

DIE BAUTECHNIK

16. Jahrgang

BERLIN, 15. April 1938

Heft 16

Alle Rechte vorbehalten.

Die Arbeiten der Reichswasserstraßenverwaltung im Jahre 1937.

Von Ministerialdirektor Dr.-Ing. chr. Gährs.

(Fortsetzung aus Heft 12.)

Der Elbe-Lübeck-Kanal.

Die Durchfahrt durch den Elbe-Lübeck-Kanal wurde bisher stark behindert durch die lange Schleusungszeit an der Endschleuse an der Elbe bei Lauenburg. Diese Verzögerung wiederum war begründet in den besonders ungünstigen Verhältnissen im unteren Schleusenvorhafen. Zur Beschleunigung des Verkehrs ist eine Bugsierbarkasse in Dienst gestellt worden.

Die Klappstore der Kanalschleusen, die bisher starr unter Wasser gelagert waren, sind durch Einbau federnder Lagergestänge gegen unzulässige Spannungen und etwaigen Bruch der Lagerachsen beim Eintreiben sperriger Gegenstände zwischen Tor und Anschlag gesichert worden.

Mittellandkanal.

Die Kanalstrecke von Westen her bis an die Elbe ist im Jahre 1937 bis auf unbedeutende Restarbeiten fertiggestellt worden³⁾.

Durch ein neuerrichtetes Kanalbauamt II in Braunschweig wurde der Plan zum Bau eines Stichkanals aufgestellt, der zwischen Sophienthal und Bortfeld vom Mittellandkanal abzweigt und in südlicher Richtung östlich des Auetals bis Hallendorf führt. Er soll zur Beförderung von Kohlen, Grubenbedarf usw. für die von den Reichswerken „Hermann Göring“ bei Bleckenstedt und Salzgitter auszuführenden Hütten- und Bergwerksanlagen dienen. Der Stichkanal wird aus drei Kanalhaltungen bestehen, die durch zwei Gruppen von je zwei Schleppzugschleusen von 9 m Gefälle getrennt sind.

Die 1933 begonnenen Arbeiten zur Sicherung der gefährdeten Böschungen im tiefen Einschnitt bei Wenden wurden planmäßig fortgesetzt⁴⁾. Außer dem Einpressen von Zement in die Spalten und Klüfte des anstehenden Tones und die Gleitflächen des überlagernden Geschiebemergels wurden örtliche Abgrabungen infolge einzelner immer noch auftretender Rutschungen erforderlich. Dabei wurden die neu hergestellten Böschungen sowohl im Deckgebirge als auch in dem darunterliegenden Kreideton durchweg auf etwa 1:3 abgeflacht. Die abgeflachten Böschungen wurden durch Steinrigolen und Betonschalenrinnen ausgiebig entwässert. Die Arbeiten sind noch im Gange. — Östlich der Eisenbahnbrücke Gifhorn—Braunschweig bei Meinholz traf im Frühjahr 1937 auf der Nordseite des Kanals eine Rutschung der hier mit Neigungen 1:1,5 ausgeführten Kanalböschung ein (Abb. 51). Der abgerutschte Boden — rd. 75 000 m³ —

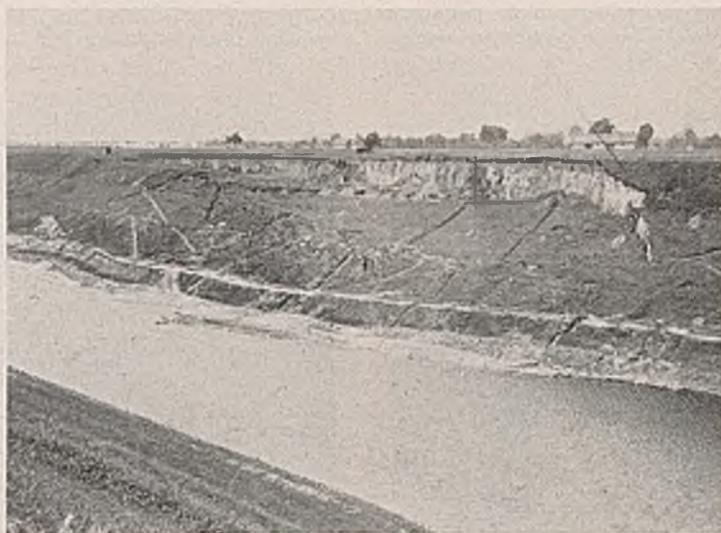


Abb. 51. Rutschung bei Meinholz am Mittellandkanal.

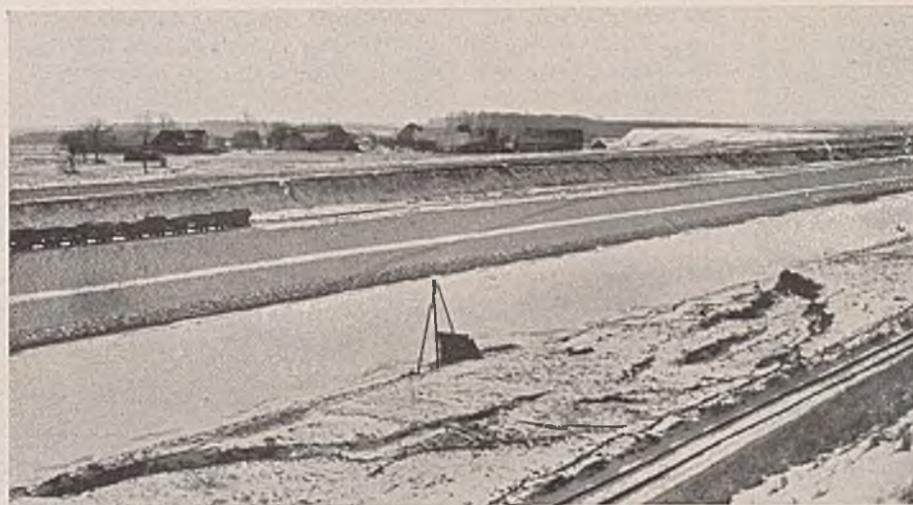


Abb. 52. Rutschung bei Wedelheine am Mittellandkanal.

hatte sich dabei bis in das eigentliche Kanalbett vorgeschoben. Die Böschungen wurden auch an dieser Stelle in der Neigung 1:3 abgeflacht.

Im Februar 1931 war die seinerzeit mit einer Neigung von 1:1 1/2 hergestellte Kanalböschung auf der Nordseite des Kanals westlich Wedelheine innerhalb der Strecke von etwa Kanal-km 229,817 bis 229,972 gerutscht. Durch die rd. 6400 m³ abgerutschten Bodenmassen war die Schiffahrtrinne auf 150 m Länge zum Teil erheblich eingeeengt worden, aber der verbliebene Wasserquerschnitt reichte für die Durchfahrt der vereinzelt, mit Baustoffen für den Kanalbau beladenen Kähne aus (Abb. 52). Die Rutschmassen konnten daher zur Prüfung, ob nach der Bodenbewegung wieder vollkommene Ruhe eingetreten ist, unberührt liegen gelassen werden. Nachdem sich im Rutschgebiet 6 1/2 Jahre lang keine Veränderung gezeigt hatte, wurden die Arbeiten zur Beseitigung der Rutschmassen Ende August 1937 begonnen. Die neue Böschung oberhalb des Leinpfades, die im Bänder-ton liegt, wird bis zum landseitigen Ende der Rutschung, d. i. auf NN + 69,39 m, auf 1:6 abgeflacht, da frühere Berechnungen für ganz ähnlichen Tonboden eine solche Neigung ergeben haben. Oberhalb NN + 69,39 m bis zur Geländeober-

fläche erhält die Böschung zur Entlastung des unterhalb gelegenen Kanalufers eine Neigung 1:3.

Der Bau der Doppelschleppzugschleuse bei Sülfeld (Abb. 53) konnte planmäßig weitergeführt werden. Im Frühjahr waren die Betonarbeiten und im Sommer die Erdarbeiten beendet. Nach einer ersten Probefüllung der Südschleuse und ihrer Sparbecken im Frühjahr wurde im November 1937 eine umfassende Erprobung der maschinellen und elektrischen Antriebs- und selbsttätigen Steuerungsvorrichtungen für Tore, Umlaufverschlüsse, Fernmelde- und Signalanzeiger einschl. der Verblockungen und Verriegelungen vorgenommen, und die ruhige Lage der Schiffe in der Kammer durch Messungen der Trossenkräfte, Wellenhöhen usw. überprüft. Die durch die Rohstoffknappheit verzögerten elektrischen Einrichtungsarbeiten gehen inzwischen weiter und werden bei der Nordschleuse erst zu Anfang des Jahres 1938 beendet sein. Das Pumpwerk mit sämtlichen Nebenanlagen und den Rohrleitungen ist fertiggestellt und bereits in Betrieb genommen worden.

In der unteren Haltung östlich der Schleusen Sülfeld wurde der Düker der Mühlenriede fertiggestellt. Das Dükeroberhaupt dient gleichzeitig als Einlaßbauwerk für die Aufnahme des Hochwassers der Mühlenriede in den Kanal. Westlich dieses Dükers wurde das Auslaßbauwerk fertiggestellt, das in Notfällen zur Entlastung des Kanals dienen soll, falls eine Ableitung des in den Kanal aufgenommenen Mühlenriedehochwassers nach der Elbe zu nicht möglich ist.

³⁾ vgl. den Aufsatz von Elbstrombaudirektor Dr.-Ing. Petzel, „Mittellandkanal und Elbe“ in Bautechn. 1937, Heft 20.

⁴⁾ Vgl. Sartorius u. Dr. Kirchhoff, „Die Böschungsrutschungen in Wenden“, Bautechn. 1936, Heft 51.



Abb. 53. Schleusen Sülfeld. Blick vom Unterhaupt der Südschleuse über die Gesamtanlage.

Die untere Kanalhaltung, die zu Beginn des Jahres noch durch mehrere Trenndämme und Trennschütten in einzelne Abschnitte geteilt war, ist im Frühjahr zu einem zusammenhängenden Becken verbunden worden und konnte im Spätsommer bereits ihrem Nebenzweck als Vorfluter für das rd. 30 000 ha große Drömlingsgebiet, das bisher stark unter dem völlig unzureichenden Hochwasserablenkungsvermögen

der Hafengesellschaft der Gleisanschluß an die Reichsbahn fertiggestellt und ein Portaldrehkran aufgestellt worden.

Für die Kanalbrücke über die Elbe ist das östliche Endwiderlager bis auf den Einbau des Sicherheitstores fertiggestellt; es enthält rund 15 000 m³ Beton (Abb. 54). Auf dem westlichen Vorlande der Elbe ist die Baustelleneinrichtung für den Bau der 700 m langen Flutbrücke

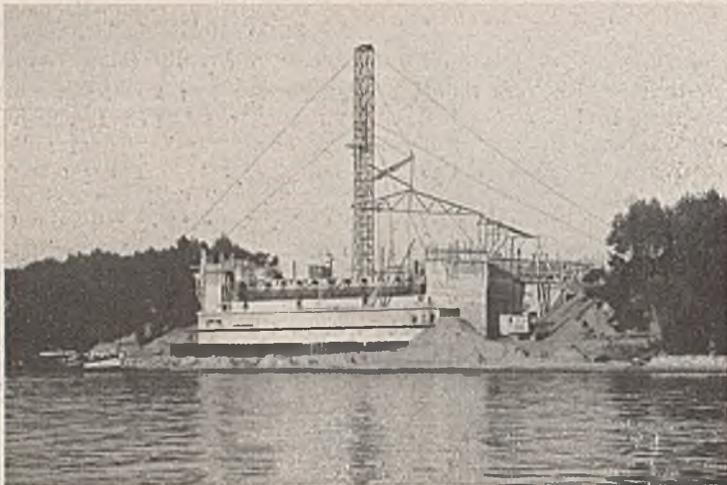


Abb. 54. Östliches Widerlager der Kanalbrücke über die Elbe.

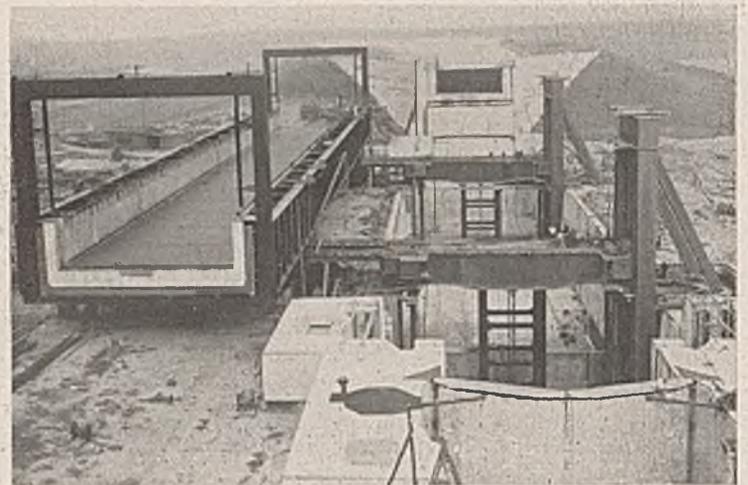


Abb. 56. Schiffshebewerk Rothensee. Vorschleben des Schiffstroges.

der Aller und der Ohre litt, dienen. Die zu diesem Zweck eingebauten Hochwassereinlässe wurden geöffnet und 24 000 000 m³ Wassermassen, die sonst die Ernte vernichtet hätten, durch den Mittellandkanal bis zur Elbe geleitet. Ein Teil der Wassermengen wurde durch das Pumpwerk bei Sülfeld in die Scheitelhaltung gehoben, da die Kanalentlastung an der Elbe noch nicht voll benutzbar war. Auf diese Weise konnte ein erheblicher Teil des Ernteertrags im Gebiete der oberen Aller für die deutsche Volkswirtschaft gerettet werden.

Am Hafen Neuhaldensleben ist durch

(20 Öffnungen mit Dreigelenkbogenscheiben von je 30 m Lichtweite, rd. 90 000 m³ Beton und Eisenbeton) einschließlich der Anlagen für die Gewinnung und Aufbereitung von Betonkies fertiggestellt; außerdem sind die ersten Pfeiler der Flutbrücke vollendet, so daß im Frühjahr 1938 mit der Ausführung der ersten Brückenbogen begonnen werden kann.

Vom Schiffshebewerk Rothensee wurden die beiden Schwimmer, die auf ihnen stehenden Traggerüste und die vier Führungsgerüste aufgestellt. Die Trogbrücke mit Trog wurde seitlich der Trogkammer zusammengebaut und dann auf die Traggerüste übergeschoben. Die vier Spindeln und Muttern wurden fertiggestellt und zwei Spindeln eingehängt. Der übrige Stahlbau wurde im Werk fertiggestellt, ebenso die Maschinenanlagen. Mit dem Anschluß des Hebewerks an das Unterwasser wurde begonnen. Abb. 55 zeigt den Schwimmer, vorn fertig, im Hintergrunde den anderen Schwimmer im Bau. — Abb. 56 zeigt den Trog während des Vorschlebens, Blick nach dem Oberwasser.

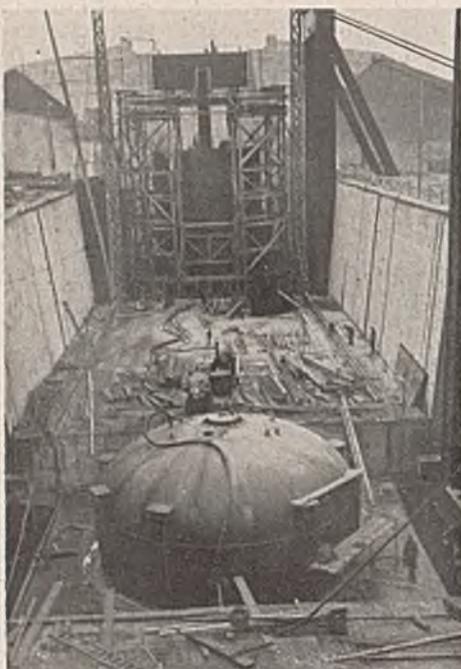


Abb. 55. Schiffshebewerk Rothensee. Vorn fertiger Schwimmer, im Hintergrunde der zweite Schwimmer im Bau.



Abb. 57. Doppelhebewerk Hohenwarte. Gesamtanlage mit den Fördertürmen.

Am Hebewerk Hohenwarte wurden die Arbeiten für den Bau der Schwimmerschächte fortgesetzt. Sämtliche vier Schächte sind in ihrem Ausbau fertiggestellt. Die Frostmauer um die beiden ersten Schächte ist bereits wieder aufgetaut.

Abb. 57 zeigt die Gesamtanlage mit den Fördertürmen.

Abb. 58 zeigt den zur Abnahme im Werk aufgebauten gußeisernen Kuppelboden der Schachtauskleidung.

Die Schleuse Niegripp ist bis auf die Tore und Rollkeilvorschütze fertiggestellt. Diese Teile sind im Werk größtenteils versandfertig.

Abb. 59 gibt den Blick auf das Binnenhaupt mit der Straßenbrücke wieder.

Mit dem Aushub des Außenhafens der Schleuse Niegripp ist begonnen. Die Kanalstrecke zwischen der Schleuse Niegripp und der Einmündung in den Ihlekanal bei Burg ist fertiggestellt.

Von der Siedlung für die Betriebsangehörigen für das Doppelhebewerk Hohenwarte und die Schleuse Niegripp sind drei Doppelhäuser fertiggestellt, zwei weitere sind in Angriff genommen.

Abb. 60 zeigt eines dieser Doppelhäuser.

Südflügel des Mittellandkanals.

Am Elster-Saale-Kanal wurden die angefangenen großen Erdarbeitslose zu Ende geführt, so daß nunmehr im wesentlichen nur noch die im Zusammenhang mit der Schleusentreppe Wüsteneutzsch stehenden Kanalarbeiten bis zur Mündung in die Saale zu bewältigen bleiben (rund 1,2 Mill. m³). Mit dem Einbau der Tondichtung in die Dammstrecken wurde begonnen.

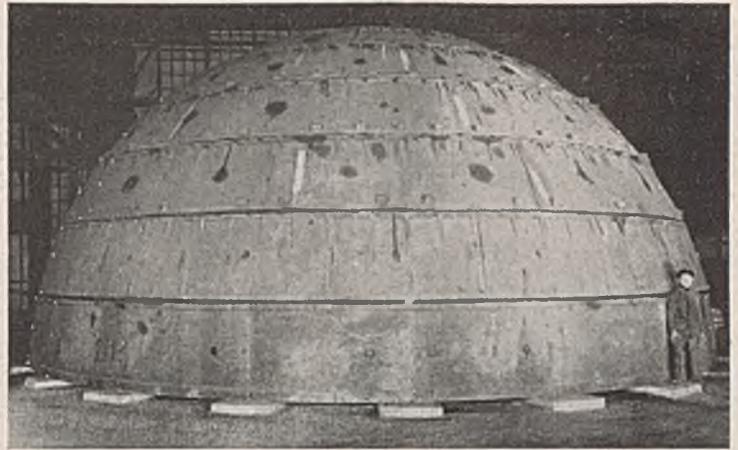


Abb. 58. Doppelhebewerk Hohenwarte. Gußeiserner Kuppelboden der Schachtauskleidung.

genannten Brücke sind begonnen. Beide Überbauten werden als Zweigelenkbogen mit Zugband von 70 m Stützweite elektrisch geschweißt. Unterhalb von Merseburg wurde der rd. 3 km lange Durchstich bei Schkopau in Angriff genommen. Die Widerlager der hier neu zu

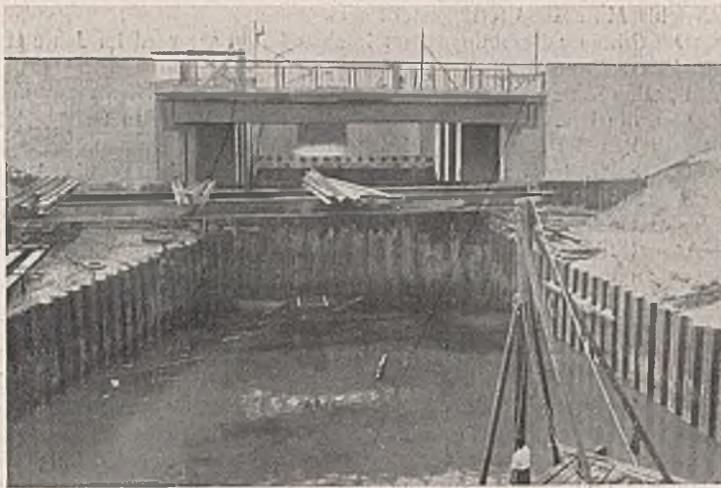


Abb. 59. Schleuse Niegripp. Blick auf das Binnenhaupt mit Straßenbrücke.



Abb. 60. Doppelhaus für Betriebsangehörige der Schleuse Niegripp.

Die Brücke bei Rückmarsdorf im Zuge der Reichsstraße Leipzig—Merseburg, die als Zubringerstraße für die Reichsautobahn Berlin—München von besonderer Bedeutung ist, wurde im August dem Verkehr übergeben. Abb. 61 zeigt das Brückenbauwerk mit den rd. 74 m langen und 5,50 m hohen Blechträgern, die in St 52 ausgeführt sind. An sonstigen nennenswerten Bauwerken wurden die beiden Sperrtore hergestellt. Die Verschlusskörper sind Viergurtenschütze von 28 m Lichtweite, bei denen die Stauwände und die Fachwerkträger vollständig geschweißt sind.

An der Saale wurden im Bauabschnitt des Kanalbauamts Merseburg die Restarbeiten des rd. 3,5 km langen Umgehungskanals bei Merseburg fertiggestellt (Abb. 62). Mit dem Bau der Schleuse Merseburg wurde begonnen. Die Widerlager der beiden Straßenbrücken über die untere Haltung des Umgehungskanals im Zuge der Reichsstraße Merseburg—Leipzig und für den Verbindungsweg nach dem Dorf Meuschau wurden fertiggestellt. Die Werkstattarbeiten für den Stahlüberbau der erst-

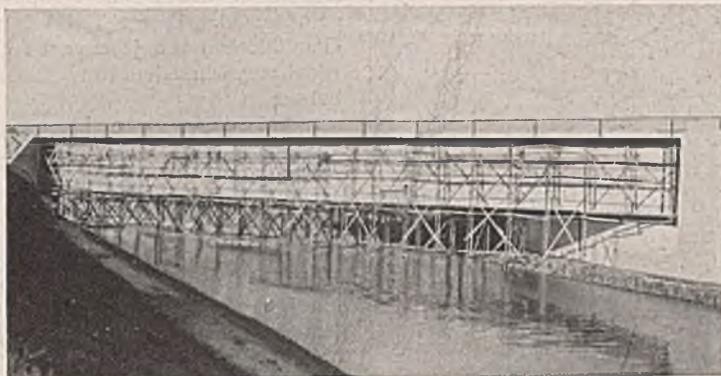


Abb. 61. Straßenbrücke bei Rückmarsdorf.

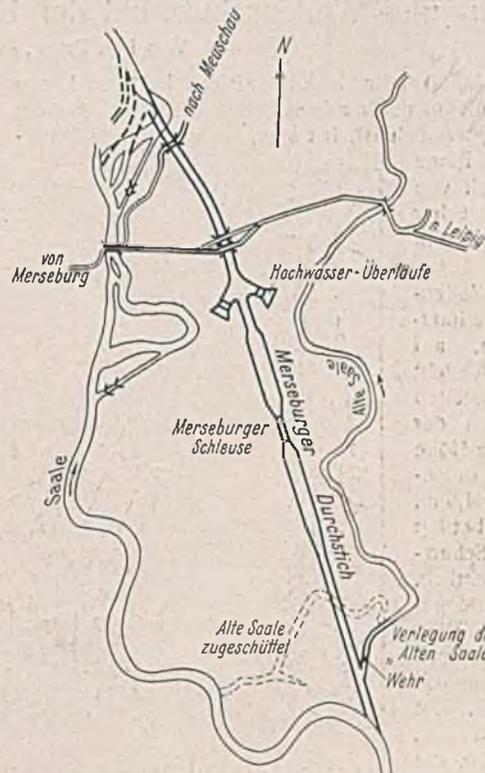


Abb. 62. Saaledurchstich bei Merseburg.

erbauenden Reichsbahnbrücke über die Saale im Zuge der Strecke Halle—Merseburg (Stützweite 79 m) wurden fertiggestellt. Die Erdarbeiten für die zugehörige Reichsbahnverlegung sind im Gange. Für die Reichsstraßenbrücke Halle—Merseburg über die Saale nördlich von Schkopau ist im Oktober mit dem Aufstellen des Stahlüberbaues (verstärkter Stabbogen von 80,60 m Stützweite) begonnen worden.

Im Bauamtsbezirk Halle wurden die Arbeiten zur Beseitigung der Felsrutschung im oberen Vorhafen der neuen Schleuse bei Rothenburg (Saale) fortgeführt.

Wegen Mangels an freien Arbeitern wurden etwa 160 Straßengefangene mit eingesetzt, die auf der Baustelle in einem Barackenlager untergebracht sind. Ihre Leistungen sind befriedigend. Im letzten

Winter und Frühjahr sind infolge von Niederschlägen noch weitere Felsmassen ins Rutschen gekommen; es ist aber zu erwarten, daß nach ihrer Beseitigung die Rutschgefahr im wesentlichen behoben sein wird. Die rd. 70 m hohe Böschung erhält an der Rutschstelle keine einheitliche Neigung, sondern wird im allgemeinen der Gleitfläche der Rutschung, soweit sie zu erkennen ist, angepaßt und außerdem durch eine größere



Abb. 63. Schleusendurchstich Rothenburg. Blick vom rechten Saaleufer auf das Rutschgebiet.



Abb. 64. Baustelle der Saaletalsperre bei Hohenwarte, August 1937.

Anzahl breiter Bermen, auf denen später etwa noch anfallende Rutschmassen abgelagert und nötigenfalls abbefördert werden können, unterbrochen. Abb. 63 läßt den Stand der Arbeiten im Oktober 1937 erkennen.

Neu in Angriff genommen wurden die Erdarbeiten für den Saaledurchstich bei Trebitz unterhalb Wettin und den Saaledurchstich bei Brucke oberhalb Rothenburg.

Für die Entscheidung über die Gründungsart der neuen Saaleschleusen im Umgehungs kanal Halle wurden eingehende Untersuchungen des Baugrundes durchgeführt.

Nachdem die Stahlmengen für die Hubtore der Schleuse Rothenburg im wesentlichen sichergestellt werden konnten, wurde mit den Arbeiten in der Werkstatt begonnen.

Der Bau des Schleusendurchstichs und der Schleuse Alsleben im Bezirke des Kanalbauamts Bernburg wurde im April 1937 in Angriff genommen. Die Schleusenbaugrube wurde bei offener Wasserhaltung ausgehoben. Der anstehende gemischtkörnige Kiessand kann für die Betonierungsarbeiten ohne besondere Aufbereitung verwendet werden. Die Schleuse wird auf tragfähigen Lettengründungen. Die Schleusenhäupter werden zur Zeit zwischen Spundwänden betoniert, während die Kammerwände als freistehende Schwergewichtsmauern ausgeführt werden sollen. Der untere Vorhafen ist zum Teil ausgehoben, an der Einfahrt zum oberen

Vorhafen ist eine Mole fertig betoniert. Die Bauarbeiten an der Schleuse sollen bis Mitte 1938 fertiggestellt sein.

Die Schleuse Bernburg ist im Rohbau fertig, sie wird im Jahre 1938 betriebsfertig werden.

Für den Schleusendurchstich Calbe sind die Erd- und Uferbefestigungsarbeiten, die Uferwand und die Molen im oberen Vorhafen fertiggestellt. Mit dem Bau der Schleuse wird demnächst begonnen werden.

Die Saaletalsperre am „Bleiloch“ konnte von Januar bis Anfang August 1937 im allgemeinen auf dem Stande der oberen Staullinie unterhalb des Hochwasserschutzraumes gefüllt gehalten werden. Vom 11. bis 20. August 1937 wurde Zuschußwasser für die Elbe bis zu 37 m³/sek abgegeben und dadurch erreicht, daß in der Elbe eine Tauchtiefe von mindestens 1,20 m unterhalb der Saalemündung bis Magdeburg gehalten werden konnte.

Der Bau der Sperrmauer für die Saaletalsperre bei Hohenwarte oberhalb Saalfeld ist in vollem Gange (Abb. 64). Zur Verhütung der Rissebildung während des Abbindens und Erhärtens wird der Beton durch eingebaute Rohre gekühlt, durch die Wasser hindurchgepumpt wird, dessen Temperatur nötigenfalls durch künstliche Kühlung dem gewünschten Grade der Abkühlung des abbindenden Betons angepaßt werden kann. (Fortsetzung folgt.)

Sturm- und Wellenschutz bei der Einfahrtrinne zum Hafen von Malmö.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Ing. Rang, Malmö (Schweden).

Die zum Hafen von Malmö leitende Einfahrtrinne hat eine Länge von etwa 1,5 km und verläuft in nordnordwestlicher Richtung. Da die vorherrschende Windrichtung westlich ist, hat man, um gesteigerte Sicherheit beim Durchfahren der Rinne zu erzielen, kürzlich westlich von ihr als Schutz einen Wellenbrecher mit einer Gesamtlänge von 600 m fertiggestellt (Abb. 1).

Der mittlere Teil des Wellenbrechers ist wie eine Betonschutzwand ausgestaltet worden, auf Steinkisten gebaut. Die Absicht ist, in Zukunft Land zum Aufstellen von Ölzisternen östlich von der Schutzwand zu schaffen. Die Höhe der Schutzwand über der durchschnittlichen Wasserfläche ist 4,5 m, die Breite der Steinkisten beträgt 5 m. Der Querschnitt der Schutzwand ist aus Abb. 2 u. 4 ersichtlich, die zeigen, wie die Luvsseite gebogen ausgeführt ist, um die Wellen zurückwerfen zu können und auch um bei einem etwaigen Eisgang das Eis zu heben und zu brechen. Die Bewehrung besteht, wie Abb. 3 zeigt, hauptsächlich aus Altschienen, die zugleich als geeignete Grundlage für die Formgebung dienen.

Zum Beton hat man 250 kg Zement je m³ verwendet, zum Mischen diente Seewasser, das einen wechselnden Salzgehalt von nicht über 1% hat. Man erhielt einen sehr guten Beton mit einer Druckfestigkeit nach 7 und 28 Tagen von durchschnittlich 141 bzw. 246 kg/cm².

Um das Unterspülen zu verhindern, ist vorn eine hölzerne Spundwand gerammt worden.

Der äußere Teil des Wellenbrechers besteht aus 7 m breiten Steinkisten, die auch aus 21/21 cm dicken Hölzern hergestellt und mit Abfallstein aus einem Kalkbruch gefüllt sind. Dieser Teil ist mit Granitblöcken von je etwa 1 t Gewicht, sog. Schrotstein von Bohuslän, belastet.

Auf die ganze Länge des Wellenbrechers ist auf dessen Außenseite eine Steinschüttung von solchen Blöcken gelegt (Abb. 2).

An seinem freien Ende ist der Wellenbrecher durch einen Molenkopf abgeschlossen, der wie ein Betonschwimmkasten mit Aufbau in Eisenbeton ausgeführt ist (Abb. 5). Der untere Teil des Schwimmkastens ist in sechs Fächer eingeteilt, und zwar durch radial-

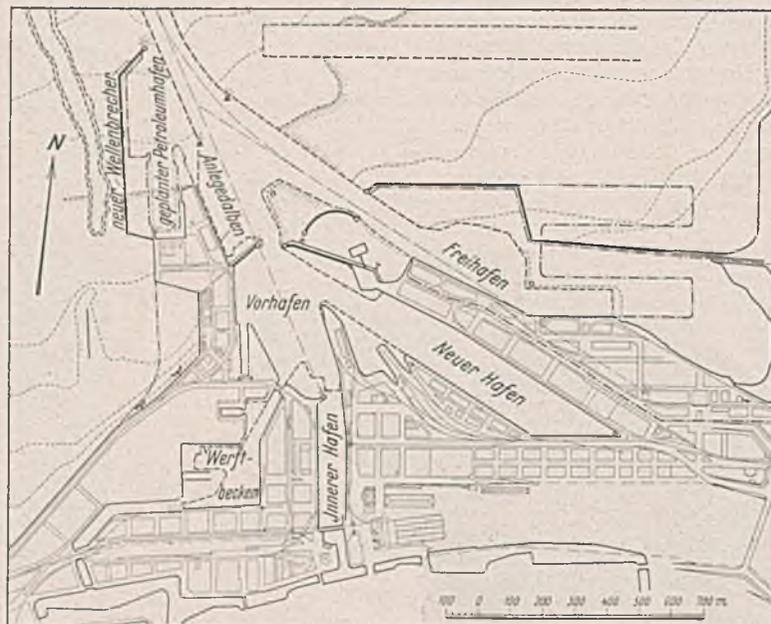


Abb. 1. Hafen von Malmö. Der westliche Teil mit dem neuen Wellenbrecher.

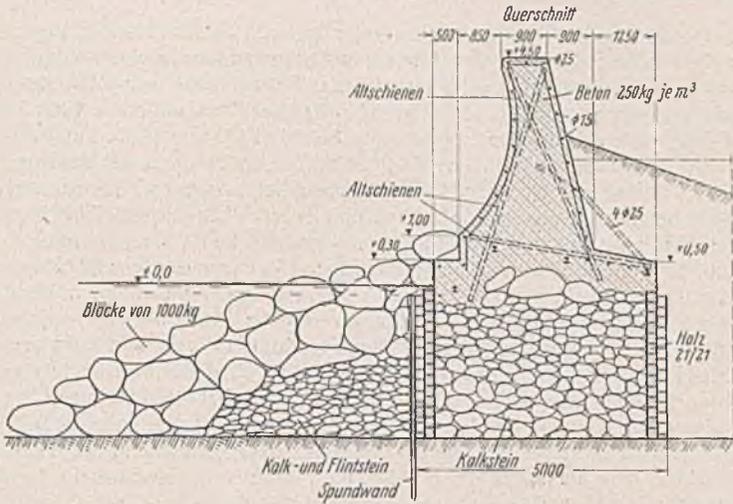


Abb. 2. Einzelheiten des Wellenbrechers.

Rückseite der Betonschutzwand

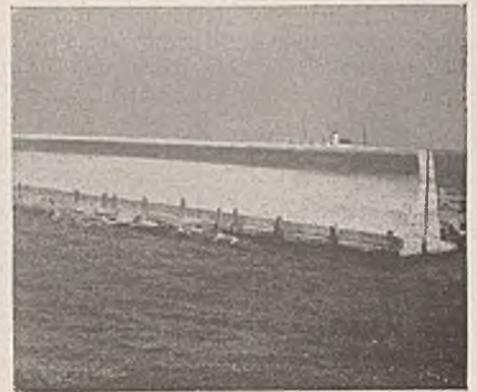
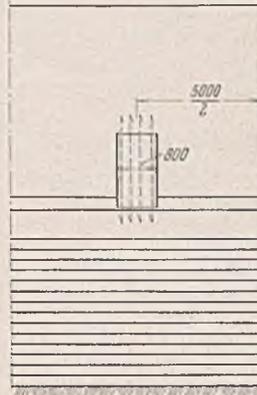


Abb. 4. Betonschutzwand fertiggestellt.

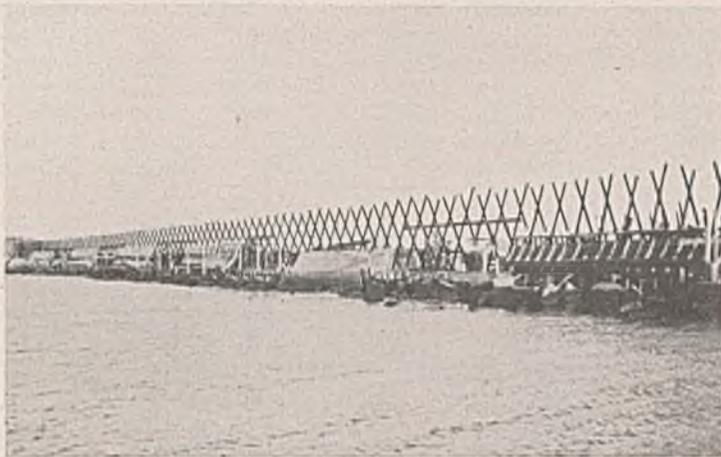


Abb. 3. Bewehrung mit Altschienen.

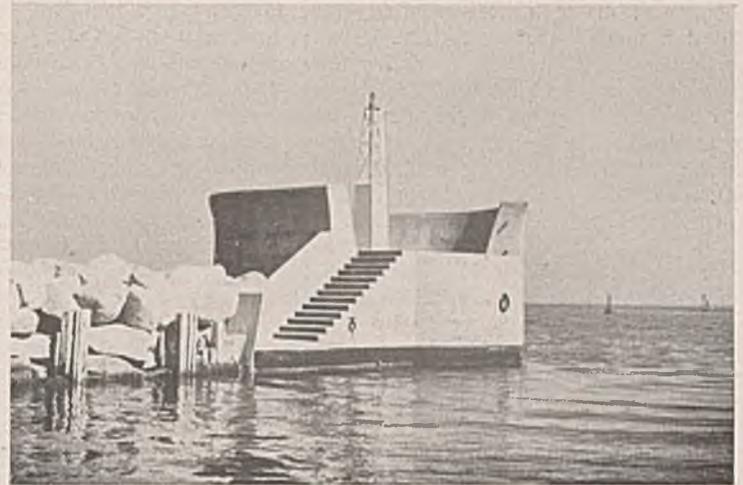


Abb. 5. Molenkopf.

gestellte Wände von solcher Höhe, daß man durch Abpassung des Füllwassers in den Fächern den Kasten in lotrechter Stellung behalten konnte, bis er Grund gefunden hatte. Die Oberkante des Kastens liegt, damit der Seegang die Arbeit an dem Überbau nicht verhindern konnte, 75 cm über MW. Der Boden des Kastens liegt 8 m unter MW.

Belm Planen dieser Arbeit entstand der Gedanke, den Schwimmkasten in dem anlässlich eines Kaibaues trockengelegten Becken I im Industriehafen auszuführen, wodurch die Kosten für Slip und Ablauf gespart wurden. So geschah es auch, und Abb. 6 zeigt diesen Kasten sowie noch einen zweiten, der für den neuen Freihafen-Wellenbrecher bestimmt ist. Nachdem der Damm für Becken I entfernt war, wurde der Kasten hinausbugsiert und durch Wasserfüllung auf seine von Tauchern mit kleineren Steinen und Makadam geebnete Unterlage gesenkt. Der Kasten wurde danach mit Seesand gefüllt.

Am Molenkopf ist ein Aga-Feuer mit grünem Blinklicht alle halbe Sekunde angebracht.

Der innere Teil des Wellenbrechers besteht aus einer 50 m langen Verlängerung südwärts der Steinkisten und einer einfachen Landverbindung aus Abfallstein mit Spundwandkern.

Die ganze Arbeit ist unter eigener Leitung ausgeführt worden.



Abb. 6. Schwimmkasten der Molenköpfe.

Alle Rechte vorbehalten.

Weiteres über Stahlbrücken mit Plattengurtungen.¹⁾

Von o. Professor Dr.-Ing. O. Eiselin, Danzig.

Um hier auf die Beteiligung der mittleren Rippen bei einer plattenförmigen Ausbildung der Gurte zurückzukommen, sei gesagt, daß diese bei der auf S. 41 bis 43 beschriebenen Konstruktion als vollkommen gesichert betrachtet werden kann. Bezüglich der hierbei zunächst in die Augen springenden, frei herausstehenden unteren Flansche wurde bereits vorweggenommen, daß zwei entsprechend kräftige Querverbände in den äußersten Feldern für eine sofortige Beteiligung jener Flansche im ersten Knoten, woselbst der größte Kraftzustrom stattfindet, Sorge tragen (Abb. 8). Sie bewirken auch eine Anteilnahme der Mittelrippen an den weiteren

Zuströmen der Gurtkraft in den nach der Brückenmitte hin folgenden Knotenpunkten, wenn auch gewissermaßen auf Umwegen.

Über die Beteiligung der oberen Flansche mit den ihnen jeweils zugehörigen Streifen der Blechtafeln der einzelnen Felder dürfte wohl kein Zweifel bestehen, zumal da die Blechtafeln der einzelnen Felder zusammen mit den Obergurten der jeweils angrenzenden Querträger eine durchlaufende Reihe vollwandiger Querscheiben darstellen, die in ihrer Gesamtheit wohl keine Unterschiede zwischen den Formänderungen der Außen- und denen der Mittelrippen in ihrem oberen Teile zulassen. In Abb. 8 ist diese Wirkung durch Einzeichnen gestrichelter Kreuze gekennzeichnet.

Die Rippenplatten in ihrer Gesamtheit stellen also in dieser Form ein konstruktives „Kontinuum“ dar, worin sich verschiedene Arten von

¹⁾ Unter ausdrücklichem Hinweis auf des Verfassers Aufsatz „Stahlbrücken mit Plattengurtungen“ in Heft 4, S. 43, mit Berichtigung in Heft 6, S. 76.

Beanspruchungen überlagern: es sind dies die Spannungen aus unmittelbarer Belastung der Mittelrippen und der zwischenliegenden Buckelplatten, weiterhin die Längsspannungen aus den sich über die ganze Platte verteilenden Gurtkräften und schließlich in zweiter Linie die Spannungen, die sich aus dem Ausgleich der Formänderungen ergeben.

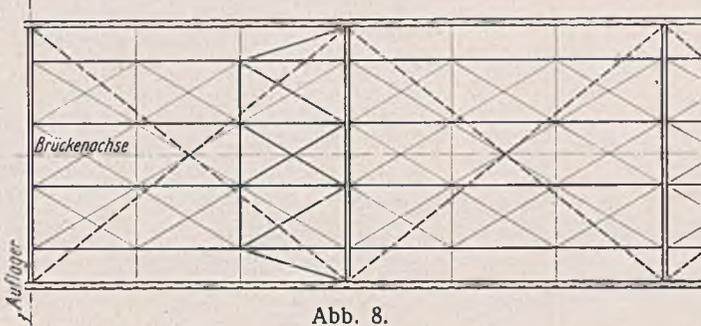


Abb. 8.

Diese Überlagerung führt sicherlich an manchen Stellen zu Spannungserhöhungen, die sich aber auch auf große Flächen ausdehnen, und es wird dort überall genügend Raum dafür vorhanden sein, daß alle jene ausgleichenden Eigenschaften unseres hervorragenden Stahles sich vollständig auswirken imstande sind, alle jene Eigenschaften, die sich uns nach den Versuchen mit dem Lochstab als elastische, und darüber hinaus als plastische Festigkeitsanpassung zeigen. Ein Zusammenschluß von Brückengurt, Fahrbahntafel und Fahrbahnrippe zu einem solchen Kontinuum, d. h. zu einem solchen vollständigen konstruktiven und stofflichen Zusammenhang kann sich nur in hohem Maße günstig auswirken, günstig hinsichtlich der Festigkeitsverhältnisse des Bauwerks als Ganzes betrachtet. Eine solche Konstruktion wird sich jedenfalls weit widerstandsfähiger erweisen als eine Konstruktion, bei der die Kräfte in zusammengedrängter Lage über die Buckelplatten in die Längsträger, über deren Anschlüsse in die Querträger und über deren Anschlüsse endlich in die Hauptträger gelangen. Dies erfordert Anschlüsse, in denen sich zusammengedrückte Kräfte durch einige wenige Nietbolzen bzw. durch die engen Kanäle weniger Schweißnahtstücke hindurchzwängen müssen. Das sind dann immer Stellen starker Spannungshäufungen und scharfer Spannungsspitzen, die nicht annähernd mit jenen Spannungserhöhungen verglichen werden können, die aus den oben gekennzeichneten Überlagerungen folgen, abgesehen davon, daß außerdem auch wesentliche Werkstoffmengen gespart werden.

Man kann mit Hinsicht auf die schematische Darstellung des Querschnitts in Abb. 2 (S. 41) wohl sagen, daß bei einer Stockwerksbrücke der dort dargestellten Konstruktion die höchstmögliche Kontinuität erreicht wird. Wichtig ist dabei, das Hauptaugenmerk darauf zu richten, daß diese Kontinuität nirgends gestört wird. Es muß z. B. in erster Linie darauf geachtet werden, daß in einem solchen plattenförmigen Druckgurt mit Sicherheit keine Ausbeulungen der Blechtafeln möglich sind und daß bei einer solchen Konstruktion auch die Schweißnähte, wie z. B. jene zwischen den einzelnen Buckelplatten ebenso einwandfrei auszuführen sind wie jede Schweißnaht erster Ordnung, — kurzum, daß darauf geachtet wird, daß eben diese konstruktive Kontinuität auch in der Ausführung an allen Stellen einwandfrei verwirklicht wird. Man kann dann mit Recht eine solche Stockwerksbrücke als

steife Röhrenbrücke

bezeichnen²⁾. Ist doch ihr Haupttragorgan als Röhre ausgebildet, d. h. als ein geschlossenes Tragwerk, dessen Querschnitt in geschlossener Form hergestellt ist, und dessen Wandungen dort die notwendige Steifigkeit aufweisen, wo Kräfte quer zur Längsachse in Wirksamkeit sind.

Wenn es bei den Stockwerksüberbauten der besprochenen Übersteifigungsbrücke gelungen ist, ein gewisses Höchstmaß an Kontinuität der Gesamtkonstruktion in der von uns beschriebenen Weise zu erzielen, so läßt sich eine vollkommene Kontinuität bei einer vollwandigen Eisenbahnbrücke auf Grund folgender Überlegungen erreichen. Es ist uns heute mit den neuen Pressen der Brückenbauanstalten möglich, den Querschnitt einer solchen Brücke vollkommen neuartig zu gestalten (Abb. 9). Hier werden bei versenkter Fahrbahn die Fahrbahntafel und die Fahrbahn-längsträger zum Untergurt eines Tragwerks, das damit die Gestalt eines wirklichen Troges erhält. Mit der nötigen Genauigkeit gelingt es uns,

²⁾ Die Bezeichnung Röhrenbrücke ist schon früher einmal für eine bestimmte Art von Brücken gebraucht worden, und zwar für einige der ersten eisernen Brücken überhaupt. Es sind dies die Britannia- und Conway-Brücke in England und die Viktoriabridge bei Montreal in Canada. Nach unseren heutigen Fachausdrücken müßten wir allerdings diese Brücken als Kastenbrücken bezeichnen, da sie Konstruktionen mit vollwandigen Hauptträgern sind, deren Gurtplatten lediglich über die ganze Brückenbreite hinweggehen, so daß ein Kastenquerschnitt gebildet wird. Daran ändert auch nichts der Umstand, daß die Obergurtplatten mit Längsrippen versteift sind.

mit diesen Pressen ein gewölbtes oder geknicktes Blech zu erzeugen, das die Fahrbahntafel mit den lotrechten Seitenwänden zu einem Ganzen zusammenfaßt. Die natürliche Form dieser Seitenbleche wäre die eines Viertelkreises mit entsprechenden geraden Ansätzen von ungefähr 100 mm und mit einem Halbmesser von etwa 800 bis 1000 mm (Abb. 9a). Mit solchen Abmessungen können diese Seitenbleche in allen für derartige Brücken in Betracht kommenden Blechdicken bequem mit den genannten Pressen hergestellt werden (Abb. 10a), und zwar in Längen von 7 bis 8 m. Die Herstellung solcher gepreßten Teile gelingt heute auch bereits so genau, daß für das Verschweißen die normalen Verspannungsvorrichtungen genügen und ein Verschweißen auch an der Baustelle möglich wird. Nun verteuert allerdings die Viertelkreisform die Konstruktion insofern, als die Versteifungsrahmen dort großen Verschnitt bringen und schwierig in der Herstellung sein werden. Es empfiehlt sich deshalb wohl in den meisten Fällen, eine geknickte Form nach Abb. 10b anzuwenden, die mit derselben Genauigkeit gepreßt werden kann. Die Knicke können nicht scharfkantig hergestellt werden und sollen aus allgemeinen Festigkeitsrücksichten dies auch gar nicht (Abb. 10c). Sie erhalten deshalb Ausrundungen mit einem Halbmesser von etwa der dreifachen Dicke.

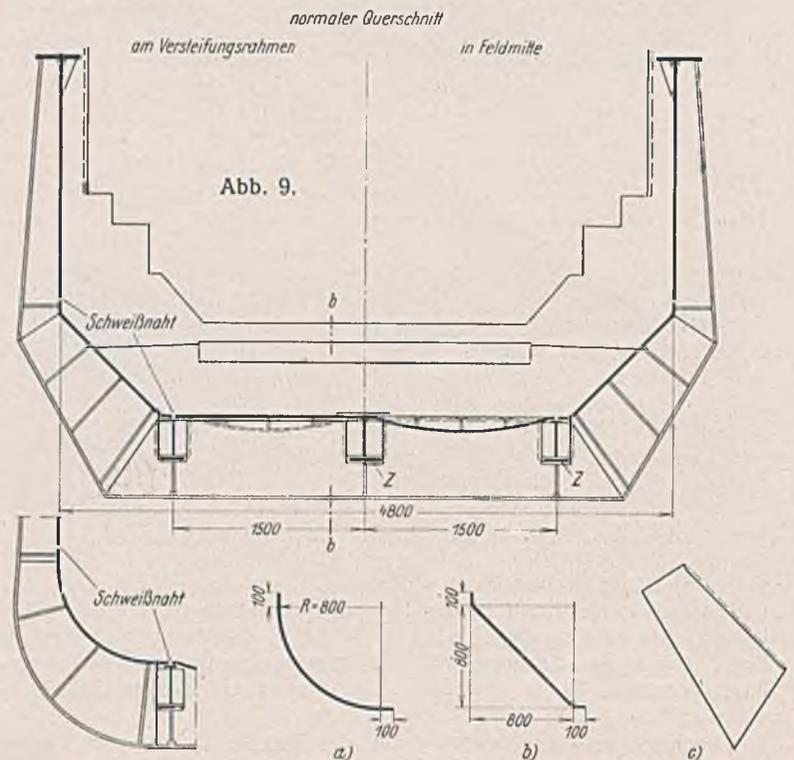


Abb. 9a.

Abb. 10.

Die konstruktive Ausbildung des Belastungsgurtes ist dann grundsätzlich dieselbe wie die der bereits beschriebenen Rippenplatten der Stockwerksbrücke. Es sind drei Längsrippen unter sich mit Buckelplatten verbunden und gewissermaßen gelagert auf den halbrahmenförmigen

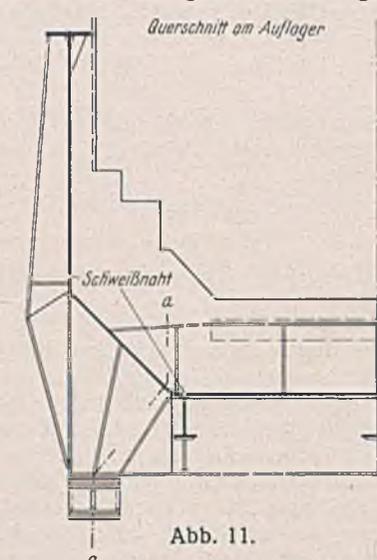


Abb. 11.

Querversteifungen. Die oberen Flansche brauchen nur so breit und dick zu sein, wie dies zur Lagerung und zum Zusammenschluß der auf ihnen liegenden Buckelplatten notwendig erscheint, während die Unterflansche verhältnismäßig stark ausfallen, da sie die höchsten Längsspannungen erhalten. Auch werden für die Verkehrslast in Feldmitte der Längsträger dieselben Zulageplatten Z nach Auswirkung des vollen Eigengewichts einschließlich Schotterbett aufgebracht. Die mittleren Rippen erhalten selbstverständlich die höchsten Beanspruchungen. Der Obergurt besteht aus normalen Obergurtplatten, die zwecks Ersparnis an Brückenbreite um ein gewisses Maß nach außen gerückt werden können.

Den Brückenquerschnitt am Auflager gibt Abb. 11 wieder. Die Auflagerpunkte werden, von den lotrechten Wänden aus betrachtet, etwas nach innen gelegt. Die Unterflansche der Versteifungsrahmen sind in diesen Punkten entsprechend weit nach außen geführt. Von den Lageroberteilen

laufen strahlenförmig je drei kräftige Versteifungsrippen, die äußeren nach den lotrechten Wänden, die inneren nach den Oberflanschen der seitlichen Rippen und die mittleren etwa in der Mitte dieser Richtungen, alle bis zum tragenden Trogblech, so daß die Auflagerkraft sich schnell und weitgehend in das Haupttragorgan verteilen kann (s. auch Abb. 12). Das Trogblech muß, soweit es vom Schotter bedeckt ist, eine Schutzschicht erhalten, es kann jedoch auch dort die Dicke des Bleches für Verschleiß um 2 bis 4 mm erhöht werden.

Auch hier sind die Versteifungsrahmen unterbrochen, so daß die drei Längsrippen, die auch hier ungefähr in den Felddrittelpunkten gestoßen werden, in ihrem ganzen Querschnitt durchschließen, mit Ausnahme des Versteifungsrahmens an den Auflagern, wo die Längsrippen nur stumpf angeschlossen sein können (Abb. 12). Die wirksame Anteilnahme

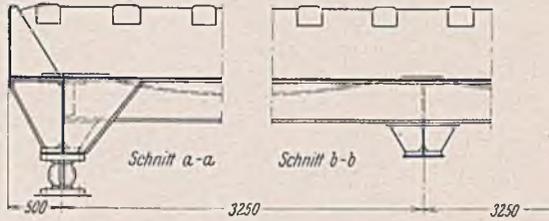


Abb. 12.

sämtlicher tragenden Teile, insbesondere der Unterflansche der drei mittleren Rippen, darf als vollkommen gewährleistet betrachtet werden. Hierüber und auch bezüglich anderer Fragen dürften Messungen an einem ersten Ausführungsbeispiel die erforderlichen Aufschlüsse geben.

Gegenüber den bisher als vollwandige Trogbrücken bezeichneten Blechbrücken kann die hier beschriebene und in Abb. 13 im Querschnitt schematisch dargestellte Blechbrücke von 26 m Stützweite als

echte Trogbrücke

benannt werden. Stellt ihre Konstruktion doch einen wirklichen tragenden Trog dar, bei dem eine Kontinuität, d. h. ein vollkommener konstruktiver und materieller Zusammenhang, erzielt ist. Sie zeichnet sich dadurch aus, daß zur unmittelbaren Aufnahme und Verteilung der Achsdrücke entsprechend starke Materialkonzentrationen in Form starker und genügend steifer Längsrippen und damit auch starker Querversteifungen vorhanden sein müssen. Dementsprechend ist es zweckmäßig, verhältnismäßig große Längen für die Längsrippen anzuordnen, so daß es oft mit Rücksicht auf die Beulgefahr der Trogfläche notwendig werden wird, zwischen die Versteifungsrahmen noch Zwischenversteifungen zu geben. Dies gilt vor allem für Eisenbahnbelastungen, während für Straßenbelastungen, entsprechend den hier in Betracht kommenden geringeren Achsdrücken, kleinere Feldweiten genügen. Bei den vorliegenden Konstruktionen nach Abb. 9 (und auch Abb. 2 u. 7) handelt es sich nämlich nicht nur darum, die Längsträger durch zusätzliche Glieder an der Aufnahme der Kräfte der Hauptträger zu beteiligen, sondern darum, alles zu einem homogenen Tragorgan zusammenzuschließen. Man hat es deshalb hier nicht mehr mit außerhalb des Troges stehenden, wenn auch durch besondere Vorkehrungen mit herangezogenen Längsträgern zu tun, sondern mit Längsrippen und im Falle der beschriebenen Trogbrücke nicht mehr mit Querträgern, sondern mit Versteifungsrahmen.

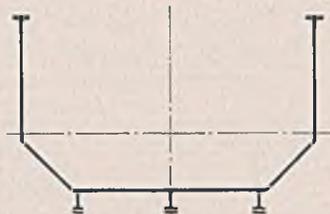


Abb. 13.

Um einen Vergleich in den Gewichtsverhältnissen zu bringen, wurde das Stahlgewicht der beschriebenen Brücke (Abb. 13) zu 52 t ermittelt. Diesem steht nach den Reichsbahntabellen für eine genietete Brücke ein Stahlgewicht von rd. 66 t gegenüber. Dieselbe Brücke in geschweißter Ausführung kann mit 85% dieses Stahlgewichtes eingeschätzt werden, also mit etwa 56 t. Der Unterschied beträgt mithin rd. 8% gegenüber einer geschweißten Brücke mit normalem Querschnitt und mit normaler Konstruktion. Es ist also neben dem großen Vorteil in bezug auf die allgemeine Festigkeit der Konstruktion als Ganzes noch eine bedeutende Werkstoffersparnis zu verzeichnen.

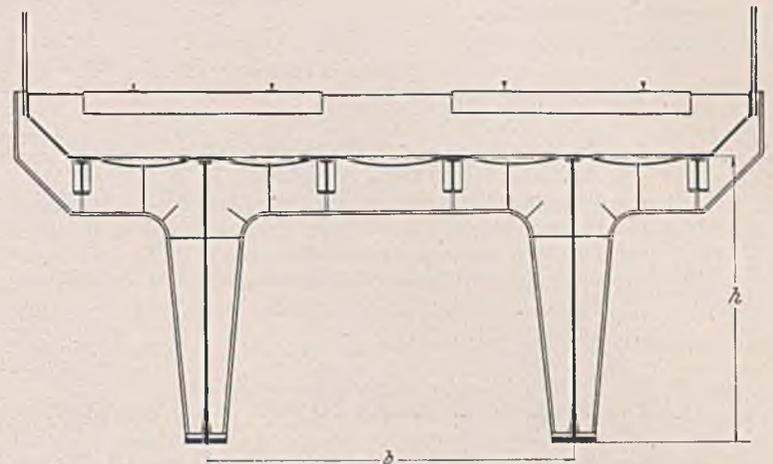


Abb. 14.

Die gleichen konstruktiven Gedanken auf eine vollwandige Brücke mit obenliegender Fahrbahn, also eine vollwandige Deckbrücke angewendet, gibt für eine zweigleisige Eisenbahnüberführung einen Brückenquerschnitt nach Abb. 14³⁾. Die Verhältnisse liegen hier in Hinsicht auf Werkstoffersparnis insofern noch günstiger, als die Fahrbahntafel in der äußersten Faser liegt, was bei der Trogbrücke nicht der Fall ist. Dadurch werden auch die Unterflansche der Längsrippen schwächer an Abmessungen, da die dort wirkenden Zugspannungen aus unmittelbarer Biegung durch den Druck aus Obergurtkraft aufgehoben werden. Man hat hier ein ähnliches geknicktes Seitenblech wie bei der Trogbrücke, jedoch nur als seitlichen Abschluß. Sein schräg nach oben stehender Teil kann nicht als mittragend für das Haupttragorgan angesehen werden, so daß der Berechnung ein Querschnitt zugrunde zu legen ist, wie er in Abb. 15 dargestellt ist.

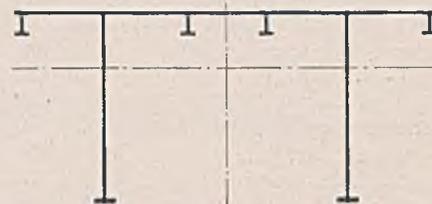


Abb. 15.

Die hier entwickelten Formen von Brückenquerschnitten stellen Fortschritte dar, wie sie heute durch die Vervollkommnung der Schweiß- und auch der allgemeinen Herstellungstechnik des Stahlbrückenbaues ermöglicht werden. Man erzielt, wie aus dem Vorhergehenden hervorgeht, nicht nur Ersparnisse in materieller Hinsicht, sondern auch eine wesentliche Verbesserung unserer Bauwerke als Ganzes betrachtet, indem mit diesen Formen Tragwerke von hohem Kontinuitätsgrade und damit von wesentlich größerem Widerstandsvermögen erzielt werden. Auch in schönheitlicher Hinsicht kann man bei ihnen von einer Verbesserung sprechen, da Brücken in diesen geschlossenen Formen sich als harmonische und architektonisch ausgewogene Bauwerke erweisen.

³⁾ Während der erst später begonnenen Abfassung der vorliegenden Fortsetzung des bereits in Bautechn. 1938, Heft 4, S. 41 bis 43, gebrachten Aufsatzes gelangte die inzwischen schon in Heft 9, S. 116, veröffentlichte Zuschrift des Herrn Dipl.-Ing. W. Winkel zu meiner Kenntnis. In dieser Zuschrift gab deren Einsender den Vorschlag für eine Brückenform bekannt, die ebenfalls eine Mitbeteiligung der Fahrbahntragglieder an der unmittelbaren Aufnahme der auf das Haupttragwerk der Brücke wirksamen Systemkräfte vorsieht. Als Erwiderung auf die genannte Zuschrift möchte ich die nunmehr vorliegende Fortsetzung meines Aufsatzes gelten lassen. Hinzuzufügen wäre nur noch, daß die Wände der Untergurte in Abb. 3 u. 4 S. 42 natürlich untereinander vergittert sind und daß man an Stelle von Bucketblechen selbstverständlich (gemäß der Zuschrift) auch Flachbleche verwenden kann, falls sich dies wirklich als günstiger erweisen sollte, was aber durchaus nicht sicher ist. Der Verfasser.

Einfluß der elastischen Formänderung von Stollenwand und -inhalt auf die Wasserschloßwirkung.

Alle Rechte vorbehalten.

Von stud. math. Wolfgang Wollé, Berlin.

Um die Größe des Fehlers übersehen zu können, den die übliche Wasserschloßberechnung mit der Vernachlässigung der elastischen Eigenschaften von Wasser und Stollenwand macht, geht man von der Energiegleichung aus: Der Verlust an kinetischer Energie ist gleich dem Gewinn an potentieller Energie. Man berücksichtigt jetzt aber neben der potentiellen (Schwere-) Energie des im Wasserschloß gespeicherten Wassers auch die durch elastische Formänderung des Wassers und der Stollenwand aufgenommene Energie. Zu ihrer Berechnung machen wir folgende durchweg zulässige Annahmen¹⁾:

¹⁾ Vgl. Ludin, Wasserkraftanlagen, 1. Teil, 1934, S. 187 ff. Handbibliothek für Bauingenieure, Bd. III/8.

1. Der Einfluß der Änderung des Fließwiderstandes ist unwesentlich.
2. Wasser und Stollenwandung seien vollkommen elastisch; Elastizitätsmaße E_w und E_s . Hierin sei E_s ein gedachtes Elastizitätsmaß, das den Zusammenhang zwischen der Raumvergrößerung des Stollens und der ursächlichen Drucksteigerung angibt.
3. Der Verlust an kinetischer Energie wird voll in potentielle Energie umgesetzt.
4. Die Druckverteilung längs des Stollens ist linear und entspricht verzögerungsfrei der jeweiligen Augenblickslage des Spiegels im Wasserschloß.
5. Der sekundäre Einfluß der elastischen Eigenschaften von Wasser und Leitung, d. h. der Einfluß des nicht genau gleichzeitigen Druck-

anstieges bei Änderung der Verzögerung, ist für die gesamte Formänderungsarbeit unerheblich.

Es sei im folgenden:

- F = waagerechte Schnittfläche des Wasserschlosses
- l = Achslänge der Zuleitung
- f = lichter Querschnitt der Zuleitung
- g = Beschleunigung durch die Schwerkraft
- γ = Raumeinheitgewicht des Wassers
- v = augenblickliche mittlere Fließgeschwindigkeit im Stollen
- z = Tiefenlage des jeweiligen Wasserschloßspiegels unter dem OW.-Spiegel des Staubeckens
- h_z = der augenblicklichen Fließgeschwindigkeit v zugeordneter Fallhöhenverlust durch Reibung im Stollen („ideelle Drucklinie“)
- t = die Zeit
- c = die Schallgeschwindigkeit in der Zuleitung
- x = Abszisse eines Punktes der Rohrleitung, vom Einstromende her gemessen
- z_x = die augenblickliche wirkliche Druckhöhe im Stollenquerschnitt bei x
- Δz_x = ihre Änderung
- s_o = die Tiefe der Leitungssachse unter dem OW.-Spiegel am Zulaufende
- s_e = dieselbe am Auslaufende.

Nach der in Fußnote 1) genannten Stelle (S. 187) des Werkes von Prof. Ludin können wir folgende Gleichungen mit geringen Änderungen aufstellen:

1. Der in einem Stollenabschnitt der Länge dx auftretende Raumgewinn bei einer Drucksteigerung um Δz_x :

$$(1) \quad d \Delta V_x = f dx \gamma \Delta z_x \left(\frac{1}{E_s} + \frac{1}{E_w} \right)$$

2. Die Schallgeschwindigkeit im Wasser:

$$(2) \quad c = \sqrt{\frac{g}{\gamma \left(\frac{1}{E_s} + \frac{1}{E_w} \right)}}$$

Aus (1) und (2) folgt der Raumgewinn:

$$(3) \quad d \Delta V_x = \frac{f \Delta z_x g dx}{c^2}$$

Für z_x folgt aus einfachen geometrischen Beziehungen:

$$(4) \quad z_x = s_o + \frac{x}{l} (s_e - s_o - z)$$

und

$$(5) \quad \Delta z_x = - \frac{x}{l} \cdot \Delta z$$

Die elastische Formänderungsarbeit $d \Delta A_e$ für ein Längenelement dx ist bei einem Druckhöhenanstieg von z_x auf $z_x + \Delta z_x$ näherungsweise:

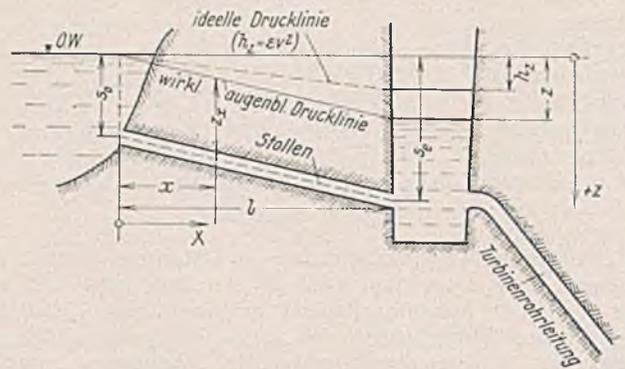
$$(6) \quad d \Delta A_e = \gamma z_x d \Delta V_x$$

oder eingesetzt und über die Stollenlänge integriert (3, 4, 5, 6)

$$\Delta A_e = - \frac{f g \gamma}{c^2} \int_{x=0}^{x=l} \left[s_o + \frac{x}{l} (s_e - s_o - z) \right] \left(\frac{x}{l} \cdot \Delta z \right) dx$$

Die Auswertung ergibt:

$$(7) \quad \Delta A_e = - \frac{f g \gamma \Delta z l}{6 c^2} [s_o + 2(s_e - z)]$$



Die Energiegleichung lautet somit:

$$\frac{v^2 - (v - \Delta v)^2}{2} \cdot \frac{\gamma \cdot f \cdot l}{g} = \gamma f v \Delta t (z - h_z) - \frac{f g \gamma \Delta z l}{6 c^2} [s_o + 2(s_e - z)]$$

(Bewegungsenergie) (Schwereenergie) (Elast. Formänderungsarbeit)

Für $\Delta v^2 \approx 0$ und $\Delta z = \frac{v \Delta t}{F}$ folgt:

$$v \Delta v \cdot \frac{\gamma}{g} \cdot f \cdot l = \gamma f v \Delta t (z - h) - \frac{g \gamma l v f^2 \Delta t}{6 c^2 F} [s_o + 2(s_e - z)]$$

so daß sich schließlich ergibt:

$$\frac{1}{g} \cdot \frac{\Delta v}{\Delta t} = \frac{(z - h)}{l} - \frac{g}{6 \cdot \frac{F}{f} \cdot c^2} [s_o + 2(s_e - z)]$$

Das zweite Glied gibt den Einfluß der elastischen Formänderungen; es wird wegen des großen Nenners $\left(6 \cdot \frac{F}{f} \cdot c^2 \right)$ sehr klein. Das erste Glied kommt auf gleich niedrige Größenordnung nur in den Augenblicken der höchsten und tiefsten Grenzlagen des Wasserschloßspiegels. Daraus folgt, daß die Vernachlässigung der elastischen Formänderungsarbeit von Wasser und Stollenwand in der üblichen Wasserschloßberechnung keinen praktisch bedeutsamen Einfluß auf das Rechnungsergebnis haben kann.

Vermischtes.

Technische Hochschule Hannover. Dem wissenschaftlichen Assistenten Dr.-Ing. habil. Helmuth Pfannmüller, Aachen, ist unter Ernennung zum o. Professor in der Fakultät für Bauwesen der Lehrstuhl für Statik und Stahlbau übertragen worden.

Der o. Professor an der Technischen Hochschule Danzig, Dr.-Ing. Eugen Doeinck, wurde unter Ernennung zum o. Professor in der Fakultät für Bauwesen an die Technische Hochschule Hannover berufen. Ihm wurde der Lehrstuhl für Baumechanik übertragen.

Das neue Forschungs-Institut der Deutschen Akademie für Bau-forschung in Magdeburg, das, wie die „Bautechnik“ in Heft 12, S. 167, ankündigte, am 18. März in Gegenwart des Reichs- und Preußischen Arbeitsministers Seldte eingeweiht wurde, hat im Einvernehmen mit dem Stellvertreter des Führers, Reichsminister Heß, den Namen „Franz-Seldte-Institut der Deutschen Akademie für Bau-forschung“ erhalten. Die Akademie hat durch einstimmigen Beschluß Herrn Minister Seldte zu ihrem Ehrenmitgliede ernannt.

Verwendungsmöglichkeiten der neuen Werkstoffe. Für Bauplaner und Bauausführende ist es Pflicht, in erster Linie solche Werkstoffe und Konstruktionen zu wählen, die sich auf unsere heimische Rohstoffbasis stützen und die Erfordernis im Arbeitseinsatz entsprechend berücksichtigen.

Um die Praxis über die Verwendungsmöglichkeiten der neuen Werkstoffe zu unterrichten, werden diese systematisch erfaßt, (mit Hinweis auf die Bezugsquellen) zusammengestellt und veröffentlicht werden. Die Wirtschaftsgruppe Bauindustrie (Berlin W 35, Lützow-Ufer 1a) hat in Zusammenarbeit mit der Reichsstelle für Wirtschaftsausbau diese Arbeit in Angriff genommen. Zu Ihrer Durchführung bedarf es jedoch der Hilfe des Unternehmertums. Alle Hersteller und Anbieter

solcher wichtigen Werkstoffe werden deshalb aufgefordert, hierüber Unterlagen an die vorstehende Anschrift der Wirtschaftsgruppe mit einer Begründung (warum für den Vierjahresplan wichtig!) bis zum 30. April d. J. einzusenden. Eine Prüfung vor Veröffentlichung durch die Reichsstelle für Wirtschaftsausbau und andere Stellen bleibt vorbehalten.

Internationaler Ständiger Verband für Schifffahrtkongresse. Auf Einladung der Reichsregierung findet der nächste Internationale Schifffahrtkongreß 1940 in Deutschland statt. Veranstalter dieses Kongresses ist der Internationale Ständige Verband für Schifffahrtkongresse. Der Verband bezweckt die Förderung und Hebung der Binnen- und Seeschifffahrt, insbesondere durch Erörterung der damit zusammenhängenden technischen, wirtschaftlichen und ins Gebiet der Verwaltung gehörenden Fragen. Der Verband steht unter der Leitung einer Internationalen Ständigen Kommission, die ihren Sitz in Brüssel hat, und an der auch Deutschland maßgeblich beteiligt ist. Dem Verband gehören fast alle Kulturstaaten der Erde an. Der Zweck des Verbandes soll erreicht werden:

1. durch Abhaltung von Schifffahrtkongressen,
2. durch Veröffentlichung von Abhandlungen, Berichten und sonstigen Schriftstücken (in deutscher, englischer und französischer Sprache).

Die Schifffahrtkongresse, deren Veranstaltung die Hauptaufgabe des Verbandes ist, wollen Ingenieure und sonstige an der Binnen- und Seeschifffahrt Beteiligte zusammenführen. Jeder soll von den Kenntnissen, den Studien und Versuchen, die an anderen Stellen erworben oder gemacht wurden, Nutzen ziehen. Die zur Erörterung kommenden Fragen werden von großen Gesichtspunkten aus unter Berücksichtigung der in allen Ländern gemachten Erfahrungen behandelt. Dank den vereinigten Bemühungen sind auf den in Betracht kommenden Arbeitsgebieten große Fortschritte gemacht worden. Während des Kongresses werden die

wichtigsten Wasserbauten des Landes, in denen der Kongreß stattfindet, beschäftigt. Bei dem nächsten Kongreß ist eine etwa zweiwöchentliche Bereisung der deutschen Binnen- und Seewasserstraßen in Aussicht genommen.

Vor dem Kriege war Deutschland in dem Internationalen Ständigen Verband für Schiffahrtkongresse führend beteiligt. Durch die Verhältnisse nach dem Kriege ist die Zahl der deutschen Mitglieder erheblich gesunken. Nachdem die Reichsregierung den nächsten Kongreß nach Deutschland eingeladen und damit ihr Interesse an den Bestrebungen des Verbandes bekundet hat, wird erwartet, daß nunmehr auch wieder alle an den Fragen der Binnen- und Seeschiffahrt beteiligten Kreise Deutschlands die Arbeiten des Verbandes durch ihren Beitritt unterstützen. Der Jahresbeitrag beträgt für Einzelmitglieder zur Zeit 4,50, für Körperschaften 9 RM oder das Mehrfache je nach der Zahl der auf dem Kongreß stimmberechtigten Vertreter. Für diesen Beitrag erhalten die Mitglieder kostenlos sämtliche Drucksachen des Kongresses, außerdem alle sonstigen Veröffentlichungen des Verbandes.

Beitrittserklärungen nimmt die Abteilung Deutschland des Internationalen Ständigen Verbandes für Schiffahrtkongresse, Berlin W 8, Wilhelmstraße 80, entgegen.

Neuerungen an Stampfbohlen- und Hammerfertigern für Straßendecken. Um den erhöhten technischen und wirtschaftlichen Anforderungen, die heute an die Straßenbaumaschinen gestellt werden, nachzukommen, sind an den Stampfbohlen- und Hammerfertigern¹⁾ zum Verdichten von Zementbeton und bituminösen Belägen (der Dinglerwerke AG) verschiedene Neuerungen angebracht worden.

Die Abgleichbohlen, die bisher aus Oregon Pine-Bohlen hergestellt wurden, waren den Anforderungen auf die Dauer nicht vollständig

¹⁾ Bautechn. 1934, Heft 37, S. 485.

gewachsen; verhältnismäßig rasch wurden sie zerstört. Man ging daher zu Stahlbohlen über (Abb. 1), die eine erheblich breitere Grundfläche erhielten und infolgedessen die Oberflächen genauer abgleichen und besser vorverdichten.

Um neben der üblichen Arbeitsgeschwindigkeit eines Hammerfertigern im Vor- und Rücklauf eine etwa fünffach größere Leerlauf-Fahrgeschwindigkeit in beiden Richtungen zu ermöglichen und an Zeit beim Einsatz dieser Maschinen zu gewinnen, wurde ein Zweiganggetriebe entwickelt, das auch nachträglich in vorhandene Maschinen eingebaut werden kann. In den bisherigen Fahrtrieben brauchen nur einige Teile neu eingesetzt zu werden. Neu sind dabei das Schneckengehäuse (1) (Abb. 2) mit dem darin laufenden Schneckentrieb, die in das Gehäuse eingebaute Hohlwelle (2), in der sich die Welle (3) bewegt, die Stirnradpaare (4) u. (5), die zugehörigen Kupplungsmuffen (6) und die Verbindungswelle (7), außerdem die Lager (8) für die Welle (3). Zum Ein- und Ausrücken der Kupplungsmuffen (6) dienen die Gabeln (9) und die Schaltstangen (10).

Durch Verwendung eines rasch laufenden Verbrennungsmotors (3000 Uml/min, 4 PS Leistung) konnte die Schwingungszahl des Schwingbalkens (Abb. 3), der hinter der Stampf- oder Nachstampfbohle an den Fertigern folgt, von 600 auf etwa 3000/min gesteigert werden. Der Schwingbalken ist senkrecht beweglich und in Plattenfedern aufgehängt.

An den neuen Fertigern ist ferner eine Vorrichtung zur selbsttätigen Herstellung geschalteter Längsfugen angebracht. Der Fertiger enthält eine Steuervorrichtung, die beim Vor- und Rücklauf der Maschine den Halbmesser einer Längsfuge selbsttätig einstellt, so daß bei Kurven in der Straße keine Einstellung von Hand nötig ist. Die Längsfugen werden nicht nach dem Verdichten des Betons durch Schwingmesser, Stoßmesser oder umlaufende Scheiben, sondern während des Betonierens durch eine bewegliche Schalung hergestellt, so daß weder das Gefüge des Betons noch die Planhaltigkeit der Decke gestört werden.

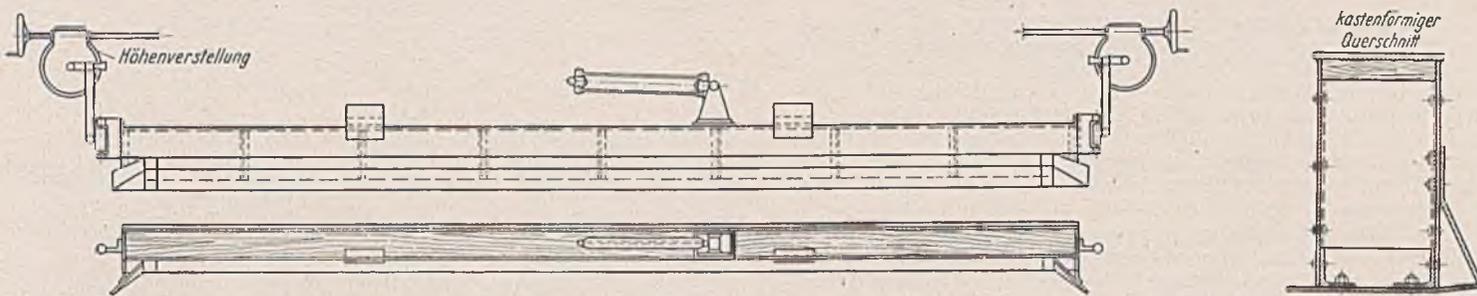


Abb. 1. Eiserne Abgleichbohle mit kastenförmigem Querschnitt.

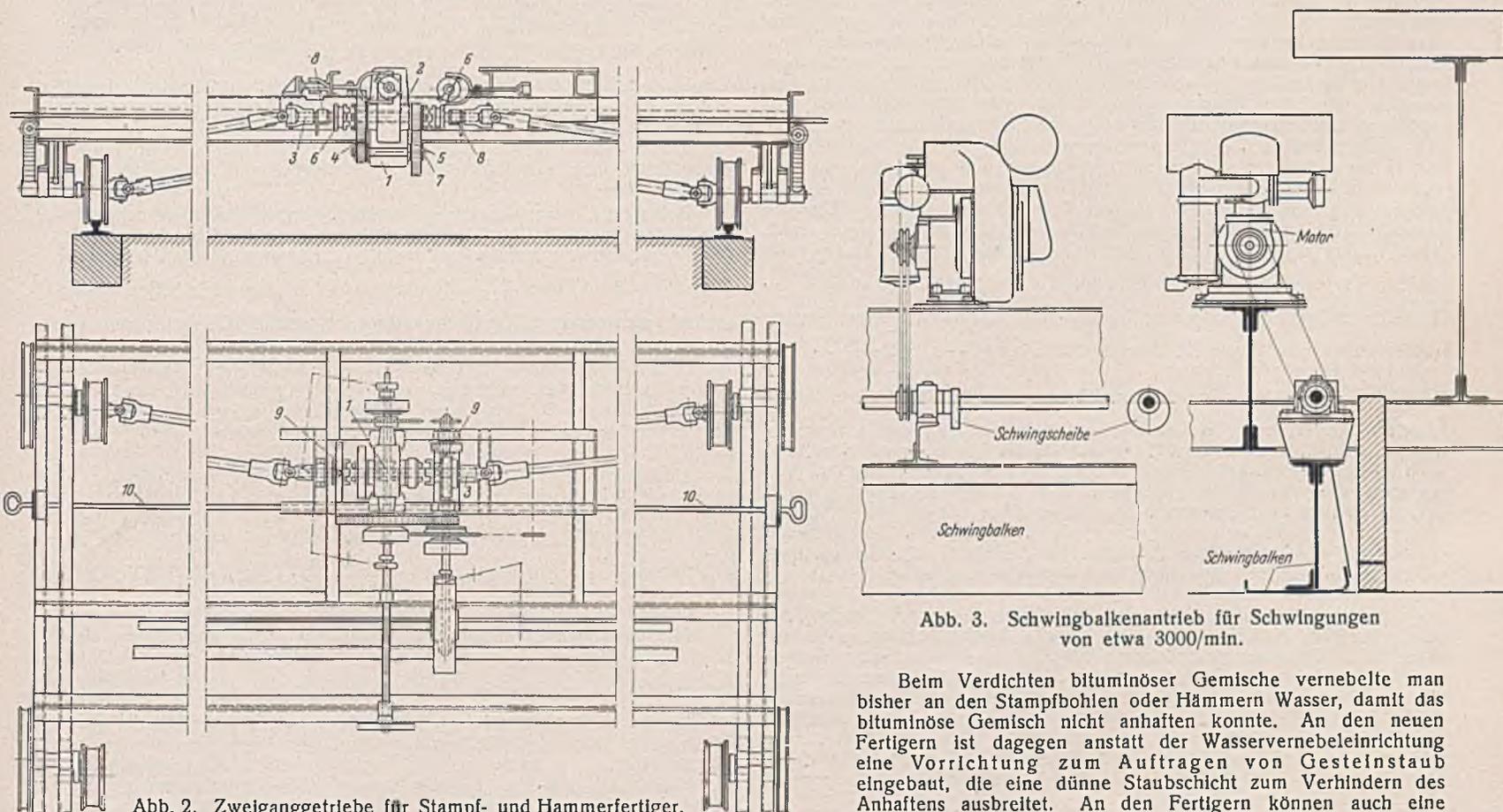


Abb. 3. Schwingbalkenantrieb für Schwingungen von etwa 3000/min.

Beim Verdichten bituminöser Gemische vernebelte man bisher an den Stampfbohlen oder Hämmern Wasser, damit das bituminöse Gemisch nicht anhaften konnte. An den neuen Fertigern ist dagegen anstatt der Wasservernebeleinrichtung eine Vorrichtung zum Auftragen von Gesteinstaub eingebaut, die eine dünne Staubschicht zum Verhindern des Anhaftens ausbreitet. An den Fertigern können auch eine Wasservernebel- und eine Staubauftrageinrichtung angebracht sein, um je nach den Verhältnissen mit Wasser oder Gesteinstaub zu arbeiten.

1 Schneckengehäuse, 2 Hohlwelle, 3 Welle, 4 u. 5 Stirnradpaare, 6 Kupplungsmuffen, 7 Verbindungswelle, 8 Lager, 9 Schaltgabeln, 10 Schaltstangen.

Abb. 2. Zweiganggetriebe für Stampf- und Hammerfertiger. Fahrgeschwindigkeit 1,94 und 9,25 m/min.

Zuschriften an die Schriftleitung.

(Ohne Verantwortung der Schriftleitung.)

Zur Berechnung des Wasserschlosses.

Zu diesem in Bautechn. 1937, Heft 43, S. 556, erschienenen Aufsatz von Prof. Dr.-Ing. R. Winkel, Danzig, bemerke ich folgendes:

Herr Winkel hält der durch Pressel nach Grundgedanken von Mayr aufgestellten Behandlungsweise der Wasserschloßaufgabe¹⁾ entgegen, sie vernachlässige die elastische Zusammendrückbarkeit von Wasser und Stollenumgebung und komme dadurch zu unrichtigen Formelentwicklungen. Diese Kritik, die sich mittelbar auch gegen alle diejenigen Hydrauliker richtet, die sich die Mayr-Presselsche Theorie zu eigen gemacht haben, hält indes einer Nachprüfung nicht stand, wie im folgenden unter Beschränkung auf das Wesentlichste gezeigt werden soll:

Herr Winkel hat zunächst (Abs. 2 auf S. 556 seines Aufsatzes) nicht unterschieden zwischen der sich mit Schallgeschwindigkeit fortpflanzenden elastischen Molekülschwingung im Druckrohr- und Stolleninhalt und der auf Schwerkraftwirkung zurückzuführenden Schaukelschwingung des Wasserinhalts von Stollen und Wasserschloß als eines Ganzen, wobei die Schaukelschwingung sich im langsamen Auf- und Abschwngen des Wasserschloßspiegels ausprägt. Beide Schwingungsvorgänge sind voneinander unabhängig und ganz verschiedener Natur. Die eine hat als Rückstellkraft die elastischen Spannungen von Wasser und Leitungswand (Beton und Fels), die andere die Schwerkraft und als Dämpfungskraft die Reibung.

Die durch die Schließbewegung des Turbinenreglers veranlaßte Drucksteigerung in der Turbinenrohrleitung wandert als elastische Stoßwelle mit Schallgeschwindigkeit zum Wasserschloß empor, wo sie zurückgeworfen wird, um als Entspannungswelle zum Turbinenleitapparat zurückzukehren. Die Wasserstandhöhe im Wasserschloß wird durch die Druckschwankungen im Turbinenrohr unmittelbar nicht beeinflußt; wenn diese überhaupt in den Stollen oberhalb des Wasserschlosses eindringen, so tun sie es nur in Form von Schallwellen mit geringem Ausschlag.

Die für die „Wasserschloßberechnung“ maßgebenden und in sie eingehenden Druckerhöhungen im Stollen gehen dagegen von dem langsamen Spiegelanstieg im Wasserschloß aus, der zwar die Folge der Verminderung des Turbinenwasserverbrauchs durch den Regler, aber von dessen Schließzeit (im Gegensatz zum Druckanstieg im Turbinenrohr) praktisch unabhängig ist. Die allmähliche Auffüllung des Wasserschlosses erzeugt einen stetig wachsenden Gegendruck gegen den aus dem Stollen nachdrängenden Wasserstrom, setzt ihn allmählich still und kehrt ihn meist sogar schließlich um.

Die übliche Wasserschloßberechnung vernachlässigt dabei den Umstand, daß jede neu hinzukommende Steigerung des Gegendrucks eine bestimmte Zeit ($l:c$) braucht, um sich der langen Wassersäule im Stollen bis oben hin zum Staubecken mitzuteilen. Herr Winkel hält das für einen folgenschweren Fehler, übersieht aber dabei, daß es sich in Wirklichkeit nur um die Vernachlässigung eines kleinen Zeitverzuges ($l:c$ = meist nur wenige Sekunden) handelt, der gegenüber der minutenlangen Dauer des Spiegelanstiegs im Wasserschloß keine irgendwie bedeutende Rolle spielen kann. (Auch dieser kleine „Fehler“ könnte in dem Berechnungsverfahren nach Mayr-Pressel einfach durch Einschaltung einer Phasenverschiebung $l:2c$ zwischen Spiegelanstieg im Wasserschloß und Verzögerung des Schwerpunktes des Stolleninhalts vermieden werden.)

Auf jeden Fall aber ist entgegen der Auffassung von Herrn Winkel damit zu rechnen, daß sich der Gegendruck und jede seiner stetigen Änderungen vom Wasserschloß bis zum Staubecken auf die ganze Stollenlänge l und nicht nur auf ein unteres Teilstück von zudem vollkommen unbestimmter Länge $c \Delta t$ erstrecken und verzögernd auswirken muß. Herr Winkel erfaßt überhaupt nur den allerersten Schritt („ Δt_1 “) des ganzen Vorgangs, wenn er in Gl. (2) a. a. O. schreibt: $(h-z) = \frac{c \Delta v}{g}$.

Für den nächsten (gleichgroßen) Zeitabschnitt („ Δt_2 “) gilt näherungsweise (unter Vernachlässigung der Änderung von Δv): $(h-z) = 2 \frac{c \Delta v}{g}$. Das Glied $\frac{c \Delta v}{g}$ entsteht nämlich einmal im zweiten Streckenabschnitt ($c \Delta t$)

durch Weiterlaufen der Welle, zweitens aber auch im ersten Streckenabschnitt durch den weiteren Spiegelanstieg im Wasserschloß. Dies setzt sich so fort, bis die erste Druckwelle am Staubecken angelangt ist. Von da ab ist die Wirkung bei gleichbleibendem Verzögerungszuwachs genau so, als ob jede neue Druckerhöhung unmittelbar auf die ganze Stollenlänge wirkte. Da nun aber eine jede Änderung des Verzögerungszuwachses wieder ähnliche „Druckwellen“ auslöst und außerdem noch rücklaufende „Entlastungswellen“ in Frage kommen, würde eine streng mathematische Verfolgung der Vorgänge sehr verwickelt.

Die vorausgeschickten Betrachtungen haben aber schon gezeigt, daß es dessen nicht bedarf, vielmehr die übliche Berechnungsweise, die sich über die Mitbetrachtung der inneren Vorgänge in der elastischen Wassermasse hinwegsetzt, vollkommen genügend genaue Ergebnisse verspricht. Die unrichtige Behandlungsweise scheint auf einen grundlegenden Irrtum in der Fragestellung des Herrn Winkel zurückzugehen: er betrachtet nur die (im Grenzfall unendlich kleine) Änderung der Verzögerungskraft („ Δz “) als wirksam und maßgebend und übersieht, daß nach jeder neuen Änderung die endliche Summe aller vorangegangenen Änderungen

(„ $h-z$ “) als hydrostatische Verzögerungskraft fortbesteht und viel nachhaltiger und ausgiebiger den Bewegungsvorgang beeinflußt. Dies wird aus nachstehenden Ausführungen noch deutlicher.

Herr Winkel glaubt seine Entwicklungen durch dabei zutage getretene äußerliche Ähnlichkeiten mit den für Freispiegelwellen abgeleiteten Beziehungen erhärtet zu sehen. Diese Annahme trifft aber nicht zu, und zwar deshalb nicht, weil in ebendiese Entwicklungen verschiedene unrichtige Annahmen und Ansätze eingegangen sind, die nur zu unrichtigen Ergebnissen führen konnten:

So wird die Fallhöhe h zwischen Staubecken- und Wasserschloßspiegel zunächst (Spalte 1 und Abb. 2 a. a. O.) als Ausgangsfestwert vor dem Eingreifen des Turbinenreglers bezeichnet, nachher aber im Ansatz der (irrtümlich als „Energiegleichung“ bezeichneten) Verzögerungskraftgleichung (Spalte 2 a. a. O. oben) irrtümlich an Stelle der tatsächlich mit der jeweiligen Wasserführung (q_z) des Stollens veränderlichen Fließfallhöhe während des Schwingungsvorganges eingeführt.

Nennen wir diese veränderliche Fließfallhöhe zum Unterschiede h_z , so schreibt sich Gl. (2) richtig: $h_z - z = \frac{l}{g} \frac{\Delta v}{\Delta t}$, was mit der von Herrn Winkel vergleichsweise wiedergegebenen und als unrichtig bezeichneten Mayr-Presselschen Gleichung (oberhalb Abb. 2) nach Umtausch der Buchstabenbeziehungen übereinstimmt.

In der Winkelschen Doppelgleichung (2) steckt aber noch ein zweiter Fehlansatz, nämlich der Ansatz $h-z = \Delta z$ (s. ob.). Die linke (in $h_z - z$ zu berichtigende) Seite dieser Gleichung stellt eine im allgemeinen endliche Größe (Unterschied von Fließ- und geodätischer Fallhöhe) dar, die rechte Seite dagegen eine auch beliebig klein (differential) zu denkende Differenz zweier zeitlich unmittelbar aufeinander folgender geodätischer Fallhöhen (= Spiegelagen des Wasserschlosses). Dieses Δz wird in der üblichen Ableitung nur zum Ansatz der Raumgleichung (Kontinuitätsgleichung) benötigt.

Der für diese Raumgleichung von Herrn Winkel gemachte Ansatz

$$F \Delta z = \Delta q \Delta t$$

enthält einen weiteren Fehler und ist zu ersetzen durch

$$F \Delta z = q_z \Delta t,$$

daher ist auch Gl. (3) a. a. O. unrichtig.

Es muß nach alledem bei der bisherigen, auf Mayr-Pressel zurückgehenden Berechnungsart des Wasserschlosses bleiben.

Prof. Dr.-Ing. A. Ludin.

Erwiderung.

Wenn es „bei der bisherigen Berechnungsart des Wasserschlosses bleiben muß“... nun, dann möge ein Zahlenbeispiel die Brauchbarkeit der „bisherigen Berechnungsart“ nachprüfen. Es handelt sich hier um die umstrittene Beziehung von Pressel, die ich in meiner Abhandlung in Bautechn. 1937, Heft 43, in der ursprünglichen Fassung $\frac{dv}{d\tau} = \frac{g}{l}(y-h)$ mitgeteilt habe; hierin ist $d\tau$ ein unendlich kleiner Zeitwert, dv die gleichzeitige Geschwindigkeitsänderung, l die Länge irgendeiner geschlossenen, mit Wasser gefüllten Druckleitung und $(y-h)$ die Änderung der Druckhöhen in dieser Leitung, die bei einem Druckanstieg infolge einer Geschwindigkeitsabnahme dv mit negativen Vorzeichen zu versehen ist ($h-y$).

Beispiel: Unter sonst gleichen Verhältnissen, insbesondere bei gleichbleibender Druckhöhe H , sei die Druckleitung verschieden lang gedacht: $l = 100 \text{ m}; 1000 \text{ m}; 5000 \text{ m}$ und 10000 m . Ferner möge die Verzögerung 1 m/sek in 1 sek , also $\frac{dv}{d\tau} = 1 \text{ m/sek}^2$ sein. In der zunächst ohne Wasserschloß vorausgesetzten Druckrohrleitung ist nun in den angenommenen

vier Fällen nach der „bisherigen Berechnungsart“ mit $(h-y) = \frac{l}{g} \frac{dv}{d\tau}$, sofern der Einfachheit wegen $g = \text{rd. } 10 \text{ m/sek}^2$ gesetzt wird, für

$$l = 100 \text{ m} \dots \dots \dots (h-y) = \frac{100 \text{ m}}{10 \text{ m/sek}^2} \cdot 1 \text{ m/sek}^2 = 10 \text{ m}$$

$$l = 1000 \text{ „} \dots \dots \dots (h-y) = \frac{1000 \text{ m}}{10 \text{ m/sek}^2} \cdot 1 \text{ „} = 100 \text{ „}$$

$$l = 5000 \text{ „} \dots \dots \dots (h-y) = \frac{5000 \text{ m}}{10 \text{ m/sek}^2} \cdot 1 \text{ „} = 500 \text{ „}$$

$$l = 10000 \text{ „} \dots \dots \dots (h-y) = \frac{10000 \text{ m}}{10 \text{ m/sek}^2} \cdot 1 \text{ „} = 1000 \text{ „}$$

der errechnete Druckanstieg.

Mit derartigen Ergebnissen ist zweifellos nichts anzufangen, denn der Druckanstieg ($h-y$) kann auch bei verschiedenen Längen der Druckleitung für $\frac{dv}{d\tau} = 1 \text{ m/sek}^2$ nur einen Wert haben.

In der kleinen Zeit $d\tau$ wird im allgemeinen noch nicht der ganze Wasserraum in der Druckleitung von der Länge l betroffen, sondern nur auf der Strecke, die in $d\tau$ von der Druckwelle mit der Geschwindigkeit c durchlaufen wird; hier ist c etwas kleiner als die Schallgeschwindigkeit: rd. 1425 m/sek im freien Wasser. Zum Vergleich: Wenn ich von einem soeben feuernden Geschütz 3300 m entfernt bin, dann höre ich nach der Zeit $d\tau$ gleich etwa $\frac{1}{1000}$ sek noch nichts, auch nach 1 sek noch nicht, sondern erst nach 10 sek , weil die Länge $l = 3300 \text{ m}$ durch die Schall-

¹⁾ Schweiz. Bauztg., Bd. 53 (1909), und Ludin, Wasserkraftanlagen, I. Hälfte (Bd. III/8 der Handbücherei Otzen), S. 340 ff. — Vgl. Aufsatz Wölle, S. 207.

geschwindigkeit der Luft $c_l = \text{rd. } 330 \text{ m/sek}$ geteilt werden muß; nach 1 sek hat die Knallwelle 330 m, nach 2 sek $2 \cdot 330 \text{ m}$ usw. durchlaufen. — So ist es aber auch im Wasser! Insbesondere in einer Rohrleitung, in der infolge der sehr kleinen elastischen Raumdehnung des von der Druckwelle betroffenen Umfangs und der geringen Wasserverdichtung dieser Wert c kleiner als die Schallgeschwindigkeit im Wasser wird, etwa $c = \text{rd. } 1000 \text{ m/sek}$.

Nun wird es erklärlich, weshalb zuvor die voneinander so sehr abweichenden Werte für die Drucksteigerung $(h - y) = 10 \text{ m, } 100 \text{ m, } 500 \text{ m}$ und 1000 m erhalten wurden.

Es ist $\gamma(h - z)f$ die verzögernde Kraft in der Leitung mit dem Querschnitt f in m^2 , während $\gamma = 1 \text{ t/m}^3$ ist; die in der Zeit $d\tau$ durch diese Kraft verzögerte Wassermenge ist nach den vorigen Überlegungen in einer Leitungsstrecke $(c d\tau)$ enthalten, also gleich $\frac{\gamma}{g} \cdot f(c d\tau)$. Daher

$$\text{ist nun } \frac{dv}{d\tau} = \frac{\gamma f(h - y)}{\gamma \cdot f c d\tau} = \frac{g(h - y)}{(c d\tau)}$$

sich von der Presselschen nur dadurch, daß statt l der Wert $(c d\tau)$ eingeführt wurde. Um hierzu nicht mißverstanden zu werden: Nirgends habe ich die „Auffassung“ vertreten, daß sich der Gegendruck vom Wasserschloß her „nur auf ein unteres Teilstück von zudem vollkommen unbestimmter Länge $c \Delta t$ erstrecken muß“ (und anscheinend wohl gar nicht bis zum Staubecken gelangt?).

Wir wollen sehen, was in dem vorigen Zahlenbeispiel diese — ich darf jetzt wohl behaupten: richtige Berechnungsart — liefert:

$$(h - y) = \frac{c d\tau}{g} \cdot \frac{dv}{d\tau} = \frac{c dv}{g}$$

Der Wert c sei mit rd. 1000 m/sek näherungsweise zunächst beibehalten — er läßt sich auch genau berechnen¹⁾. Nach dem Zahlenbeispiel war für 1 sek $dv = \Delta v = 1 \text{ m/sek}$. Alle Größen müssen noch übereinstimmend in den Bemessungen sein, also $g = \text{rd. } 10 \text{ m/sek}^2$ und c und Δv je in m/sek, $(h - y) = \frac{c \Delta v}{g} = \frac{1000 \text{ m/sek} \cdot 1 \text{ m/sek}}{10 \text{ m/sek}^2} = 100 \text{ m}$.

Denselben Druckanstieg lieferte das Zahlenbeispiel für $l = 1000 \text{ m}$; das ist auch zu erwarten, da hier für $l = (c \Delta t) = 1000 \text{ m/sek} \cdot 1 \text{ sek} = 1000 \text{ m}$ ist. Hiermit erledigt sich zugleich der in der Zuschrift erhobene Einwurf hinsichtlich der „Ähnlichkeit mit den für Freispiegelwellen abgeleiteten Beziehungen“ usw.

Nunmehr möge eine mit einem Wasserschloße versehene Druckleitung (Stollen) betrachtet werden. Ein Wasserschloß nimmt bei einem teilweisen oder vollständigen Abschlusse der zum Krafthaus führenden Druckrohrleitung den Teil des aus dem Stollen zuströmenden Wassers auf, der nicht mehr in die Druckrohrleitung gelangen kann. Bei dem Füllen des Wasserschlosses steigt der Wasserstand und übt durch die

Druckzunahme $(h - z) = \Delta z$ bzw. nach n sek $\sum_0^n \Delta z$ eine allmählich größer werdende Verzögerung der Geschwindigkeit des im Stollen zuströmenden Wassers aus, die sich unmittelbar nach der oben abgeleiteten Beziehung errechnen läßt. Da aber im Stollen infolge der Aufnahme im Wasserschloß die Verzögerung Δv nur klein gegenüber der Verzögerung Δv in der Druckrohrleitung ist, bleibt im Stollen auch der Druckanstieg nur klein: Ist z. B. Δv anfangs etwa $0,01 \text{ m/sek}$ in 1 sek, so wird für den

$$\text{Stollen } \Delta z = \frac{c \Delta v}{g} = \frac{1000 \text{ m/sek} \cdot 0,01 \text{ m/sek}}{10 \text{ m/sek}^2} = 1 \text{ m.}$$

In dem Maße, wie Δv allmählich zunimmt, wird auch Δz bzw. $\sum(\Delta z)$ größer, und umgekehrt nimmt mit Δz bzw. $\sum(\Delta z)$ auch Δv zu. Das Steigen und Fallen des Wasserstandes im Wasserschloße (Schwingungen) und die Druckwellenschwingungen im Stollen sind daher durchaus nicht „voneinander unabhängig“. Ferner habe ich niemals „übersehen“, „daß nach jeder neuen Änderung die endliche Summe aller vorangegangenen Änderungen ... als ... Verzögerungskraft fortbesteht“.

Aber auch im Stollen von der Länge l wird im allgemeinen, wenn er länger als 1 km ist, in 1 sek noch nicht der ganze Stolleninhalt verzögert, sondern nur auf der Strecke, die in 1 sek von der Druckwelle Δz durchlaufen wird. Ist etwa $l = 8 \text{ km}$, so gelangt diese Druckwelle erst nach ungefähr $\frac{8000 \text{ m}}{1000 \text{ m/sek}} = 8 \text{ sek}$ am Stolleneinlauf an. In diesem Falle würde die „bisherige Berechnungsart“

$$\Delta z = \frac{l}{g} \cdot \frac{dv}{d\tau} = \frac{8000 \text{ m}}{10 \text{ m/sek}^2} \cdot \frac{0,01 \text{ m/sek}}{1 \text{ sek}} = 8 \text{ m}$$

gegenüber dem zuvor erhaltenen $\Delta z = 1 \text{ m}$ liefern, also achtmal so groß wie der wohl zutreffendere Wert.

Nun noch einiges zu den in vorstehender Zuschrift erhobenen Beanstandungen:

Auch die Presselsche Beziehung rechnet mit sehr kleinen Zeitwerten $d\tau$, was mir, obwohl ich mit endlichen Zeitwerten Δt etwa gleich

¹⁾ Vgl. Ztribl. d. Bauv. 1924, S. 389 ff.

1 sek rechne, den Vorwurf einbrachte: „Herr W. erfaßt überhaupt nur den allerersten Schritt Δt des ganzen Vorganges“. Selbstverständlich muß, wie überall, der erste Schritt gemacht werden, dem die weiteren Schritte folgen. Die Wasserstandshöhen im Wasserschloße werden ebenfalls schrittweise errechnet; meine Abhandlung (vgl. Abb. 1 und Schlußsatz!) läßt darüber keinen Zweifel.

Zu $(h - z) = \Delta z$ ist zu sagen, daß h jeweils um das betreffende Δz vermindert wird, also selbst veränderlich wird; vgl. hierzu Gl. (1) und meine Ausführungen dazu: „Diese Druckwelle verzögert die Wassergeschwindigkeit in der Zeit Δt um Δv im Stollen, wobei im Wasserschloße der Wasserstand um Δz (Abb. 2) ansteigt, so daß sich dort h auf z vermindert.“

Der für die Raumgleichung gemachte Ansatz $F \Delta z = \Delta q \Delta t$ enthält keinen Fehler, weil hierfür die Voraussetzung mitgeteilt wurde, daß in der Zeit Δt sich q auf q_e ändert, so daß $\Delta q = q - q_e$ ist; q_e fließt mithin durch die etwas gedrosselte Druckrohrleitung weiter, während nur Δq Druckänderungen in der Leitung und im Stollen bewirkt.

Ich habe hiernach in meiner Abhandlung keine Berichtigungen vorzunehmen. Im übrigen möge jeder nach der „bisherigen Berechnungsart“ mit l statt $(c \Delta t)$ rechnen, dem die z. B. bei $\frac{dv}{d\tau} = 1 \text{ m/sek}^2$ ermittelten Druckhöhenänderungen bei verschiedener Leitungslänge mit 10 m, 100 m, 500 m und sogar 1000 m, oder für einen 8 km langen Wasserschloßstollen bei $\Delta v: \Delta t = 0,01 \text{ m/sek}^2$ mit 8 m statt 1 m „vollkommen genügend genaue Ergebnisse“ zu sein scheinen. R. Winkel.

Zweite Zuschrift.

Die vorstehende Erwiderung ist in allen wesentlichen Punkten im voraus widerlegt durch meine erste Zuschrift, der ich an sich nichts hinzuzufügen und auch nichts abzustreichen habe.

Nur auf neu vorgetragene Punkte der Erwiderung sei kurz hingewiesen:

1. Der Hauptteil, der bis zum Absatzanfang „Nunmehr möge ...“ behandelt nicht das „Wasserschloß“, sondern das „Druckrohrproblem“ und fußt auf der nicht vertretbaren Anschauung, man könne bei Untersuchung der Vorgänge im System Druckstollen — Wasserschloß die Druckrohrleitung (gemeint ist: den „Druckstollen!“) „zunächst ohne Wasserschloß voraussetzen“ und dennoch die nur bei Vorhandensein eines Wasserschlosses gültige Berechnungsweise anwenden. Daß dabei Drucksteigerungen (bis zu 1000 m in der ersten Sekunde) herauskommen, mit denen für die Wasserschloßberechnung „nichts anzufangen“ ist, ist wohl richtig, fällt aber nicht Mayr-Pressel oder mir zur Last, sondern nur Herrn Winkel, der den grundsätzlichen Unterschied zwischen „Druckrohrproblem“ und „Wasserschloßproblem“ verkennt.

2. Ein zweiter grundsätzlicher Irrtum liegt — trotz aller Einwendungen — in der Formelableitung aus dem „ersten Schritt“ statt aus einer Zwischenlage des Wasserschloßspiegels (wie in allen anderen Darstellungen des Wasserschloßproblems seit jeher). Diese Ausgangsstellung muß fast sicher zur Fehlentwicklung leiten. Die nachträgliche berichtigende Formulierung, daß $(h - z)$ nach n sek nicht mehr $= \Delta z$, sondern $= \sum_0^n \Delta z$ sei, trifft immer noch nicht das Richtige, da sich nicht nur h , sondern auch z nach der Störung des Beharrungszustandes ständig ändert. Der „Betriebswasserstand (h)“ des Ausgangsbeharrungszustandes spaltet sich nämlich infolge der Änderung des Turbinenwasserverbrauchs auf: in den sichtbaren Wasserschloßspiegelstand (z) und die nur rechnerisch nachweisbare Reibungsfalhöhe ($h = \varepsilon v^2$, von mir oben h_z genannt, zum Unterschiede gegenüber dem festen Ausgangswerte h). Der Unterschied $h_z - z$ ist daher nicht $= \sum \Delta z$, sondern $= \sum(\Delta h_z - \Delta z)$! (Nicht viel anders ist es mit „ $\Delta q = q - q_e$ “.)

Das Rechnungsbeispiel des zweiten Teils der Erwiderung ist nicht beweiskräftig, weil es wieder nur den „ersten Schritt“ erfaßt. Wie die weiteren Schritte rechnerisch behandelt werden sollen, während deren doch auch nach Herrn W. bald einmal die Massenträgheit des gesamten Stolleninhaltes (l statt $c \Delta t$) zur Wirkung gelangen muß, ist aus den Ausführungen von Herrn W. nicht ersichtlich. Die Stolleninhaltsverzögerung (früher von Herrn W. mit Δv , jetzt mit Δv bezeichnet) ist die Folge der Spiegelhebung im Wasserschloß und nicht umgekehrt; es ist daher nicht richtig, die Verzögerung beispielsweise (mit $0,01 \text{ m/sek}$) anzunehmen und daraus „ Δz “ zu errechnen.

Vielleicht versucht Herr W. einmal, eine vollständige Wasserschloßschwingung von Anfang bis zum Scheitel, nicht nur im ersten Schritt, nach seinem Ansatze durchzurechnen und mit der im großen an einer ausgeführten Anlage beobachteten zu vergleichen. Er dürfte dann sehen, daß der Schluß seiner Erwiderung nicht am Platze war. Ludin.

Zweite Erwiderung.

Es ist wohl eine contradictio in verbo, daß jemand den Unterschied zwischen Druckrohr- und Wasserschloßproblem verkennen soll, der über diese Fragen selbst Forschungen durchgeführt und veröffentlicht hat.

Zur „Formelableitung aus dem ‚ersten Schritt‘ statt aus einer Zwischenlage des Wasserschloßpegels“ bemerke ich: Auch in einer Zwischenlage während der Füllung oder Leerung des Wasserschlosses eilen im Stollen die Druckwellen mit c hin und her, daher besteht zwischen Anfang und Zwischenlage überhaupt kein Unterschied. — Es bleibe daher dem Urteil wissenschaftlich arbeitender Fachgenossen überlassen, ob mein Rechnungsbeispiel beweiskräftig ist oder nicht.

Verzögerung und Druckanstieg stehen zueinander in engster Beziehung, daher läßt sich sowohl Δz aus $\Delta v : \Delta t$ wie umgekehrt $\Delta v : \Delta t$ aus Δz errechnen.

Eine Wasserschloßberechnung wird niemals dadurch fehlerhaft, daß statt „ l “ richtiger (mit Beachtung der Laufzeiten $l : c$; $2l : c$; $3l : c$ usw.) die Strecke $c \cdot \Delta t$ eingesetzt wird; das ist aber der Kernpunkt, um den es sich hier ausschließlich handelt. Da nun diese Berechnungsart mit $c \cdot \Delta t$ (statt l) auch in der zweiten Zuschrift in keiner Weise widerlegt worden ist, muß der Schlußsatz meiner ersten Erwiderung noch einmal mit besonderem Nachdruck betont werden!

R. Winkel.

Wir schließen hiermit die Aussprache. Die Schriftleitung.

Personalmeldungen.

Deutsches Reich. Deutsche Reichsbahn. a) Reichs- und Preußisches Verkehrsministerium, Eisenbahnabteilungen. Ernann: zum Reichsbahnrat: Reichsbahnratsrat Grave, zum Reichsbahnratsrat: der technische Reichsbahnoberinspektor Max Bub. In den Ruhestand getreten: Reichsbahndirektor Student, Reichsbahnratsrat Radtke. Im Ruhestand verstorben: Direktor der Deutschen Reichsbahn und Ministerialdirektor a. D. Dr.-Ing. Anger.

b) Betriebsverwaltung: Ernann: zum Reichsbahnoberrat: Reichsbahnrat Dr.-Ing. Diehl, Dezerent des RZA München, zum Reichsbahnratsrat: die Reichsbahnbauassessoren Adalbert Doll, Vorstand des Betriebsamts Ulzen, Dr.-Ing. Lagerhausen, Vorstand des Betriebsamts Hannover, Walter Völker, Vorstand des Betriebsamts St. Wendel, Reichsbahnratsrat Hans Nolte, Vorstand des Betriebsamts Hagen (Westf.) 2; — der technische Reichsbahnoberinspektor Otto Schäfer, Vorstand des Betriebsamts Leutkirch; — zum Oberlandmesser auf wichtigerem Dienstposten: Oberlandmesser Eberhardt in Frankfurt (Main).

Versetzt: die Reichsbahnoberräte Parow, Dezerent der RBD Mainz, als Dezerent zur Oberbetriebsleitung Ost in Berlin, Emil Hammer, Dezerent der RBD Königsberg (Pr.), als Abteilungsleiter und Dezerent zur RBD Köln, Spanaus, Dezerent der RBD Saarbrücken, als Dezerent zur RBD Erfurt, Paulsen, Dezerent der RBD Königsberg (Pr.), und Hochheim, Vorstand des Betriebsamts Brandenburg, als Dezerenten zur Reichsbahndirektion Berlin, Niehage, Dezerent der RBD Saarbrücken, als Dezerent zur Reichsbahndirektion München, Johannes Greve, Vorstand des Betriebsamts Oldenburg 1, und Dr.-Ing. Gläsel, bisher beurlaubt, als Dezerenten zur RBD Hannover, Dr.-Ing. Uhlich, Dezerent der RBD Saarbrücken, als Dezerent zur RBD Dresden, Hensch, Vorstand des Betriebsamts M.-Gladbach, als Dezerent zur RBD Saarbrücken, Bischoff, Vorstand des Betriebsamts Ludwigslust 2, als Dezerent zur RBD Oppeln, Johannes Franke, Vorstand des Betriebsamts Stolp, und Noldeke, Vorstand des Betriebsamts Weimar, als Dezerenten zur RBD Königsberg (Pr.), Beger, Dezerent der RBD Osten in Frankfurt (Oder) als Dezerent zur RBD Kassel, Aschenbrenner, Dezerent der RBD Oppeln als Dezerent zur RBD Frankfurt (Main), Lempe, Vorstand des Betriebsamts Braunschweig 2, als Vorstand zum Betriebsamt Halberstadt, Schaller, Vorstand des Betriebsamts Arnstadt, als Dezerent zur RBD Hamburg, Kraner, Vorstand des Betriebsamts Guben, als Vorstand zum Betriebsamt Oldenburg 1, Anton Hahn, Vorstand des Betriebsamts Harburg-Wilhelmsburg, als Dezerent zur RBD Schwerin, Spranger, Vorstand des Betriebsamts Zwickau (Sachs.) 2, als Dezerent zur RBD Saarbrücken, Panzer, Dezerent der RBD Münster (Westf.), als Dezerent zur Reichsbahndirektion München; — die Reichsbahnräte von Ammon, Vorstand des Betriebsamts Lichtenfels, als Vorstand zum Betriebsamt Döbeln, Dannenberg, Vorstand des Betriebsamts Kassel 2, als Vorstand zum Neubauamt München 2 (Reichsbahndirektion), Rebmann, Vorstand des Betriebsamts Cottbus 2, als Dezerent zur RBD Erfurt, Laupheimer, Vorstand des Betriebsamts Schwandorf, als Vorstand zum Neubauamt Berchtesgaden, Peukert, Vorstand des Betriebsamts Schneidemühl 1, als Vorstand zum Betriebsamt Lübeck, Balbig, Vorstand des Betriebsamts Zwickau (Sachs.), als Vorstand zum Betriebsamt Lichtenfels, Dr.-Ing. Bartsch, Vorstand des Betriebsamts Waldshut, als Vorstand zum Betriebsamt Recklinghausen, Emmerich, Vorstand des Betriebsamts Ludwigshafen (Rhein), als Vorstand zum Betriebsamt Saalfeld (Saale), Siemann, Vorstand des Betriebsamts Bartenstein, als Vorstand zum Betriebsamt Rheine, Grämkow, Vorstand des Betriebsamts Recklinghausen, als Vorstand zum Betriebsamt Köln, Kretschmar, Vorstand des Betriebsamts Sorau, zur RBD Mainz, Achtelik, Vorstand des Betriebsamts Paderborn 1, als Dezerent zur RBD Berlin, Zucker, Vorstand des Betriebsamts Düren, als Dezerent zur RBD Münster (Westf.), Christian Baum, Vorstand des Betriebsamts Halberstadt, als Vorstand zum Betriebsamt Braunschweig 2, Wattenberg, bisher im Reichsverkehrsministerium Eisenbahnabteilungen, als Vorstand zum Betriebsamt München 2, Dr.-Ing. Schmerber, Vorstand des Betriebsamts Bad Kreuznach 2, zur Direktion der Reichsautobahnen, Marzenell, Vor-

stand des Neubauamts Arnstadt, als Vorstand zum Betriebsamt Weimar; — die Reichsbahnbauassessoren Walter Völker, Vorstand des Neubauamts Wesermünde, als Vorstand zum Betriebsamt St. Wendel, Meine bei der Oberbetriebsleitung Ost in Berlin als Vorstand zum Betriebsamt Cottbus 2, Hörmann bei der RBD München als Vorstand zum Betriebsamt Waldshut, Karch bei der RBD Nürnberg als Vorstand zum Betriebsamt Bartenstein, Altrock beim Betriebsamt Hannover 1 als Vorstand zum Betriebsamt Stolp, Horst bei der RBD Köln als Vorstand zum Betriebsamt Karlsruhe 2, Kockelkorn bei der RBD Breslau und Rudolf Petzold beim Betriebsamt Chemnitz 1 in den Bezirk der Reichsbahndirektion Berlin als Vorstände von Neubäuämtern, Otfried Hoffmann beim Betriebsamt Fulda und Schönrock beim Betriebsamt Essen 1 zur Reichsbahndirektion München, Friedmann beim Neubauamt Karlsruhe als Vorstand zum Neubauamt Berlin-Lichterfelde 2 (Reichsbahndirektion), Riedel beim Betriebsamt Mainz zum Betriebsamt Hamburg, Rathke bei der RBD Königsberg (Pr.) als Vorstand zum Betriebsamt Schneidemühl 1, Lacmann bei der RBD Mainz als Vorstand zum Betriebsamt Bad Kreuznach 1, Selzer bei der RBD Essen als Vorstand zum Betriebsamt Koblenz 2, Wagler bei der RBD Stettin als Vorstand zum Betriebsamt Cottbus 1, Karl Schwarz bei der RBD Stuttgart als Vorstand zum Betriebsamt Arnstadt, Peiter bei der RBD Kassel als Vorstand zum Betriebsamt M. Gladbach, Bossert beim RZA Berlin als Vorstand zum Betriebsamt Meiningen, Artur Beck bei der RBD Nürnberg als Vorstand zum Betriebsamt Schwandorf, Rippe bei der RBD Frankfurt (Main) als Vorstand zum Betriebsamt Paderborn 1, Mann beim Betriebsamt Chemnitz 1 als Vorstand zum Betriebsamt Guben, Mülhens bei der Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen in Köln als Vorstand zum Neubauamt Berlin-Schöneberg (Reichsbahndirektion), Staniczek bei der RBD Königsberg (Pr.) als Vorstand zum Neubauamt Berlin-Zossen (Reichsbahndirektion), Walter Schmitt bei der RBD Karlsruhe als Vorstand zum Neubauamt Friedberg (Hessen), Steinbrink bei der RBD Saarbrücken zur Reichsbahndirektion München.

Übertragen: dem Reichsbahnoberrat Kasten, Dezerent der RBD Osten in Frankfurt (Oder), die Geschäfte eines Abteilungsleiters daselbst; — dem Reichsbahnrat Dr.-Ing. Adolf Fischer, Vorstand des Betriebsamts Karlsruhe 2, die Stellung des Vorstandes des Betriebsamts Karlsruhe 1; — dem Reichsbahnbauassessor Gustav Schäfer bei der RBD Berlin die Stellung des Vorstandes eines Neubauamts der Reichsbahndirektion Berlin, Reineck beim Betriebsamt Berlin 6 die Stellung des Vorstandes des Neubauamts Berlin-Lichterfelde 3 (Reichsbahndirektion).

Überwiesen: die Reichsbahnbauassessoren Wilhelm Meinecke beim Betriebsamt Stettin 2 zur RBD Stettin, Hans Bock beim Betriebsamt Köln-Deutz 1 zur RBD Köln.

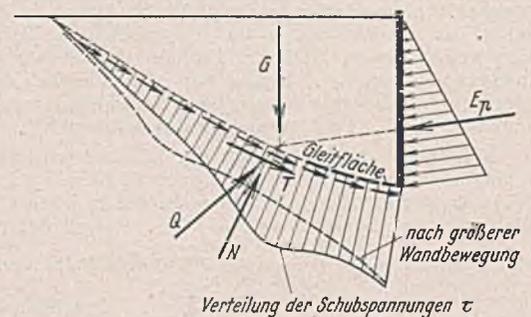
In den Ruhestand getreten: Reichsbahndirektionspräsident Meinecke in Oppeln; — Vizepräsident Hölzel in Regensburg; — die Reichsbahnoberräte Waas, Dezerent der RBD Stuttgart, Prof. Ernst Müller, Dezerent der RBD Karlsruhe, Geul, Vorstand des Betriebsamts München 2, Graebert, Dezerent der RBD Frankfurt (Main), Dr.-Ing. Niemeler, Dezerent der RBD Erfurt, Schönborn, Dezerent der RBD Breslau, Struve, Vorstand des Betriebsamts Osnabrück 2, August Hildebrand, Vorstand des Betriebsamts Bingen; — die Oberlandmesser auf wichtigerem Dienstposten Beinecke in Köln, Adolf Lindemann in Schwerin und Eilers in Wuppertal.

Gestorben: die Reichsbahnoberräte Sauerlich, Dezerent der RBD Hannover, August Lieffers, Vorstand des Betriebsamts Meiningen.

Im Ruhestand verstorben: Oberbaurat, Geheimer Baurat Fritzsche in Dresden, zuletzt Vorstand der früheren Betriebsdirektion Dresden-Neustadt; — Reichsbahnoberrat Otto Simon in Köln-Nippes, zuletzt Dezerent der RBD Köln, Menne in Göttingen, zuletzt Vorstand des Betriebsamts Göttingen 1, Oberregierungsbaurat Mühlberger in Stuttgart, zuletzt Vorstand der Eisenbahnbauleitung Stuttgart.

Berichtigung.

In Heft 10, 11, S. 152 ist die Abb. 6, unter Beibehaltung der Unterschrift, durch die nebenstehende Abbildung zu ersetzen.



Verteilung der Schubspannungen τ

INHALT: Die Arbeiten der Reichswasserstraßenverwaltung im Jahre 1937. (Fortsetzung.) — Sturm- und Wellenschutz bei der Einfahrtlinie zum Hafen von Malmö. — Weiteres über Stahlbrücken mit Plattengurtungen. — Einfluß der elastischen Formänderung von Stollenwand und Inhalt auf die Wasserschloßwirkung. — Vermischtes: Technische Hochschule Hannover. — Das neue Forschungs-Institut der Deutschen Akademie für Bauforschung in Magdeburg. — Verwendungsmöglichkeiten der neuen Werkstoffe. — Internationaler Ständiger Verband für Schiffbaukongresse. — Neuerungen an Stampfböhlen- und Hammerfertlgern für Straßendecken. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Personalmeldungen. — Berichtigung.

Verantwortlich für den Inhalt: A. Laskow, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.