 1/2 Jahren	45 „ „ „ „

Die Papiersacklagerung hatte keine wesentlich anderen Ergebnisse als die Tuchsacklagerung bei einer Lagerungsdauer bis zu 4 1/2 Jahren.

Der mit Portlandzement und hydratisiertem Kalk überdeckte in Stoffsäcken gelagerte Zement hielt etwas besser als der Zement bei gewöhnlicher Sacklagerung, jedoch nicht soviel, daß sich die Kosten für eine solche Lagerungsart rechtfertigen.

Es war kein wesentlicher Unterschied in den Ergebnissen an den Betonproben 1:5 und an den Normenmörtelproben 1:3 festzustellen.

Die Bindezeiten nehmen bis zu einer Lagerungsdauer von 1—2 Jahren zu; später nehmen sie ab. Z. B. vor der Lagerung des Zementes: Abbindebeginn nach 4 1/2 Stunden, Abbindeende nach 8 Stunden. Nach 1jähriger Lagerung des Zementes: Abbindebeginn nach 7 Stunden, Abbindeende nach 12 Stunden.

Die Normalkonsistenz des Zementes wird durch eine Lagerung bis zu 2 Jahren nur wenig beeinflußt.

Es scheint, daß die Zementverschlechterung durch die Lagerung der Aufnahme atmosphärischer Feuchtigkeit zuzuschreiben ist, die eine teilweise Hydratation bewirkt.

Bei bis zu einjähriger Lagerung des Zementes bildete sich nur eine geringe Menge von Knollen, die weich und leicht zerdrückbar waren; nach zweijähriger Lagerung waren die Knollen sehr hart. In der Bauhütte gelagerter Zement bildete 30—75 vH Knollen, diese wurden bei Anfertigung der Versuchskörper ausgeschieden.

Probekörper aus 7 Jahre gelagertem Zement ergaben Festigkeiten von 30 vH der ursprünglichen Festigkeit, solche aus dem aus den Knollen bereiteten Zement 35 vH der Festigkeit des von den Knollen befreiten Zementes, d. h. 10 vH der ursprünglichen Zementfestigkeit.
 Dr.-Ing. Hummel, Karlsruhe.

Der Einfluß des Frostes auf Schmelzzement (Ciment fondu).

Nach Engineering Nr. 3039 vom 20. 3. 24, S. 393.

Um den Einfluß der Kälte und des Frostes auf Erstarren und Erhärten des Schmelzzementes kennen zu lernen, wurden im vergangenen Winter verschiedene Versuche ausgeführt. Man fand dabei, daß eine Erhöhung der Normaltemperatur (die mit 18° bis 30°C angenommen wurde) zu einer Verlängerung der Erstarrungszeit des Schmelzzementes führte, während eine Erniedrigung der Normaltemperatur unter 0° anscheinend keinen Einfluß auf diesen Vorgang hat. Probewürfel, die bei normaler Temperatur hergestellt waren, 24 Stunden lang in dieser, hernach in einer Temperatur von 0° verblieben, ergaben unter verschiedenen Versuchsbedingungen dieselben Resultate wie Probewürfel, die bei normaler Temperatur hergestellt wurden. Andererseits zeigen Probewürfel, die an freier Luft bei 0° gemischt und hernach 24 Stunden lang in Wasser getaucht wurden, im Vergleich mit den unter normalen Verhältnissen hergestellten und aufbewahrten Probekörpern eine ganz geringe Festigkeitsabnahme.

Das Erstarren des Schmelzzementes erfolgt unter Erzeugung einer beträchtlichen Wärmemenge, was natürlich bei Verwendung als Beton, bei kaltem Wetter, einen großen Vorteil bietet. Wenn der Beton nämlich bei einer Temperatur über 0°C gemischt und während der ersten 4 oder 5 Stunden auf dieser Temperatur gehalten werden kann, nimmt die Erhärtung ihren normalen Verlauf, da die erzeugte innere Wärme dem Einfluß des äußeren Temperaturabfalles entgegenwirkt. Ist andererseits aber die Kälte so streng, daß der Beton während des ersten Erstarrens nicht auf einer Temperatur von 0° gehalten werden kann, so tritt eine Verzögerung der Erstarrung ein. Da Beton kein guter Wärmeleiter ist, geht die Temperaturabnahme dieses Materials im allgemeinen nur sehr langsam vor sich. Infolgedessen wird normalerweise die innere Wärme in Erscheinung treten, bevor die Masse bis auf Gefrieretemperatur abgekühlt ist. Unter sehr ungünstigen Verhältnissen (sehr strenge Kälte) wird dies durch Verwendung heißen Wassers beim Mischen des Betons ohne weiteres erreicht. Im Gegensatz dazu dauert das Erstarren bei aus Portland-

zement hergestelltem Beton so lange, daß die Gefrieretemperatur noch vor Erreichung stabiler Verhältnisse eintritt und die spät auftretende innere Wärme nur mehr geringen Einfluß haben kann. Versuche mit Portlandzementbeton zeigen, daß die höchste Temperatur im Inneren des Materials innerhalb 3—6 Tagen erreicht wird, statt wie beim Schmelzzement in wenigen Stunden. Aus diesem Grunde würde natürlich niedrige Lufttemperatur einen größeren Einfluß auf den Portlandzement ausüben.

Weiter versuchte man, um den Gefrierpunkt der Betonmischung zu erniedrigen, Chemikalien, wie Chlorcalcium und Kochsalz zuzusetzen (wie man es auch bei Portlandzement versucht hat). Doch ist dies bei Schmelzzement nicht empfehlenswert, da das Abbinden derart verzögert wird, daß die Festigkeit des Betons noch in den ersten Tagen sehr gering ist.

Die rapide Wärmeerzeugung im Innern des Schmelzzementes ist natürlich für Arbeiten bei kalter Witterung eine wertvolle Eigenschaft, die den gewöhnlichen Zementen fehlt und auf der bekanntlich auch alle Verfahren beruhen, welche eine Fortsetzung der Betonierungsarbeiten während der kalten Jahreszeit gestatten. In vielen Ländern ist man gezwungen, einen großen Teil der Betonarbeiten unter strenger Kälte auszuführen, und es wurden bereits, um allen unliebsamen Überraschungen begegnen zu können, verschiedene ausgearbeitete Betonierungsverfahren empfohlen, welche die Unternehmer wohl freudig begrüßen werden.

E. H.

Eignung von unreinem Wasser für Betonmischungen.

Von Duff A. Abrams, Professor an der Materialprüfungsanstalt des Lewis-Instituts in Chicago. Concrete vom Juni 1924, S. 241/242.

Die Materialprüfungsanstalt des Lewis-Instituts in Chicago hat gegen 6000 Festigkeitsproben mit Portlandzementbeton im Alter von 3 Tagen bis 2 1/3 Jahren durchgeführt, um den Einfluß unreinen Anmachwassers auf die Festigkeit des Betons zu untersuchen. 68 Sorten Wasser sind benutzt worden, darunter See-, Laugen-, Sumpf-, Bergwerks- und Mineralwasser, Wasser mit städtischen und gewerblichen Abgängen, Kochsalzlösungen, zu Vergleichen auch frisches und destilliertes Wasser. Die bekanntlich sehr schädlichen zuckerhaltigen Wässer sind dabei nicht herangezogen worden. Entgegen der allgemeinen Anschauung haben die meisten Wässer sich als brauchbar erwiesen, vermutlich, weil die Menge der schädlichen Verunreinigungen immer nur gering war. Unter 85 vH wurde die Festigkeit nach 28 Tagen nur herabgedrückt durch saure Wässer, Kalkgrubenwässer aus Gerbereien, Abwässer von Farbenfabriken, kohlenstoffhaltige Mineralwässer und Wasser mit mehr als 5 vH Kochsalz. Geruch oder Farbe des Wassers sind keine Merkmale der Untauglichkeit; es gaben z. B. stark riechende Wässer mit Schlachthofabgängen, Brauerei- und Seifenfabrikabwässer, Pumpwässer aus Kohlen- und Gipsgruben keine Einbuße an Festigkeit, Sumpfwässer, Wasser bis zu 1 vH Schwefelgehalt, Gas- und Getreide-Waschwässer nur unerheblich geringere Festigkeiten gegen frisches oder destilliertes Wasser.

Kochsalzzusätze zum Beton beim Arbeiten bei Frost sind zu verwerfen, denn 5 vH Kochsalz erniedrigen den Gefrierpunkt des Wassers nur um 3° C, die Festigkeit des Betons aber um 30 vH.

Die Betonmischungen mit allen Arten unreinen Wassers zeigten eine Erhöhung der Festigkeit mit zunehmendem Zementanteil. Bei Mischungen 1 : 5 und 1 : 4 stieg die Festigkeit nach 28 Tagen um je 1 vH mit je 1 vH Zementzugabe. Keine der Mischungen mit unreinem Wasser bestand die Normen-Kochprobe schlecht. Die Normalsand-Mörtelproben 1 : 3 mit unreinen Wässern zeigten von 3 Tagen bis zu 2 1/3 Jahren Zug- und Druckfestigkeiten ähnlich denen der entsprechenden Betonproben. Auch die Abbindezeit wurde durch die Verunreinigungen des Wassers nicht beeinflusst.

Dagegen verringerte ein größerer Wasserzusatz sowohl bei reinem wie bei unreinem Wasser deutlich die Festigkeit des Betons. 1 vH mehr Wasser kommt 1 vH weniger Zement gleich. Schon eine verhältnismäßig geringe Erhöhung der Wassermenge gibt eine größere Abnahme der Festigkeit als durch das schmutzigste der gewöhnlich benutzten Anmachwässer. Es bestätigt sich also auch hier wieder die so oft betonte Wichtigkeit der richtigen Menge des Anmachwassers.

Neuheiten in der Zementfabrikation.

Bericht nach „Le Ciment“ vom März 1924, S. 67.

Die Herstellung von Schmelzzement bei etwa 200° im Kuppelofen oder Wassermantelofen erforderte sehr viel Brennmaterial und die Abgase waren höchstens imstande, die Vorwärmer auf 300° zu erhitzen.

Nach einem Patent der „Société l'air chaud“ Nr. 147163 gelang es, die Vorwärmer auf 800° zu bringen unter Anwendung einer Reihe von Rekuperatoren und einer Art von Hochofen mit einem Abfluß für die reduzierten Metalle und einem solchen für Schlacken und Zemente.

Nach Patent Nr. 555 557 von Kunze und Soller verbindet man die Fabrikation des Zementes mit derjenigen von SO₂, indem man z. B. (ohne Hinzufügung von Kohle) Gips mit gepulvertem Eisen, Sand und Ton erhitzt; man erhält SO₂ und Zement; Frittung genügt. Man kann sogar unterhalb der Sinteretemperatur arbeiten und erhält ein den granulierten Hochofenschlacken analoges Produkt. Gute Ergeb-

nisse erzielt man auch mit folgender Mischung: 100 Teile Gips, 7 Teile Pyrrückstände, 2 1/2 Teile Kohle, 9 Teile Sand, 6 1/2 Teile Ton.

Patent Nr. 560372 (1922) empfiehlt für die Hochofenzemente weniger als 10 vH Klinker zu verwenden, dafür aber etwa 15 vH Gips und das Ganze sehr fein zu mahlen.

Nach Loescher (Belgien), Patent Nr. 561 064 fügt man der Schmelzzone des Hochofens Tonschiefer, Abfallbauxite und dgl. zu, um die Zusammensetzung des Schmelzzementes zu erhalten. Man kann auch Schlacke mit Bauxit, Kalk und Kohlegrus zusammenmahlen und im Drehofen erhitzen.

Bertoye (franz. Patent Nr. 555 875) schlägt vor, Ton zu entwässern, und in der Hitze mit Salzsäure in amorphe Kieselsäure und Aluminiumchlorid zu zerlegen. Unter Wiedergewinnung der Salzsäure wird Tonerde abgeschieden und nach guter Durchmischung mit Kalk und mit der Kieselsäure geschmolzen.

Die Gewinnung von Magnesiumchlorid zur Herstellung von Magnesiaementen kann nach einem Patent von M. Francis Land durch Glühen von Dolomit bei 1400°, Herauslösen des Kalkes mit Salpetersäure und Lösen des Magnesiumoxydes in Salzsäure erfolgen.

Nach Clerc und Nihoul kann bei der Regeneration des Solvay-ammoniaktes Magnesiumchlorid erhalten werden, wenn man teilweise Magnesiumhydroxyd statt gelöschten Kalkes verwendet.

Dr. L. Zimmermann, Karlsruhe.

Umfassende Zementuntersuchungen

sollen auf Betreiben der Beratungskommission des amerikanischen Handelsdepartements vom Standardbureau in Gemeinschaft mit dem Verein der Portlandzementfabrikanten angestellt werden.

Das vorläufige Programm für die Arbeiten, das in der Zeitschrift „Engineering News-Record“ 1924, Vol. 92, Nr. 17, Seite 725 veröffentlicht wurde, enthält folgende Punkte:

1. Studium der Literatur über die Zusammensetzung von Zement.
2. Betrachtung verwandter Probleme, die auf Herstellung und Verwendung von Zement Bezug haben.
3. Experimentelle Untersuchungen.

A. Studien an reinen Verbindungen, wie sie im Zement vorkommen. Herstellung der wichtigsten dieser Verbindungen in kleinen Mengen aus reinen oder relativ reinen Stoffen. Sie sollen

1. petrographischen Untersuchungen,
2. chemischen Analysen,
3. Untersuchungen über das Verhalten bei der Hydratation,
4. weiteren chemischen und physikalischen Untersuchungen unterzogen werden, zu dem Zwecke, die Ergebnisse anderer Forscher zu kontrollieren, Ausgangspunkte für weitere Untersuchungen zu gewinnen, und unser Wissen über das chemische und physikalische Verhalten der Zementkomponenten zu erweitern.

B. Studien der Verunreinigungen bei sinngemäßer Wiederholung des Programms unter A, wobei besonders herausgegriffen werden sollen die in Handelszementen vorhandenen Verunreinigungen (MgO, Fe₂O₃, Na₂O usw.). Ihre Wirkung auf die Bildung der Zementverbindungen und auf deren hydraulische Eigenschaften soll studiert werden.

C. Herstellung von Zementen im Experimentierofen. Untersuchungen wie unter B; besonders sollen in kleinen Drehöfen die Verbindungen in größeren Mengen hergestellt werden, so daß den petrographischen und chemischen Studien noch hinzugefügt werden können Untersuchungen über die Güte der Zemente, die Mörtel- und Betonfestigkeit und die Einwirkung zerstörender Agentien (Alkalisalze, Seewasser, Torfböden usw.).

D. Studien in Zementfabriken. Man hofft aus der dort gegebenen weiten Verschiedenheit in der Zusammensetzung und in den physikalischen Eigenschaften der Rohmaterialien Vorteile zu ziehen für das Studium der Wirkung dieser Verschiedenheiten auf die Eigenschaften des fertigen Zementes. Die Untersuchungen sollen den oben angegebenen Richtlinien folgen, jedoch noch weiter ausgedehnt werden auf die genaue Beobachtung der die Güte der Zemente beeinflussenden Faktoren und Bereitungsmethoden wie auch auf ein breites und ins Einzelne gehendes Studium der Zemente in ihren verschiedenen Anwendungsgebieten.

E. Studium der hydraulischen Eigenschaften der Zemente und der katalytischen Erscheinungen.

F. Studium des Wertes der Zemente für die Betonbereitung. Untersuchungen über das Verhalten der Spezialzemente beim Beton in Verfolgung der jüngsten Entwicklung auf diesem Gebiet. Anstellung von Festigkeitsuntersuchungen, Wetterbeständigkeitsuntersuchungen und Untersuchungen über chemische Angriffe.

Zur Durchführung der Untersuchungen werden vom Standardbureau und vom Verein der Portlandzementfabrikanten je 6 Ingenieure und Chemiker gestellt werden.

Dr. Hummel, Karlsruhe (Baden).

Straßenuntersuchungen in den Vereinigten Staaten.

Von A. T. Goldbeck, Vorstand der Versuchsabteilung
der obersten Bundesstraßenbaubehörde.

Proceedings of the American Society of Civil Engineers, April 1924,
37 Seiten einschl. 26 Zeichn. und Abbild. und 3 Zahlentafeln.

Die oberste Bundesstraßenbaubehörde der Vereinigten Staaten hat rd. 300 000 km Bundesstraßen zu bauen und mit Rücksicht auf die dafür erforderlichen Riesensummen sich veranlaßt gesehen, umfangreiche Versuche über die für die wirtschaftlichsten Bauweisen maßgebenden Verhältnisse, zum Teil gemeinsam mit anderen Körperschaften an verschiedenen Stellen, hauptsächlich aber auf ihrem Versuchsfeld in Virginia und ihren Versuchsstraßen in Californien durchzuführen.

Für die Versuche sind reiche Mittel aufgewendet worden, bis zu 122 Varianten für eine Versuchsreihe. Bei den Bodenuntersuchungen ist neuartig die Bestimmung des Wassergehalts im Boden und der ausgeschwemmten schwebenden Teilchen durch Ausschleudern. Für die Stoß- und die Abnutzungsversuche sind besondere Maschinen verwendet worden, die hinsichtlich der Bereifung, der ungefederten und der gefederten Last und der Wucht (Beschleunigung) den Verkehrsverhältnissen sich anpassen ließen. Zum Messen dienten ausgeglühte kupferne Stauchzylinder von 12 mm Höhe unter Pressen, die mit ihrer Kopfplatte bündig in die Straßenoberfläche eingebaut waren, ferner Meßhebel 1 : 100, teils einzeln mit Aufzeichnung der Bewegungen auf berußten Glasplatten und mikroskopischer Ausmessung, teils in Reihen zu zwanzig mit elektrisch angetriebenem Schreibband, letztere insbesondere für die Durchbiegungsmessungen an den Fahrbahnkanten mit Meßgenauigkeiten von 0,002 mm.

Bemerkenswert ist aus den Ergebnissen: Die Zusammendrückungen des Untergrundes verhalten sich bei gleicher Einheitslast wie die Quadratwurzeln aus den Druckflächen. Lagen von feuchtem Sand, unter einer Einzellast von 540 kg ergaben eine größte Pressung von 1,4 kg/cm² bei 15 cm Sandstärke, 0,8 kg/cm² bei 30 cm, 0,14 kg/cm² bei 60 und 0,06 kg/cm² bei 90 cm Sandstärke mit einer Verteilung der Last nach jeder Richtung hin auf 25, 35, 60 und 100 cm. Eine Einzellast von 1800 kg wird durch eine Betondecke von 20 cm Stärke und 6 m² Fläche fast gleichmäßig mit 0,03 kg/cm² verteilt.

Ein Hindernis von 25 mm Höhe erzeugt bei 25 km Stunden- geschwindigkeit eine Stoßlast bei Vollreifen bis zum 7fachen, durchschnittlich bis zum 4fachen, bei Luftreifen bis zum 1³/₄ fachen, durchschnittlich bis zum 1¹/₄ fachen der ruhenden Last.

Die größten Zugspannungen entstehen längs der Fahrbahnkante an der Unterseite, längs der Winkelhalbierenden zwischen Kante und Querruge an der Oberseite. Die Biegungslinien zeigen kurze Wellen, die Bewehrung muß also genügend eng sein. Der Widerstand steifer Straßendecken wächst mit nahezu der zweiten Potenz der Dicke. Zementbeton der Mischung 1 : 3 : 6 zeigt 60 bis 80 vH des Widerstandes von Beton der Mischung 1 : 1¹/₂ : 3. Asphaltbeton- überzüge wirken kaum stoßdämpfend. Bei gleichem Verhältnis der Bewehrung sind dünne Eisen in geringen Abständen wirksamer als starke Eisen in großen Abständen.

Im allgemeinen haben die Zementbetonstrecken mit Bewehrung (9 von 13) mehr Risse und Sprünge gezeigt als die unbewehrten, vermutlich infolge zu geringer Dicke und ungenügender Bewehrung bezüglich Stärke und Gleichmäßigkeit. Eine Kreisring-Zementbeton- straße von 60 m Durchmesser hat durchschnittlich nur 3 mm Abnutzung ergeben nach 70 000 Rundläufen bei 110 kg Belastung auf 1 cm Reifenbreite und 32 km Stundengeschwindigkeit, davon die letzten 10 000 Rundläufe mit zwei Rädern mit Bremsketten. Eine Kreisring-Asphaltbetonstraße von 55 m Durchmesser mit verschiedenen zusammengesetzten Abschnitten hat bei 30 000 Rundläufen eines Drei-Tonnen-Wagens bis 28° C Lufttemperatur keine Anstände ergeben, nach weiteren 19 000 Rundläufen in größerer Wärme aber so starke Schäden gezeigt, daß die Fortsetzung der Versuche aufgegeben werden mußte, wobei die Verschiebungen in der Decke immer unter den äußeren Rädern begannen.

Versuche über die Abnutzung von Betonstraßen.

Auszug aus einem Bericht von F. H. Jackson und J. T. Pauls, Ingenieure des Bundesstraßenamtes der Vereinigten Staaten, Concrete vom Juli 1924, S. 30—31.

Das Bundesstraßenamt der Vereinigten Staaten hat 1¹/₂ Jahre lang Versuche über die Abnutzung von Betonstraßen angestellt auf einer besonderen Versuchsstraße in Kreisform von 186 m Umfang mit 62 Probestrecken von je 1,20 m Breite und 3 m Länge. Über diese Strecken lief 300 000 mal auf derselben Bahn ein Kraftwagenrad mit Vollgummireifen und 1350 kg Belastung mit einer Geschwindigkeit von 35 km in der Stunde; dies entspricht dem Verkehr von rd. 1,5 Mill. 2-Tonnen-Kraftwagen (1 t = 900 kg), da nach sorgfältigen Beobachtungen über die Verkehrsverteilung auf 5,40 m breiten Straßen 10 vH auf eine Radbreite von 15 cm kommen. Neben der Bahn des oben genannten Rades liefen 5000 mal ein gleiches Rad mit Gleitschutzketten und eines mit flachen Gummireifen. Hinsichtlich der Abnutzung sind die folgenden wichtigen Versuchsergebnisse zu verzeichnen: Kiesbeton ist im allgemeinen gleichwertig mit Steinschlagbeton. Kies aus runden Teilen ist gleichwertig mit Kies, der ganz oder zum

Teil aus eckigen oder gebrochenen Teilen besteht. Kleine Mengen schaliger Teile im groben Gemengteil des Betons verursachen außerordentliche und ungleiche Abnutzung. Hochofenschlacke ist brauchbar, wenn sie ein Betongewicht von mindestens 1100 kg/m³ ergibt. Große Mengen leichter poriger Hochofenschlacke im Beton verursachen außerordentlich starke Abnutzung, etwas günstiger wirkt feinere Schlacke. Kupfer- oder Bleischlacken sind genügend brauchbar. Schlacken- und Steingrus ist im allgemeinen kein geeigneter Ersatz für natürlichen Sand im Beton. Grobe Sande und grobe Ersatzgemengteile sind widerstandsfähiger als feine Sande. Weder die Bruch- noch die Scherfestigkeit des Betons ist ein Maßstab für den Widerstand gegen Abnutzung. Ein mäßiger Zusatz von hydraulischem Kalk zum Beton hat keinen Einfluß auf die Abnutzung. Eine fettere Mischung von Zement zu Sand als 1 : 2 verbessert den Beton nicht mehr erheblich; eine magerere Mischung verschlechtert ihn merklich. Weder besonders trockne noch besonders nasse Mischung wirkt anders als mittlere Verhältnisse.

Bauvorschriften für Betonstraßen in Nordamerika.

Von C. C. Mason, Ing.-Ass. in Marion (Indiana), Concrete vom September 1924, S. 103/104.

Streng gleichmäßige Zusammensetzung des Betons ist das Haupt- erfordernis für eine Betondecke gleichen Widerstandes. Die Mischung 1 : 2 : 3 ist die übliche mit so wenig Wasser, daß es für die Weiter- verarbeitung des Betons eben genügt, maschinelle Mischung wenigstens eine Minute lang und Verteilung binnen einer halben Minute durch Schaufeln, nicht durch Rechen, auf angehäutem Untergrund. Nach dem Profilieren durch Vor- und Zurückziehen einer Schablone wird der Beton durch Maschinen oder von Hand gestampft und dann mit einer metallenen Handwalze von 1,8 m Länge, 30 cm Dmr. und 33 kg Gewicht quergewalzt, bei Straßenbreiten bis zu 6 m zweck- mäßig mit Deichsel-, bei größeren Breiten mit Seilzug. An heißen Tagen kann sofort, an kalten nach 30 bis 40 Minuten gewalzt werden. Das Walzen wird in Abständen von 15 bis 20 Min. so lange wiederholt, bis kein Wasser mehr austritt. Die einzelnen Walzbahnen übergreifen sich 60 cm. Nach dem Walzen wird die Betondecke mit Segeltuch- oder Gummigurten von 15 cm Breite, die wenigstens 60 cm länger sind als die Straßenbreite, zweimal abgerieben, das erste Mal in kräftigen Strichen von 30 cm Länge mit geringer Verschiebung in der Längsrichtung der Straße, das zweite Mal unmittelbar nach dem Auftrocknen des ausgetretenen Wassers in 10 cm langen Strichen mit stärkerer Seitenverschiebung. Die Ränder werden nach 25 mm Halbmesser, die Stoßfugenkanten nach 10 mm Halbmesser mit be- sonderen Werkzeugen abgerundet. Die richtige Profilierung wird mit 3 m langen Richtscheiten nachgeprüft, die in der ganzen Länge aufliegen müssen, insbesondere auch beiderseits der Stoßfugen. Wäh- rend der Erhärtung wird die Betondecke zuerst einen Tag lang mit naß gehaltener grober Leinwand, die je 30 cm über die Ränder hinausragt, abgedeckt, hierauf 20 Tage lang 8 cm hoch mit Stroh oder 5 cm hoch mit Erde, die stets naß gehalten werden. Wagerechte Strecken können zwischen Erddämmchen 5 cm hoch 20 Tage lang unter Wasser gesetzt werden. Bei Verwendung von Chlorcalcium zum Feuchthalten sind 2 kg Pulver auf 1 m² nötig. Ausdehnungsfugen mit Asphaltfilzeinlage in voller Höhe und Asphaltverguß kommen an das Ende jeder Tages- strecke und werden durch 2 cm starke Eisendübel in je 1 m Abstand gesichert, die je 60 cm in den Beton eingreifen und auf der einen Seite durch Papierumkleidung verschieblich gehalten werden. Die laufende Bewehrung erreicht gewöhnlich 2 kg auf 1 m².

Bei Frostgefahr werden die Betongemengteile erwärmt. Auf gefrorenem Boden wird niemals betoniert.

Einfluß der Bewehrung und der Untergrundverhältnisse auf die Ribbildung bei Betonstraßen.

Bericht nach Engineering News-Record 1924, Vol. 93, Nr. 19, S. 743.

An einer von dem United States Bureau of Public Roads, Washington D. C., hergestellten 2¹/₂ Jahre in Benutzung befindlichen Betonversuchsstraße wurde eine Reihe von Beobachtungen gemacht, aus denen Schlüsse über die Abhängigkeit der Ribbildung von den Untergrund- und Bewehrungsverhältnissen gezogen werden konnten. Außerdem waren interessante Beobachtungen zu verzeichnen bezüglich der wasserhaltenden Eigenschaften des Straßengrundes und deren Beziehungen zu den Volumenveränderungen des Untergrundes.

Es wurde festgestellt, daß ein Untergrundmaterial mit einem hohen Lehmgehalt nicht allein während des nassen Wetters einen hohen Feuchtigkeitsgehalt erreicht, sondern auch für die trockene Jahreszeit bedeutende Mengen Feuchtigkeit zurückhält. Nach Labora- toriumsuntersuchungen besitzt ein lehmhaltiger Boden ein hohes Feuchtigkeitsäquivalent. Ein Untergrund mit einem hohen Sand- gehalt erreicht keine hohe Feuchtigkeit, indessen ist festgestellt worden, daß ein Untergrund, der vornehmlich sehr feinen Sand enthält, eine hohe Kapillarität besitzt, und daß infolgedessen häufig bei solchen Bodenverhältnissen freies Wasser zwischen der Straßenplatte und dem Untergrund anzutreffen war.

Lehmhaltiger Boden schwillt und schrumpft zusammen, je nach- dem Feuchtigkeit hinzutritt oder weggeht. Die Wirkung dieser Vol- umenveränderungen im Untergrund ist, daß beim Schwellen zunächst der Rand der Straßenplatte emporgehoben wird, während beim Schwin-

den des Bodens der Rand der Straßenplatte seiner Unterstützung beraubt wird. Die Folge davon ist, daß die Straßenplatte, die auf diese Weise bald als einfacher Träger auf 2 Stützen, bald als Kragträger wirkt, unter der Einwirkung des Verkehrs in Straßenmitte zerbricht. Längsrisse in einer Straßenplatte weisen immer auf einen instabilen Untergrund hin, sei es, daß dieser selbst nicht genügend tragfähig ist, sei es, daß er bedeutende Volumenveränderungen unter dem Einfluß wechselnden Feuchtigkeitsgehaltes erfährt. Straßenplatten auf solchem Untergrund sollten immer eine Längsfuge in Straßenmitte erhalten. Außerdem ist beobachtet worden, daß bei einem Untergrundmaterial, das mehr als 10 vH Volumenveränderungen erfährt, eine Lage von grobkörnigem Material über diesem Untergrund seine Tragfähigkeit erhöht, indem sie die Wirkung der Volumenveränderungen des Untergrundes mäßigt.

Reine Betonplatten reißen infolge von Temperatur- und Feuchtigkeitsveränderungen in Abschnitten von 12—18 m quer durch. Eine glatte Oberfläche des Untergrundes vergrößert die Entfernungen dieser Querrisse, eine Verstärkung der Betonplatte indessen ändert an dieser Entfernung der Risse nichts. Die längsbewehrten Pflasterungen entwickeln ebenfalls Querrisse, deren Zahl, Entfernungen und Größe von einer Reihe von Faktoren abhängig sind. Wenn die Längsbewehrung nicht kontinuierlich fortläuft, sondern durch Fugen unterbrochen wird, sind Risse in kürzerer Entfernung als 9 m von jeder Fuge nicht zu erwarten, und wenn der Bewehrungsprozentsatz in einem angemessenen Verhältnis zu der freien Länge der Bewehrung steht, kann diese Entfernung der Risse von den Fugen auf 18 m vergrößert werden. Die Lage der Risse ist beeinflußt durch die Festigkeit des Betons, die Rauigkeit des Untergrundes, den Bewehrungsprozentsatz und die freie Länge der Bewehrung. Wenn die Entfernung der Fugen weniger als 2 mal so groß gemacht wird wie die Strecke, innerhalb derer ein Riß auftreten kann, so können Ausdehnungsrisse gänzlich vermieden werden. Wird die Entfernung zwischen den Fugen jedoch vergrößert, so wird ein Riß in einem Abstand von 9 bis 18 m von jeder Fuge zu erwarten sein und der entstehende Zwischenraum wird in entsprechendem großen Intervallen reißen. Bei einer Erhöhung des Bewehrungsprozentsatzes sind relativ feine, engliegende Risse zu erwarten; wird der Bewehrungsprozentsatz erniedrigt, so sind die Eisen zu unterbrechen, damit sich in entsprechenden Abständen Risse bilden können. Drahtgewebereinlagen sind in gleicher Weise zu unterbrechen. Ein zu hoher Prozentsatz der Längsbewehrung bringt eine neue Gefahr mit sich. Die Straßenplatte wird dann durch eine große Zahl engliegender, feiner Risse durchkreuzt, also in lauter schmale Querbalken aufgelöst, die nun unter der Wirkung des Verkehrs reißen.

Nach den Beobachtungen an den längsbewehrten Platten ist die Unterlassung der Anordnung von Ausdehnungsfugen eine zweifelhafte Sache. Bei längsbewehrten Straßenplatten sollte der Entwurf Ausdehnungsfugen in Abständen von 15 bis 30 m vorsehen und eine Bewehrung anordnen, die eine Rißbildung innerhalb dieses Zwischenraumes verhindert. Eine andere Methode, die vielleicht befriedigender ist, der gegenüber aber wieder andere Einwendungen vorgebracht werden können, ist die, den Beton fortlaufend herzustellen, jedoch die 12 oder 25 mm starke Bewehrung an solchen Stellen zu unterbrechen, wo eine Rißbildung unter der Wirkung der Volumenveränderungen der Straßenplatte erwünscht ist.

Dr.-Ing. Hummel, Karlsruhe i. B.

Verbesserte Bauart gegliederter Talsperren.

Von Fred A. Noetzli in San Francisco, Californien.

Mit 31 Zeichnungen und 1 Tafel.

Proceedings of the American Society of Civil Engineers,
August 1923 bis März 1924.

Gegenüber der großen Knickgefahr hoher Mauerpfeiler und der unzuverlässigen Wirkung dazwischen gespannter Gurtbogen empfiehlt der Verfasser doppelwandige Strebpfeiler mit lotrechten Aussteifungswänden und Einzelsteifen in den Zwischenfeldern und liegende Gewölbe, 45° bis 50° gegen die Wagerechte geneigt, in Korbogengestalt, der Stützlinie angepaßt, alles in Eisenbeton.

Die Vorteile seiner Strebpfeilerform sieht der Verfasser in folgendem:

1. Die Strebpfeiler können infolge der I-Form der Säulenteile vollkommen knicksicher hergestellt werden.
2. Sie gestatten infolge der größeren Knicksicherheit höhere Beanspruchungen.
3. Sie ermöglichen eine gute Ausnutzung der Bewehrung infolge des großen Abstandes der äußeren Drahteinlagen.
4. Sie bedürfen keiner Zwischenversteifung durch Gurtbogen und werden dadurch besonders bei großen Höhen wesentlich billiger.
5. Sie gestatten eine Anpassung der Abstände an die örtlichen Verhältnisse und deren Vergrößerung bis 25 m.
6. Sie geben eine größere Sicherheit sowohl bei normaler Belastung als in außergewöhnlichen Fällen wie z. B. bei Überflutung der Krone oder Schäden an den Gewölben oder Pfeilern.
7. Sie haben bei richtiger Bauart und verlässlicher Gründung mindestens 4 bis 5-fache Sicherheit gegen 2-fache bei Vollmauern und widerstehen auch zuverlässig dem Eisdruck, wie Ausführungen in 1500 bis 2400 m Seehöhe bewiesen haben.

Die Ausführung ist sicher und wirtschaftlich bis 60 m Höhe möglich, der Betonbedarf ein Viertel gegen Vollmauern, so daß auch bei doppeltem Einheitspreis 50 vH Baukostensparnis bleibt neben dem geringeren Grundaushub, der kürzeren Bauzeit und dementsprechend geringerer Hochwassergefahr. Auch die Möglichkeit wirkungsvoller architektonischer Ausgestaltung ist größer.

Die Tafel und 4 Zeichnungen zeigen den amtlich genehmigten Entwurf für eine 63 m hohe und 396 m lange 22-bogige Talsperre. Die Strebpfeiler haben 18 m Mittenabstand, 0,45 bis 1,70 m starke Seitenwände mit 2,40 m lichter Weite, also 5,80 m Gesamtbreite am Fuße, 0,4 m starke Aussteifungswände in 12 m Abstand und 0,4/0,4 m starke Einzelsteifen in der Mitte dazwischen in 7,5 m Höhenabstand. Die Gewölbe sind 48° (10 : 9) gegen die Wagerechte geneigt und 0,4 bis 1,8 m stark. Die Betonmischung der Gewölbe ist 1 : 2 : 4, der Strebpfeiler 1 : 2 1/4 : 5. Die Bewehrung besteht durchweg aus runden Stahldrähten mit Haken an beiden Enden, in den Strebpfeilern gekreuzt, lotrecht und gleichlaufend mit den Gewölben, 12 und 18 mm stark mit 45 cm Abstand und 10 cm Entfernung von der Außenfläche, in den Gewölben innen und außen 12 und 18 und 24 mm stark mit 60 cm Abstand und 6 cm Entfernung von der Außenfläche, an den Widerlagern mit Verstärkungsdrähten von 36 mm Stärke. N.

„Die Straßen von morgen.“

Unter dieser Überschrift bringt die französische Zeitung „Journé industrielle“ vom 6. Juni 1924 einen Bericht über eine Versuchsstraße aus Beton, die in Bry-sur-Marne erbaut wird. Diesem Bericht ist folgendes zu entnehmen:

Die Versuchsstraße umfaßt 12 Abschnitte, von denen jeder eine andere Decke enthält. Die Vereinigung der Syndikate der Kalk- und Zementfabrikanten von Frankreich hat vor einiger Zeit eine Betonstraßen-Studiengesellschaft gegründet, deren Aufgabe in erster Linie sein soll, Versuchsstraßen zu schaffen. Es handelt sich hierbei um die Anordnung verschiedener Arten von Betondecken, die es gestatten, die Widerstandsfähigkeit der einzelnen Abschnitte bei gleichem Verkehr zu studieren und zu vergleichen, um auf diese Weise die beste Art der Deckung zu finden.

Die erste dieser Versuchsstraßen ist nun nahezu vollendet. Es handelt sich um die Provinzstraße Nr. 20 von Paris nach Noisy-le-Grand, von der ein Abschnitt von 1400 m Länge bei Bry-sur-Marne für den Betonbau freigemacht wurde.

Die Hälfte der Versuchsstrecke wird aus fast flüssigem Beton hergestellt, die andere Hälfte erhält einen Beton, der viel weniger reich an Wasser ist.

Der erste Abschnitt aus weichem bis flüssigem Beton ist wieder in 6 Teile geteilt, von denen jeder eine andere Arbeitsweise aufweist. Fünf von diesen Unterabteilungen werden mit der amerikanischen Maschine Lakewood gestampft, und zwar

1. mit Fuge und Beton, mit Süßwasser angemacht,
2. ohne Fuge mit Beton, mit Süßwasser angemacht,
3. ohne Fuge mit Beton, mit Salzwasser angemacht,
4. mit Fuge und mit Beton, bei dem die harten Porphyreine durch Kalksteine ersetzt werden,
5. ohne Fuge mit Kalksteinen,

die 6. Unterabteilung wird ohne Fuge von Hand gestampft.

Der zweite Abschnitt enthält gleichfalls 6 Unterabteilungen:

1. mit Fuge und Beton, mit Süßwasser angemacht, eingewalzt,
2. ohne Fuge mit Beton, mit Süßwasser angemacht, eingewalzt,
3. ohne Fuge mit Beton, mit Salzwasser angemacht und eingewalzt,
4. mit Fuge und Beton, der mit pneumatischen Stampfern gestampft wird,
5. ohne Fuge mit Beton, der mit pneumatischen Stampfern gestampft wird,
6. ohne Fuge mit Beton, bei dem die Porphyreine durch Kalksteine ersetzt sind.

Man wird also 12 Bedeckungsarten von verschiedenem Beton prüfen. In einem Jahre will man jedem Unterabschnitt Proben entnehmen und prüfen, in welcher Weise jede Bedeckungsart dem Verkehr Widerstand geleistet hat. Ebenfalls will man das Profil der Straße jeder Unterabteilung studieren, um dasjenige zu bestimmen, welches die geringste Veränderung aufweist.

Die amerikanische Maschine, die im ersten Abschnitt verwendet wird, bewegt sich längs zweier Schienen, welche die zu betonierende Straße erfassen. Ein erstes Stück, eine Art Schiene, welche die Form des auszuführenden Profils hat, verteilt den von den Arbeitern auf die Straße gebrachten Beton gleichmäßig. Hinter dieser Schiene stampft eine Maschine den Beton. Ein breiter Riemen, der durch eine Vorrichtung hin und her bewegt wird, glättet schließlich den Beton.

Die Lebensdauer der Betonstraßen wird nach den amerikanischen Erfahrungen auf 15 Jahre geschätzt, während die chaussierte Straße nur zwei Jahre hält. Von Vorteil ist weiterhin ihre Dichtigkeit und ihre Form. Die Wölbung der Mitte beträgt nur 1/75 der Breite anstatt 1/30 bei chaussierten Straßen. Das flache Profil genügt für den Abfluß des Wassers. Betonstraßen sind also sehr flach, was für den Kraftwagenfahrer und auch für den Radfahrer angenehm ist.

Als Nachteil der Betonstraßen muß hervorgehoben werden, daß ihr Preis höher sein wird als derjenige chaussierter Straßen,

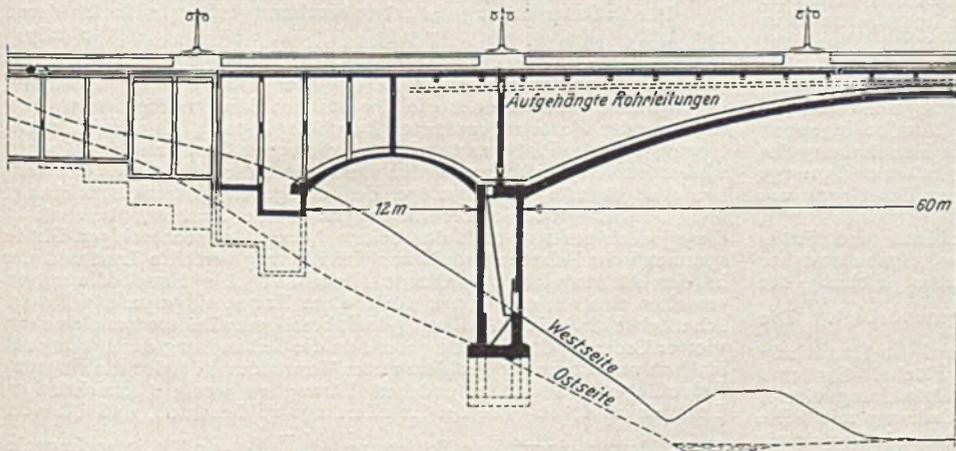
über die Pfahlbündel passen mußten. Drei Pfähle in jeder Gruppe wurden bis zu einer genau bestimmten Ordinate eingerammt, um die Zylinder zu unterstützen und damit die oberen Enden der Zylinder genau auf die für die Querträgerhälften erforderliche Höhenlage zu bringen. Obwohl vorher erhebliche Bedenken laut geworden waren gegen die Ausführbarkeit dieses Verfahrens, konnte es mit Erfolg durchgeführt werden.

Die Zylinder im Gesamtgewicht von 45 t f. d. Stück wurden durch einen Schwimmkran in vertikale Lage gebracht und über die Pfahlgruppen gesetzt, was ohne Schwierigkeiten und Beschädigungen vor sich ging. Die oberen Enden der Zylinder wurden durch Zangen und Querverstrebrungen zwischen provisorischen Pfählen, die vor dem Aufbringen der Zylinder vorbereitet waren, in richtiger Lage gehalten. Die provisorischen Pfähle wurden wieder herausgezogen und mit der Verstrebrung bis zur Vollendung der Arbeit immer wieder verwendet. Nach Versetzung der Einzelpfeiler wurde eine Luftschleuse auf den Kopf des Zylinders aufgesetzt, sodann mittels Preßluft der Schlamm herausbefördert, die Innenseiten mit frischem Wasser gereinigt und der Hohlraum des Zylinders unter Verwendung einer Betonschleuse seitlich der Luftschleuse mit Beton gefüllt. Die Zylinder wurden bei Ebbe versetzt, d. h. wenn die oberen Enden der Zylinder 2,1 m unter gewöhnlichem HW lagen. Die vorher angefertigten Querträgerhälften wurden dann mit dem oben erwähnten eisernen Gitterwerkdübel und untereinander verbolzt. Die Längsbalken wurden ebenfalls durch den Schwimmkran bei HW verlegt. Die Fahrbahnplatte und die Zwischenräume, für deren Schalungen die Zylinder die Unterstützung bildeten, wurden durch die schwimmende Betonanlage gegossen. Nachdem die Plattenschalung entfernt und alle Fugen zwischen den vorher gefertigten und den an Ort und Stelle gegossenen Betonteilen sorgfältig gereinigt waren, wurden die Fugen mit Spritzbeton ausgefüllt. Das Zusammenbauen der fertigen Teile mit der gegossenen Platte — seit Versetzen des ersten Zylinders bis zum Einbringen des letzten Betons in die Fahrbahn — erforderte nur 76 Kalendertage. Die Fahrbahndecke wurde in 48 Tagen hergestellt. B.

Flache Eisenbeton-Straßenbrücke in Toronto.

Die Brücke hat eine Gesamtlänge von 205 m und eine Breite von 8,6 m mit einer Mittelöffnung von 60 m Lichtweite und 7,5 m Pfeilhöhe, deren Scheitel 27 m über der Talsohle liegt. Der Bogen der Mittelöffnung besteht aus zwei Rippen von 40 cm Breite in 2,85 m lichtigem Abstand mit einer Bogenplatte dazwischen, im Scheitel 23 cm, an den Kämpfern 53 cm stark, und auskragenden Querträgern von 8,6 m Länge in 3 m Achsenabstand darüber, die die Fahrbahn von 5,5 m Breite, zwei Fußwege von je 1,2 m Breite und die Brüstungsmauern tragen. Die beiden Seitenöffnungen sind je 12 m weit mit 2,75 m Pfeilhöhe, ihre Bogenplatte im Scheitel 23 cm, an den Kämpfern 75 cm stark. Die Zwischenpfeiler sind hohl, ihre Außenwände 40 cm, ihre Fußplatte 75 cm stark. Über den Pfeilern und den Scheiteln der Seitenöffnungen sind die Längstragwände durch Querwände in voller Höhe verbunden. Die Widerlager bestehen auch nur aus dünnen Wänden mit Aussteifungsrippen in Abständen von 3 m und Querriegeln und sind bis zu den Querwänden über den Scheiteln der Seitenöffnungen mit Kies, Sand und Felsbrocken ausgefüllt.

Alle Teile der Brücke bestehen aus hochbeanspruchtem Eisenbeton, nirgends ist Füllbeton verwendet. Die Haupteisen sind 63 mm



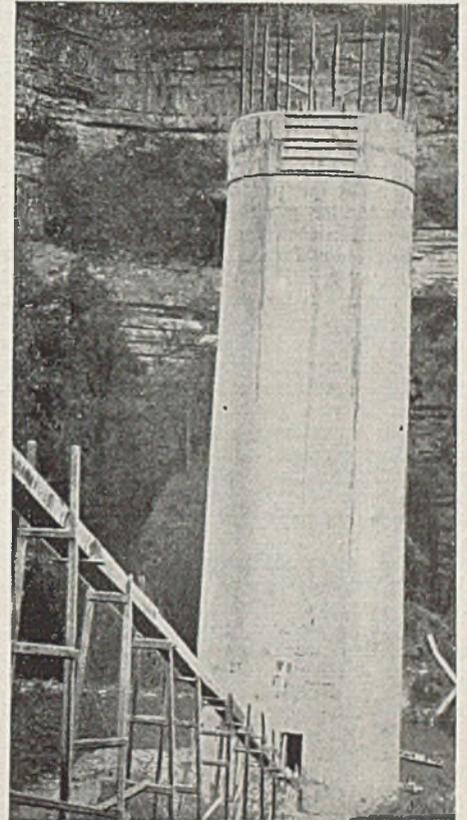
stark, an den Nähten geschweißt und im Querschnitt um 25 vH verstärkt, um auch an den Stoßstellen die volle Widerstandsfähigkeit zu verbürgen. Die Eiseneinlagen sind besonders genau vorgerichtet und eingelegt, ihre Kreuzungsstellen zur Sicherung der richtigen Lage geschweißt. Gebraucht wurden rd. 1500 m³ Beton und 84 000 kg Stahlbewehrung. Der Beton (Gußbeton) hatte 630 kg Zement auf 1 m³ Sand und 1,5 m³ Kies von 20 mm Korngröße. Die Einzelteile des Bauwerks sind so gleichartig ausgebildet, daß z. B. für die Wandfelder nur drei Formen vorkommen.

Die Baukosten beliefen sich auf 93 000 Dollar, davon 22 000 Dollar für die Stahlbewehrung. (Concrete vom August 1924, S. 55/58 mit 5 Zeichn. und 6 Abb.) N.

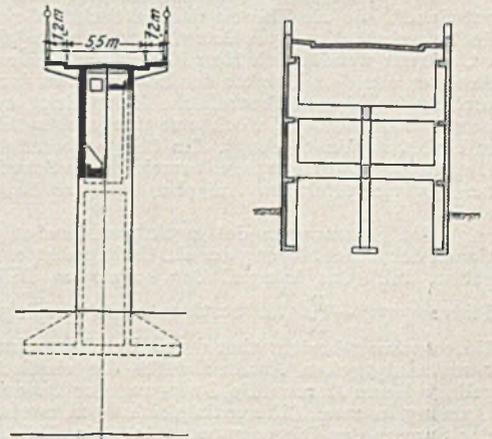
Hohle Betonbrückenpfeiler.

Bericht nach Engineering News-Record 1924, Vol. 93 Nr. 19, S. 757.

Zwei Brückenpfeiler einer Straßenbrücke über die 76 m tiefe Schlucht des Dix-River bei Burgin, Kentucky, wurden als hohle, kaminartige Pfeiler ausgebildet. Beide Pfeiler sind auf festen Fels gegründet und haben  förmigen Querschnitt. Der größere Pfeiler ist ca. 68 m hoch und steht auf einer quadratischen, doppelt bewehrten



Eisenbetonplatte von 10,7 m Seitenlänge und 2 m Stärke. Die Abmessungen des Querschnitts dieses Pfeilers sind am Fuß außen 8,5 x 5,5 m mit einer Schalenstärke von 68 cm. Der Pfeilerschaft ist mit einer 13 mm starken Spiralbewehrung und einer 25 bzw. 19 mm starken Vertikalbewehrung versehen, welche letztere in der Fundamentplatte verankert ist. Der kleinere Pfeiler ist 55 m hoch und hat eine quadratische Fundamentplatte von 9 m Seitenlänge und 1,7 m Dicke. Am oberen Ende sind beide Pfeiler im Querschnitt 6,7 x 3,7 m und werden dort durch eine Eisenbetonplatte geschlossen. Die Pfeiler laufen nach der Höhe an und nehmen auch in der Schalenstärke nach oben ab. Die längeren Querschnittsseiten sind alle 13,7 m der Höhe durch bewehrte Querbalken von 30 x 76 cm Stärke verbunden. Quadratische Öffnungen in der Schalen Fuß und Kopf gestatten dem Wasser den Eintritt in die Pfeiler. Das Bemerkenswerte ist, daß die Pfeiler von der Weber-Kaminbau Co., Chicago, nach dem gewöhnlichen Kaminbauverfahren hergestellt wurden, bei Verwendung der Weber-Kaminschalungen, das sind 1,4 m hohe Ringe, von denen immer zwei



aufeinander verwendet wurden, die abwechselungsweise mit Beton gefüllt bzw. hochgeschoben wurden. Der Beton wurde von einer 90 m entfernt und 21 m bergauf stehenden Mischmaschine durch Rinnen nach dem Pfeilerfuß geleitet und von dort durch im Pfeilerinnern befindliche Aufzüge emporgezogen. Sämtliche Gerüste waren im Pfeilerhohlraum aufgeführt. Die zweckmäßige Betonmischung wurde durch Versuche geklärt. Die vorstehende Abbildung zeigt den zur Hälfte fertiggestellten größeren Pfeiler während der Ausführung. Dr.-Ing. Hummel, Karlsruhe (Baden.)

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Das neue Patentgesetz in Sowjet-Rußland.

Mitgeteilt vom Patentanwaltsbüro Dr. Oskar Arendt, Berlin W. 50.

In Sowjet-Rußland ist nach zeitweiliger Aufhebung aller Patentrechte und bisher geltenden Zwischenverordnungen am 15. 9. 1924 ein neues Patentgesetz in Kraft getreten. Die für deutsche Anmelder wesentlichen Bestimmungen sollen hier in Kürze erläutert werden:

Patente werden als Haupt- oder Zusatzpatente für die Dauer von 15 Jahren vom Tage der Veröffentlichung erteilt, wobei dem Erfinder innerhalb eines Jahres vom Anmeldetage ab das alleinige Recht zur Anmeldung von Zusätzen oder Abänderungen der Haupterfindung zusteht. Patente die während der 15jährigen Dauer infolge unüberwindlicher Hindernisse nicht verwertet wurden, können auf besonderen Antrag beim Patentamt bis zu 5 Jahren verlängert werden. Die Anmeldung von Erfindungen durch einen Rechtsnachfolger ist nur statthaft, wenn der Name des wirklichen Erfinders bei der Anmeldung und für alle Veröffentlichungen des russischen Patentamtes erwähnt wird. Anmeldungen und Patente, die diesen Bedingungen nicht entsprechen, können für ungültig erklärt werden.

Ausländer genießen in Sowjet-Rußland denselben Schutz wie russische Bürger, müssen aber dort einen ansässigen Vertreter ernennen.

Für jedes Patent besteht Ausübungszwang innerhalb 5 Jahren vom Tage der Patenterteilung. Bei Nichtausübung können von Interessenten beim Patentamt Zwangslizenzen beantragt werden. Bei absichtlicher Nichtausführung der Erfindung in Rußland kann die Nichtigkeitserklärung des Patentbesitzes beantragt werden. Erfindungen, die zur Landesverteidigung geeignet sind, können zugunsten des Staates zwangsweise enteignet werden. Staatliche Unternehmungen können jederzeit Zwangslizenzen beantragen.

Die Anmeldungen werden auf Neuheit vom Patentamt geprüft, wobei die gesamte in- und ausländische Literatur als Veröffentlichung gilt. Spätestens nach 18 Monaten vom Datum der Anmeldung an muß die Prüfung beendet sein. Das weitere Verfahren, wie Auslegung, Aussetzung, Einspruch usw. ist dem deutschen Patentgesetz nachgebildet.

Die Patentgebühren werden erst vom Datum der Ausführung des Patentbesitzes an erhoben, und zwar beträgt die später steigende Gebühr für die ersten drei Jahre je 5 Rubel.

Patentverletzung kann in Sowjet-Rußland strafrechtlich verfolgt werden, und zwar kann als Strafe bis zu 1 Jahr Zwangsarbeit und einer entsprechenden Geldstrafe erkannt werden.

Als Anmeldeunterlagen wird außer 3 Beschreibungen und 4 Zeichnungen eine notariell beglaubigte und vom Konsulat legalisierte Vollmacht verlangt. Ferner ist eine Erklärung beizufügen, daß der Anmelder der wirkliche Erfinder ist, oder bei Anmeldungen für den Rechtsnachfolger eine rechtsgültige Urkunde über die Abtretung der Erfindung. Auch bei Angestellten-Erfindungen ist eine Nennung des oder der feststellbaren Erfinder vorgeschrieben.

Für frühere russische Patente gelten folgende Bestimmungen: Alle nicht von der Sowjet-Regierung erteilten Patente haben ihre Gültigkeit verloren. Die Inhaber solcher Patente können jedoch ihre Erfindungen erneut anmelden, wenn die ursprüngliche Anmeldung nach dem 1. 1. 1910 eingereicht wurde. Die abgelaufene Patentdauer des alten Patentbesitzes vom Tage der Erteilung bis zum 15. 9. 1924 wird von der allgemeinen 15jährigen Patentdauer abgezogen. Alte Anmeldungen, die bereits bei einer Instanz der Sowjet-Regierung eingereicht wurden, bekommen ihren regelrechten Geschäftsverlauf beim Patentamt, wobei die neu erteilten Patente vom 15. 9. 1924 ab datieren. Patente die bereits von einer Instanz der Sowjet-Regierung erteilt wurden, behalten ihre Gültigkeit und laufen vom 15. 9. 1924 ab.

Außer Patenten können nunmehr in Sowjet-Rußland auch Gebrauchsmuster und bei gleichzeitiger Patentanmeldung für den gleichen Gegenstand wie in Deutschland Eventualgebrauchsmuster angemeldet werden unter denselben Bedingungen wie in Deutschland. Benötigt werden zur Anmeldung eine Beschreibung in 3 Exemplaren, 4 Zeichnungen, eine beglaubigte und legalisierte Vollmacht und eine Quittung über die Einzahlung der Gebühren.

Haftung der Eisenbahn bei Verlust ganzer Stücke aus offenen Güterwagen.

Von Syndikus Dr. Kurz, Stuttgart, Spezialjuristischer Berater für Eisenbahn-, Post-, Zoll-, Steuer- und Handelsrecht.

Nach § 86 Abs. I Z. 1 der Eisenbahnverkehrsordnung haftet die Eisenbahn nicht bei den Gütern, die nach den Vorschriften dieser Ordnung oder des Tarifs oder nach einer in den Frachtbrief aufgenommenen Vereinbarung mit dem Absender in offenen Wagen befördert werden, für den Schaden, der aus der mit dieser Beförderungsart verbundenen Gefahr entsteht. Jedoch bezieht sich dieser Haftbefreiungsgrund nicht auf den Verlust ganzer Stücke. Ein solcher Verlust ganzer Stücke liegt nur dann vor, wenn das betreffende Stück im Frachtbrief als solches aufgeführt ist.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Die Theorie elastischer Gewebe und ihre Anwendung auf die Berechnung biegsamer Platten unter besonderer Berücksichtigung der trägerlosen Pilzdecken. Von Dr.-Ing. H. Marcus. Mit 123 Textabb. (VIII u. 368 S. Berlin 1924. Verlag von Julius Springer. 21 GM.; geb. 21,80 GM.)

Das vorliegende Werk hat sich aus einer Arbeit des Verfassers entwickelt, die die Theorie der elastischen Gewebe behandelt und in der Zeitschrift *Armierter Beton*, Band 12, vom Jahre 1919 veröffentlicht ist. Damit wendet sich Herr Marcus, dem eine große Zahl wertvoller Arbeiten aus dem Gebiete der Baustatik zu danken ist, dem Plattenproblem zu, dessen theoretische Behandlung zwar abgeschlossen ist, dessen Anwendung jedoch nur für ausgewählte Randbedingungen in einfacher Weise gelingt. Im übrigen bereitet die Handhabung des mathematischen Rüstzeuges zumeist große Schwierigkeiten und versagt bei den vielgestaltigen Aufgaben, die das Bauwesen der Gegenwart stellt.

Die Spannungen des zweidimensionalen Problems sind Funktionen der Durchbiegung der elastischen Platte. Die Aufgabe ist daher gelöst, falls das Integral der bekannten Differentialgleichung der Platte $\nabla^2 \zeta = \frac{P}{N}$ für bestimmte Randbedingungen vorliegt. Die

Untersuchung bezieht sich damit im allgemeinen auf die Ermittlung eines analytischen Ausdrucks für die elastische Fläche. Zunächst gelingt Herrn Marcus die Zerlegung der Differentialgleichung vierter Ordnung in zwei Differentialgleichungen zweiter Ordnung mit Hilfe der Summe der Biegemomente. Die Gleichungen erhalten damit eine Deutung, die mit den Beziehungen identisch sind, die zwischen Momentenlinie und Belastung eines geraden Stabes und zwischen Momentenverlauf und seiner Biegelinie bestehen. Die von Mohr für den Stab verwertete, zwischen den beiden Problemen bestehende Analogie wird von Herrn Marcus nunmehr auf die Plattenberechnung ausgedehnt.

Zur angenäherten Integration der beiden Differentialgleichungen werden die Differentialquotienten durch Differenzenquotienten ersetzt und damit der Übergang von der elastischen Platte zum elastischen Gewebe im Sinne der Mechanik vollzogen. Die Differenzgleichungen

werden für Gewebe mit verschiedener Begrenzung aufgestellt und die für freie Auflagerung des Plattenrandes geltenden Grenzbedingungen eingeführt. Hieran schließen sich ausführliche Rechenvorschriften für rechteckige, dreieckige und kreisförmige Platten bei gleichförmiger Belastung, die durch ausführliche Untersuchungen über den Spannungsverlauf bei Einzellasten, den Einfluß der Querschnittsveränderlichkeit und ungleicher Erwärmung ergänzt sind.

Für die Untersuchung statisch unbestimmt gestützter Platten, deren Randbedingungen nicht die Auflösung der Gleichung $\nabla^2 M = \frac{P(x, y)}{N}$

zulassen, kann entweder die Lösung der inhomogenen Gleichung durchgeführt werden oder die der statisch bestimmten freien Auflagerung der Platte zugeordneten Durchbiegungen ζ_0 sind mit Durchbiegungen ζ' der Platte zu überlagern, die von äußeren, an den Rändern wirkenden Kräften hervorgerufen werden und die vorgelegten Stützenbedingungen erfüllen. Sie genügen der homogenen Differentialgleichung. Herr Marcus gibt die Berechnung für beide Ansätze, beschränkt diese jedoch auf eine nach den beiden Achsen der rechteckigen Platte symmetrische Belastung, und zwar gleichförmig verteilte Last und die in der Plattenmitte angreifende Einzellast. Die Randbedingungen gestalten sich am einfachsten für die am Rande eingespannte Platte. Ich möchte hierbei der Auflösung der inhomogenen Differenzgleichung vierter Ordnung den Vorzug geben, da die Behandlung der Lösung als statisch unbestimmtes Problem unter Verwendung der für die ringsum freiaufliegende Platte gefundenen Lösung zu wenig übersichtlichen Rechnungen führt. Hierbei ist allerdings zu beachten, daß die von Herrn Marcus eingeführte Bedingung $\frac{\zeta_1 - \zeta_0}{2\lambda} = 0$ für die horizontale

Tangente der Biegefläche am Rande eine Annäherung darstellt, die nur bei enger Teilung des Gewebes zulässig ist und sonst zu Fehlern führen kann, die über die üblichen Grenzen hinausgehen. Aus diesem Grunde erscheint mir die Anwendung der von Levy angegebenen analytischen Approximation für die Lösung der Plattengleichung recht geeignet zu sein, da sie die umständliche Auswertung der Differenzgleichungen unnötig macht. Die auf dieser Grundlage gewonnenen Ergebnisse benutzt Herr Marcus zu einem Vergleiche mit den derzeitigen amtlichen Bestimmungen für die bei der Berechnung von

Eisenbetonplatten einzuführenden Momente und stellt hierbei zum Teil erhebliche Differenzen fest. Die gleichen Untersuchungen werden im Anschluß hieran für Platten mit spannungsfreien Rändern durchgeführt, nachdem die Randbedingungen der Differentialgleichung für diesen Fall aufgestellt worden sind. Sie werden durch eine Darstellung der Lösung für nachgiebige Randstützung ergänzt, indem die Nachgiebigkeit der Stützung als Cosinusfunktion der geschätzten Werte der Durchbiegung in Randmitte vorausgesetzt wird.

Die Berechnung der gegenwärtig immer mehr zur Bedeutung gelangenden Pilzdecke wird durch die Behandlung durchlaufender Platten eingeleitet. Der Kernpunkt der Untersuchung ist die mathematische Definition der Stetigkeitsbiegung des über dem Rippen-gesperre gelagerten Plattensystems. Sie wird mit der bereits erwähnten Annäherungslösung der homogenen Plattengleichung durchgeführt und mit ausführlichen Beispielen dem Leser näher gebracht.

Zur Berechnung der Pilzdecken werden wiederum die Ergebnisse herangezogen, die für die Berechnung des elastischen Gewebes durch Anwendung der Differenzenrechnung bei der Lösung der Differentialgleichung der Platte erhalten worden sind. Die Behandlung einer Pilzdecke mit einer beschränkten Zahl von Stützen erfolgt durch Einführung der Stützendrucke als überzählige Größen und Lösung der Aufgabe im Sinne statisch unbestimmter Aufgaben des linearen Problems. Die Aufgabe vereinfacht sich jedoch, wenn durch die Annahme einer einseitig oder beiderseitig unendlich ausgedehnten Decke diese durch Stützen regelmäßig gelagert ist. Die Vereinfachung des Problems beruht auf der Symmetriebetrachtung der Formänderung, die das Problem außerordentlich vereinfacht. Die Formänderungen und Spannungen am Stützenkopf werden durch Interpolation des elastischen Gewebes am Stützpunkt einer näheren Untersuchung unterzogen.

Zum Schluß behandelt Herr Marcus den Einfluß der Biegungswiderstände der Stützen bei mehrgeschossigen Gebäuden mit trägerlosen Decken und gibt hierfür Annäherungsmethoden unter Bezugnahme auf die Formänderung und die statischen Verhältnisse des Stockwerkrahmens. Der wissenschaftliche Charakter der ausgezeichneten Untersuchung wird durch ein Schlußkapitel unterstrichen, das die mathematische Aufgabe der Gewebetheorie behandelt und in einer Umwandlung der partiellen Differenzgleichungen in totale und in deren rechnerischer und graphischer Auflösung besteht.

Das vorliegende Referat vermag begreiflicherweise nur einen kurzen Abriss des reichen Inhaltes zu geben, der für die gegenwärtige Entwicklung des Eisenbetonbaues erhebliche Bedeutung besitzt. Das Werk wird zur Anwendung der trägerlosen Decke, deren Vorzüge durch Raumgewinnung und bessere Beleuchtung der Gebäude unbestritten sind, wesentlich beitragen. Es wird das Studium des Plattenproblems durch die ausgezeichnete Darstellung der theoretischen Zusammenhänge, die zahlreichen Rechenbeispiele und die beigegebenen Schaulinien von Spannungen und Formänderungen erleichtern und zur Beherrschung des vorliegenden Spannungsproblems und damit zur Ausnutzung der damit verbundenen wirtschaftlichen Möglichkeiten führen. Für diese Förderung schuldet die Eisenbetonindustrie Herrn Marcus Dank. Das Buch wird in Kürze zu dem Werkzeug des wissenschaftlich interessierten im Eisenbetonbau tätigen Ingenieurs gehören und kann jedem zur intensiven Bearbeitung aufs beste empfohlen werden.

Beyer.

Hundert Jahre Architekten-Verein zu Berlin 1824—1924.
Verlag von Wilh. Ernst & Sohn, Berlin 1924. Preis geb. in Pappband 7,50 GM.

Anlässlich seiner Hundertjahr-Jubelfeier hat der Berliner Architekten-Verein eine Fest- und Erinnerungsschrift herausgegeben, die

neben dem geschichtlichen Werdegang des um die Entwicklung der Baukunst hochverdienten Vereins wertvolle, vorwiegend geschichtliche Beiträge aus den vergangenen Jahrhunderten, und zwar aus dem Hochbau- und dem Bauingenieurwesen bietet. Von letzteren sind besonders erwähnenswert: Der Wasserbau in Norddeutschland 1824 bis 1924 (von Geh. Oberbaurat A. Brandt), Verkehrswirtschaft und Verkehrsmittel Deutschlands seit 1900 (von Staatssekretär Kumbier und Dr. Baumann), Das Verkehrswesen von Groß-Berlin seit 1824 (von Geh. Baurat Dr. Wittig), Der Städtebau von heute (von Geh. Oberbaurat Dr. Stübgen), Berliner Hallen- und Dachkonstruktionen (von Reg.-Baumstr. a. D. Dr.-Ing. Sonntag), Die Berliner Häfen (von Geh. Baurat, Stadtbaurat a. D. Dr. Krause), Die Märkischen Wasserstraßen (von Wasserbaudirektor Dr. Lindner), Die Brückenbaukunst, besonders in Berlin und Umgebung (von Kgl. Baurat, Privatdoz., berat. Ing. K. Bernhard), Straßenbrücken über städtische Wasserstraßen bei geringer Bauhöhe (von Reg.-Baurat Dr. Herbst), Der Eisenbahnbau (von Geh. Oberbaurat Mellin) und Die Sicherung des Berliner Bahnverkehrs (von Reg.-Baumstr. a. D. W. Becker). Schon diese kurze Zusammenstellung läßt erkennen, welche Fundgrube für Vertiefung seiner Kenntnisse hier einem jeden Bauingenieur geboten wird, und das um so mehr, als alle einzelnen Aufsätze aus erstklassiger Sachkenntnis heraus von den berufensten Fachvertretern geschrieben sind und somit eine Menge von Können und Wissen in sich schließen, das hier in zusammengefaßter Form geboten wird, meist zudem durch klare Abbildungen eine besondere Erläuterung findet. Recht wertvoll ist auch das Verzeichnis der an den Schinkelfesten seit 1846 gehaltenen Vorträge und der Literaturstellen, an der ihre Veröffentlichungen stattgefunden haben; nicht minder interessant dürfte für viele auch das Verzeichnis der Schinkelaufgaben und der Sieger im Schinkel-preiswettbewerb sein, für Bauingenieure mit dem Jahre 1857 beginnend.

Allen Fachgenossen sei das Werk auf das wärmste zum Studium empfohlen; einem jeden vermag es viel zu bieten! M. F.

Hochschulkalender der Natur- und Ingenieur-Wissenschaften einschl. Grenzgebiete. Herausgegeben von H. Degen, Dr.-Ing. Harm, Dr. Scharf. Wintersemester 1924. Leipzig-Berlin. Verlag Chemie G. m. b. H. und VDI-Verlag (VIII, 517 S.) 16°. Steif broschiert. 4.— Rm.

Pünktlich zum Semesterbeginn ist die „Winterausgabe“ des neuen „Hochschulkalenders der Natur- und Ingenieur-Wissenschaften“ erschienen.

Die neue Ausgabe weist gegenüber der vorigen insbesondere dadurch einen ganz wesentlichen Fortschritt auf, daß außer den Universitäten, technischen und landwirtschaftlichen Hochschulen Deutschlands und Deutsch-Österreichs auch die gleichartigen deutschen Institute der Schweiz und der Tschechoslowakei berücksichtigt worden sind. Die Bedeutung der Erweiterung des Programms geht rein äußerlich schon aus dem Zuwachs hervor, den der neue „Hochschulkalender“ an Seitenzahlen zu verzeichnen hat; jetzt 517 Seiten gegen 352 Seiten der vorigen Ausgabe.

Auch das ebenfalls stark vergrößerte alphabetische Verzeichnis der gesamten Dozenten — rd 3000 — hat Verbesserungen erfahren. So ist z. B. überall der nicht wesentliche Unterschied zwischen der ordentlichen und außerordentlichen Professur gemacht worden.

So wird auch die neue Ausgabe des „Hochschulkalenders“ industriellen Ingenieuren, Chemikern, den wissenschaftlichen Bibliotheken, denjenigen Behörden, die mit der Wissenschaft und der Industrie zu tun haben, im In- und Auslande als brauchbares Handwerkszeug und Nachschlagewerk willkommen sein. E. P.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Sommerstr. 4 a.

Ortsgruppe Brandenburg.

Die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen veranstaltet zurzeit im Rahmen des Außeninstituts der Technischen Hochschule zu Berlin eine Vortragsreihe über „Neuerungen im Eisenbau“. Den ersten Vortrag hielt am 26. Januar 1925 an Stelle des im letzten Augenblick verhinderten Herrn Dipl.-Ing. Rein vom Deutschen Eisenbauverband Herr Reg. Bmstr. Eisner über „Nomographie im Eisenbau“. Der Vortragende führte etwa folgendes aus:

Der Ingenieur denkt anschaulich; seine Sprache ist die Zeichnung. In der Nomographie ist jedoch mit „Zeichnung“ ein besonderer, neuartiger Begriff zu verbinden: sie stellt hier nicht Konstruktionsformen dar, die die Form eines beliebigen Gegenstandes starr festlegen, sondern die dargestellten geraden oder krummen Linien vermitteln die Messung eines veränderlichen Vorganges. Sie messen diejenigen Faktoren, die den Ablauf des Vorganges beeinflussen und sind entweder wie Höhen-schichtlinien einer Landkarte beziffert oder wie Maßstäbe mit regelmäßigen oder ungleichmäßigen Teilungen versehen; sie werden durch bewegliche Lineale oder verbindende gerade Linien oder ähnliches

in Beziehung zueinander gebracht. Jeder Lage des beweglichen Ablesungsinstrumentes entspricht ein bestimmter Zustand, seiner Bewegung eine wechselnde Zustandsfolge. Die Zeichnung ist sonach nicht mehr starr, sie gewinnt Leben. Aber darüber hinaus ist es zweckmäßig, sich die gesamte Zeichnung auf einer elastischen Haut ausgebreitet zu denken, die sich in allen Richtungen beliebig so verzerren läßt, daß z. B. krumme Linien gerade gestreckt werden können und daß in einzelnen Bereichen der Zeichnung, wo man es gerade haben will, durch Maßstabvergrößerung die Genauigkeit beliebig verstärkt werden kann. Auf diese Weise läßt sich im allgemeinen ein Nomogramm jedem gewünschten Zweck anpassen; die äußere Erscheinungsform scheint oft bei flüchtiger Betrachtung eine gänzlich andere geworden zu sein, aber der innere Gehalt, die zwischen den Größen bestehende Beziehung (die geometrische Zuordnung) ist trotzdem die gleiche geblieben. Die Anwendung der Nomographie ermöglicht häufig die Auffindung wirtschaftlichster Lösungen und erspart Zeit und Material.

Diese allgemeinen Ausführungen wurden zunächst durch Beispiele fertiger Tafeln aus den vier Untergebieten des Eisenbaues belegt: 1. Montage (Förderleistung von Kabelkranen; von Dyckerhoff

& Widmann angewandt beim Bau der Breslauer Jahrhunderthalle); 2. Betrieb (Arbeitsaufwand beim Bohren von Löchern in Bleche, Arbeitsleistungsdiagramme); 3. Konstruktionsbüro (Arbeits- und Zeitersparnis bei der Knickrechnung nach den neuen Reichsbahnvorschriften; weder Trägheitsradius i noch die Größe $\frac{1}{i}$ braucht ausgerechnet zu werden; die Knickzahl wird auch für verschiedene zulässige Spannungen unmittelbar erhalten!); 4. Kaufm. Büro und Kalkulation (Beispiel aus der Inflationszeit bei schwankenden Löhnen, Materialpreisen, Unkosten und Gewinnanteilen). Die erwähnten allgemeinen Gesichtspunkte wurden bei den nun folgenden Lichtbildern immer wieder betont und von allen Seiten her beleuchtet; der Vortragende wies hierbei darauf hin, daß das Nomogramm einfach und bequem im Gebrauch sein soll. Es ist wichtig hervorzuheben, daß die dargestellte Beziehung sowohl durch eine Formel festgelegt, als auch vollständig empirisch sein kann, wie z. B. bei der Bohrleistung. Einzelheiten findet man im „Bauingenieur 1923, Heft 19/20“. Die einfache Form und Genauigkeit der gezeigten Tafeln war oft nur durch Verzerrung erzielt. Eine interessante neue Tafelart ist die gemeinsam mit Dr. Kretschmer entworfene Eisenbetontafel, die in „Beton und Eisen“ erscheinen wird. Zum Schluß wurde ein Nomogramm zur bequemen Dachpfeifenberechnung gezeigt, erscheint demnächst im „Bauingenieur“, und einige neuere Arbeiten von Worch zur Erleichterung bei Berechnungen statisch unbestimmter Systeme, von Böhrig für Knickrechnungen u. a. wurden erläutert.

Im Verlauf der dem Vortrage folgenden kurzen Aussprache wurde angeregt, daß sich die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen der Herausgabe nomographischer Tafeln annehmen möchte.

Am zweiten Vortragsabend am 2. Februar sprach Herr Direktor Erlinghagen von der Friedrich Alfred-Hütte, Rheinhausen, „Zur Geschichte des Werkstoffes für Eisenbauten und über die neueren Bestrebungen betreffs Verwendung eines hochwertigen Baustahles“. Der Vortragende brachte einen interessanten Abriss der Geschichte des Brückenbaues und zeigte hierbei zahlreiche Lichtbilder. Bereits im Jahre 1779 wurde in England die erste gußeiserne Brücke von 31 m Stützweite gebaut, die noch heute benutzt wird, Deutschland folgte 1796 mit der Brücke über das Striegauer Wasser der Kgl. Eisenhüttenwerke Malapane. In seiner Entwicklung war der Eisenbau eng verknüpft mit der Geschichte seines Werkstoffes, so wurde das Gußeisen infolge der Herstellung von schmiedbarem Eisen und Walzeisen verdrängt, in England etwa um 1830, auf dem Festland um 1850 herum. Der in der zweiten Hälfte des 19. Jahrhunderts hergestellte „sauer“ Bessemer- und Siemens-Martin-Stahl wurde bei uns nur für drei Straßenbrücken in Königsberg angewandt; aus ihm ist aber die berühmte Firth of Forth-Brücke mit 518 m Stützweite errichtet worden. In neuerer Zeit war man dazu übergegangen, für den Brückenbau sehr hochwertige Stahlsorten zu erstreben (die große Straßenbrücke in Köln ist aus Nickelstahl erbaut), und ganz besonders nachdem unsere Ruhrindustrie den schweren Schlag durch feindlichen Überfall einigermaßen überwunden hatte, fanden die Bestrebungen ihren Ausdruck in den Normungsverhandlungen vom Mai 1924, bei welchen die zahlreichen bislang hervorgebrachten verschiedenen Sorten von Baustählen auf vier Güten zurückgeführt wurden. Das deutsche Eisenhüttenwesen wird künftig mehr und mehr auf die Erzeugung von Thomasstahl angewiesen sein, da die für das Siemens-Martin-Verfahren erforderlichen Schrottmassen für die Dauer nicht in genügenden Mengen zur Verfügung stehen dürften; mit Rücksicht hierauf wurde bei den erwähnten Verhandlungen die Normalgüte mit 37 bis 45 kg/mm² Festigkeit der fabrikationsüblichen Thomasstahlgüte entsprechend begrenzt. Die außerdem normierten und im Vergleich zu früher besseren Baustähle haben 42 bis 50 und 44 bis 52 kg/mm² Bruchfestigkeit; sie werden aber wohl hauptsächlich dem Brückenbau dienen, da die im Hochbau auftretenden Schwierigkeiten ihre Anwendung unwirtschaftlich machen können, nämlich hohe Zug- und Druckfestigkeiten bei Vorhandensein von Biegebungsbeanspruchungen nicht ausgenutzt werden. Es ist gesagt worden, daß der deutsche Eisenbau einem Wendepunkt seiner Geschichte entgegengehe, wie in den 80iger Jahren des vorigen Jahrhunderts beim Übergang zum Flußstahl. Da aber heute dieses Gebiet wie so manches andere im Gären begriffen ist, konnten auch die Verhandlungen des letzten Mai keine Klärung bringen; die Frage eines allgemein brauchbaren hochwertigen Werkstoffes für den Eisenbau liegt noch in der Schwebe; es ist jedoch zu hoffen, daß der Arbeitsmut unserer Ingenieure auch hier in der Welt vorangehen wird.

Den dritten Vortrag am 9. Februar hielt Herr Oberingenieur Becher von der M.-A.-N.-Gustavsburg über „Neuere Eisenwasserbauten auf dem Gebiete des Wehrbaues“. Es ist erst einige Jahrzehnte her, seit die Anwendung von Eisenkonstruktionen eine größere Rolle im Wehrbau spielt; nicht daß die technischen Voraussetzungen hierfür gefehlt hätten, es fehlten in Deutschland auf dem Gebiete des Wasserbaues die Aufgaben. Erst durch die Notwendigkeit, Großschiffahrtswege und Wasserkraftanlagen zu schaffen, wurden dem Eisenbau auch hier große Ziele gesteckt. Der deutsche Ingenieur mußte sich fast sprunghaft auf den Großwehrbau umstellen. Eisen-

1) Wird im Jahrbuch der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen veröffentlicht.

konstrukteure glauben häufig, daß es sich grundsätzlich um die gleichen Bedingungen handle, ob man eine Brücke von gewisser Stützweite, Fahrbahnbreite und Belastung oder ein Wehr von gleicher Lichtweite, Verschußhöhe und Wasserdruck zu berechnen hat. Dies trifft aber nur für gewisse Verhältnisse zu und läßt dann allerdings den Bau eines Wehres leichter erscheinen als den einer Brücke, da bei letzterem auch wandernde Lasten und Stöße zu berücksichtigen sind, während die konstruktive Ausbildung von großen Wehrverschlüssen in statischer Hinsicht keine Schwierigkeiten bereitet, sobald man die äußeren Kräfte kennt. Setzt man hingegen eine Schütze, eine Walze oder ein Segment in Bewegung, so ändern die rhythmisch pulsierenden Strömungen des Wassers das ganze Bild der Belastung. Der Wehrbau findet sich mit diesen Erscheinungen durch zweierlei Lösungen ab: entweder gibt man dem Verschlusskörper eine so große Festigkeit, daß er ohne weiteres auch diese Kräfte aufnehmen kann, oder man versucht den umgekehrten Weg zu gehen, indem man ihm eine solche Form verleiht, daß die hydrodynamischen Kräfte keinen großen Zusatz zu den statischen Kräften bedeuten. Der Vortragende gab mit Hilfe vieler Lichtbilder, die oft auch überaus schöne Naturaufnahmen boten, umfassendes Material zur Erläuterung der konstruktiven Grundregeln des Wehrbaues wie für die Überwindung besonderer Schwierigkeiten bei Geschiebeführung, Vereisung, Beflüßung der gestauten Flüsse (Abdichten durch Kästen, elektrische Heizung, Floßbahnen). Sowohl Schützenwie Walzenwehre haben bereits bedeutende Ausmaße erreicht; das in bezug auf die Staufläche größte Walzenwehr befindet sich in Norwegen und hat eine Lichtweite von 45 m, eine Höhe von 6,5 m. Näher auf die Ausbildung von Segmentwehren einzugehen, war dem Vortragenden wegen der Kürze der Zeit leider nicht mehr möglich.

Wir sind heute leider noch nicht in der Lage, die im Wehrbau maßgebenden Kräfte, welche namentlich von den Überfallsformen des Wassers abhängen, mathematisch einigermaßen genau zu erfassen, und bleiben daher auf den Versuch angewiesen. Wir wünschen aber, bald über die empirischen Werte hinwegzukommen, und hoffen, daß unsere deutschen Wasserbauversuchsanstalten an den Technischen Hochschulen Entscheidendes zur Lösung der vorliegenden Probleme leisten werden. Auf die Bemerkung des Herrn Dr. Herbst nach dem Vortrage, daß neben dem Walzenwehr das Segmentwehr als starker Konkurrent auftrete, antwortete der Vortragende: Das Segmentwehr ist ein System, das sich den hydrodynamischen Wirkungen sehr leicht gewachsen zeigt und wenig Schwierigkeiten machen wird; soll es aber ganz herausgehoben werden können, so muß es einen hohen Drehpunkt haben, d. h. die Kräfte greifen sehr hoch an und müssen durch Verankerung wieder hinabgeführt werden.

Über den am 16. Februar stattfindenden Vortrag des Herrn Oberingenieur Schellewald von der Brückenbauanstalt C. H. Jucho, Dortmund, „Neuere Montagethoden im Eisenbau“ werden wir seiner Zeit berichten.

Ortsgruppe Mannheim-Ludwigshafen.

Am 21. Januar d. J. hielt Herr Dr. Zimmermann ein Referat über „Hochwertige Zemente“ und führte folgendes aus, daß die Entwicklung der Zementindustrie im wesentlichen zur Fabrikation von drei verschiedenen Qualitätsklassen hydraulischer Zemente geführt hat, den gewöhnlichen Portlandzementen, den hochwertigen Zementen und den besonders hochwertigen Spezialzementen.

Die hochwertigen Zemente entsprechen ihrem chemischen Charakter nach den Portlandzementen und werden auch nach der für Portlandzement üblichen Fabrikationsweise hergestellt, mit dem einzigen Unterschied einer sorgfältigeren Aufbereitung des Rohmehls, zuverlässigerer Überwachung der Brenntemperatur und bestmöglicher Vermahlung des Klinkers. Die zurzeit im Handel befindlichen deutschen, hochwertigen Portlandzemente erreichen nicht nur die Güte entsprechender Auslandsprodukte, sondern übertreffen dieselben bereits vielfach.

Der Hauptvertreter der besonders hochwertigen Spezialzemente ist der französische Schmelzzement oder Tonerdezement, welcher neuerdings auch in Deutschland hergestellt wird, soweit es die zur Verfügung stehenden Rohmaterialien zulassen. Die bautechnisch wichtigen Eigenschaften dieses Schmelzzementes, durch welche er allen noch so hochwertigen hydraulischen Bindemitteln anderer Art überlegen erscheint, ist seine hervorragende Beständigkeit gegenüber sulfathaltigem Wasser. Diese beruht auf seiner eigenartigen chemischen Zusammensetzung und Fabrikationsweise, die hinlänglich bekannt sind.

Die Verwendung der hochwertigen Zemente beschränkt sich auf Fälle, welche eine richtige konstruktive Ausnutzung der wertvollen Eigenschaften zulassen. Von besonderem Wert sind die hohen Anfangsfestigkeiten, welche durch frühzeitiges Ausschalen Ersparnisse ermöglichen, die die geringen Mehrkosten für den Zement bei weitem aufwiegen. Für Bauten in sulfathaltigem Wasser dürfte der allerdings teure Schmelzzement das gegebene Baumaterial sein.

Bauausführungen mit hochwertigem Zement sind in Deutschland bereits zahlreich vorhanden. Sie erweisen die Überlegenheit des neuen Baumaterials aufs Beste.

Der Vortrag wurde mit Rücksicht auf das allseitig rege Interesse, das ihm entgegengebracht wurde und wegen der tadellosen Durchführung selbst, mit größtem Beifall aufgenommen.