

# DIE BAUTECHNIK

16. Jahrgang

BERLIN, 9. Dezember 1938

Heft 52

Alle Rechte vorbehalten.

## Einbau einer festen Sohle in die Schleppzugschleuse Dörverden.

Von Regierungs- und Baurat Thien, Hannover, und Regierungsbaurat Koch, Stade (beide früher in Hoya).

### 1. Beschreibung der Schleppzugschleuse.

Die Schleppzugschleuse Dörverden ist in den Jahren 1909 und 1910 im Rahmen des Neubaues der Stauanlage in der Weser bei Dörverden am unteren Ende des rd. 2,5 km langen Schleusenkanals errichtet und am 1. April 1912 in Betrieb genommen worden<sup>1)</sup>.

Beim Bau der Schleppzugschleuse, der unter Grundwasserabsenkung ausgeführt worden ist, wurden einige damals neue Bauweisen angewendet; sie sollen zum besseren Verständnis der nachfolgenden Ausführungen hier kurz beschrieben werden (Abb. 1 u. 2):

Die Schleuse (Abb. 1) hat 350 m Nutzlänge, 12,5 m Nutzbreite und 5,2 m Höchstgefälle. Ein Mittelhaupt trennt am unteren Ende der Schleuse einen rd. 85 m langen Teil zur Benutzung für Einzelschiffe ab. Die Schleuse wird durch kurze Umläufe in den Häuptern mit Schützen ohne Beruhigungsvorrichtungen gefüllt und entleert. Die Häupter sind einschließlich ihrer Sohle massiv aus Beton hergestellt. Die Tore haben eine kreisförmig gekrümmte Blechhaut und werden, wie auch die Umlaufschützen, elektrisch betrieben<sup>2)</sup>.

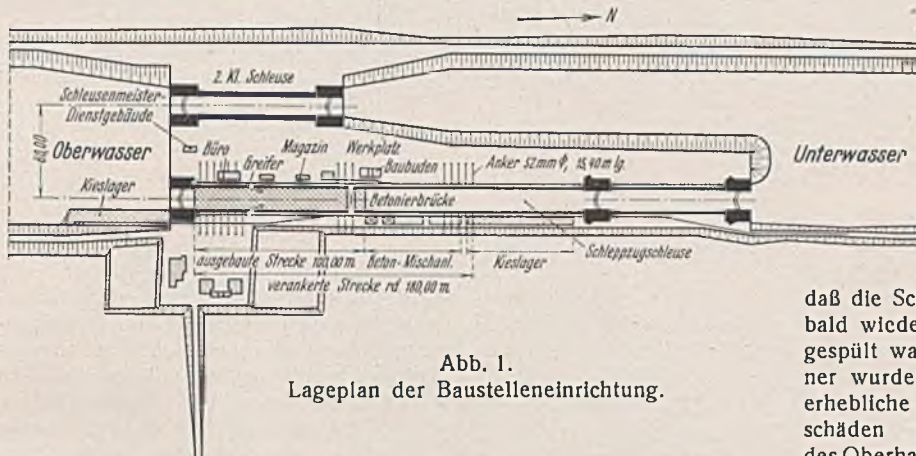


Abb. 1.  
Lageplan der Baustelleneinrichtung.

Die 9,15 m hohe, als Winkelstützmauer aus Eisenbeton ausgebildete Kammerwand hat außer der Fußplatte noch einen Zwischenboden erhalten, der den unter ihm gelegenen Teil der Stirnwand vom Erddruck entlasten sollte. Fußplatte und Zwischenboden sind als Gewölbe ausgebildet. Die Kammerwand ist durch Rippen im Abstand von 4,80 m versteift. Die über NW liegenden Sichtflächen sind mit Oldenburger Klinkern verblendet, die sich gut gehalten haben.

Der Beton der Kammerwände wurde aus 1 Rt Portlandzement + 0,6 Rt Traß + 6 Rt Kiessand hergestellt; dies entspricht 164 kg Zement auf 1 m<sup>3</sup> Beton. Der Kiessand wurde an Ort und Stelle als Aushub gewonnen und von der Verwaltung geliefert.

Maßgebend für die Wahl der Sohlenbefestigung ist bei dem sehr durchlässigen Kiesuntergrund an der Baustelle gewesen, eine sorgfältige Dichtung zu erreichen; hierdurch sollte die Bildung von Wasseradern verhindert und die Dichtungsschicht bei den heftigen Wasserbewegungen während des Schleusens gegen mechanische Angriffe geschützt werden. Der Gedanke, dies durch eine Betonschicht zu erreichen, wurde damals verworfen, da etwa unter dem Beton sich bildende Wasseradern sich der Beobachtung entziehen, und es hierdurch zur Bildung von Hohlräumen kommen könne. Es wurde deshalb für die Sohle eine Befestigung gewählt, die sich nicht selbst trägt, sondern so weit nachgiebig ist, daß sie sich dem Untergrund anschmiegt.

In der Kammersohle wurde im Trockenen eine 0,40 m dicke Tonschicht eingebracht, die mit einer 0,20 m dicken Kiesschicht abgedeckt wurde. Damit ein Aufbrechen der Tonschicht infolge Wasserdrucks von unten vermieden wurde, ist eine Anzahl von Tonrohren durch die Tonschicht bis auf den durchlässigen Untergrund geführt worden. Die Tonrohre wurden mit ausgesiebtem groben Kies gefüllt. Auf der Kiesschicht wurden als Abdeckung sechseckige Betonprismen von 0,40 m Höhe verlegt.

<sup>1)</sup> Ztrbl. d. Bauv. 1914, S. 223, 644 u. 654; wegen des inzwischen erforderlicher gewordenen Wehrbaues s. Ztrbl. d. Bauv. 1936, S. 532.

<sup>2)</sup> Bautechn. 1933, Heft 12, S. 137, E. Foß, Elektrischer Antrieb der Schleppzugschleuse bei Dörverden.

### 2. Schäden an der Schleppzugschleuse.

Im Jahre 1920 wurden die ersten Schäden festgestellt: Die linke Kammermauer hatte sich etwas nach vorn geneigt, gleichzeitig waren kleine Versackungen der Hinterfüllungserde eingetreten. In den folgenden Jahren vergrößerte sich die Mauerbewegung kaum merklich, bis 1927 festgestellt wurde, daß nicht nur die Mauer sich erheblich mehr nach vorne geneigt hatte, sondern daß mehrere Löcher in der Schleusensohle vorhanden waren. Das gefährlichste Loch unterhalb des Oberdrehpels wurde sofort mit Schüttsteinen verfüllt und eine genaue Untersuchung und Beobachtung vorgenommen. Dabei ergab sich,

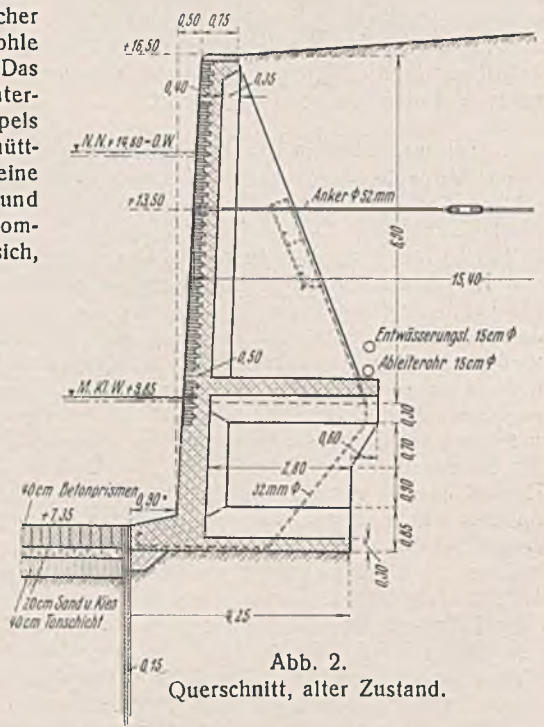


Abb. 2.  
Querschnitt, alter Zustand.

daß die Schüttsteine bald wieder herausgespült waren. Ferner wurden weitere erhebliche Sohlenschäden unterhalb des Oberhauptes und

eine sich in etwa 3 Monaten um 4 cm vergrößernde Vorwärtsbewegung der linken Mauer festgestellt. Auch die rechte Mauer zeigte Bewegungen. Die Hauptschäden waren etwa 55 m vom Oberhaupt entfernt und nahmen von hier aus langsam zum Ober- bzw. Mittelhaupt hin ab.

Als Sicherungsmaßnahme wurde nunmehr sofort Schüttbeton unter Wasser in die entstandenen Vertiefungen eingebracht. Der Umfang der Löcher ist daraus ersichtlich, daß allein die Füllung eines Loches 34 m<sup>3</sup> Beton erforderte. Ferner wurden 1928 in der besonders gefährdeten Strecke der Kammerwand bis rd. 180 m unterhalb des Oberhauptes auf beiden Seiten Anker von je 15 m Länge und 52 mm Durchm. eingebracht, ohne daß die Schifffahrt durch diese Arbeiten wesentlich gestört worden wäre (Abb. 1).

### 3. Untersuchung der Schleppzugschleuse.

Damit eine gründliche Untersuchung und weiterhin eine durchgreifende Überholung der Schleppzugschleuse, die eine Sperrung für den Schiffsverkehr erforderlich machte, möglich war, mußte zunächst als Ersatz eine zweite kleine Schleuse in 60 m Abstand von der Schleppzugschleuse errichtet (Abb. 1) und im Herbst 1935 in Betrieb genommen werden<sup>3)</sup>.

Die eingehende Untersuchung der Schleppzugschleuse hat im Herbst 1935 stattgefunden.

Die unter Wasser befindlichen Teile der Kammerwände und die Schleusensohle sind mit Hilfe eines Taucherschachtes untersucht worden. Außerdem sind hinter den Kammerwänden mehrere Schächte zur Untersuchung des Betons der hinteren Teile der Kammermauern und zur Entnahme von Wasserproben aus dem Untergrunde heruntergetrieben worden.

Bei diesen Untersuchungen ist festgestellt worden, daß die Betonprismen der Sohle im oberen Schleusendrittel an vielen Stellen nicht mehr vorhanden waren. Vielfach war die Sohle mit Kies, Sand und Betonresten von wechselnder Dicke überlagert. Weiter zeigte sich an einzelnen Stellen eine starke Beschädigung des Fußes der Kammermauern

<sup>3)</sup> Ztrbl. d. Bauv. 1936, S. 535.



(des sogenannten Spornes). Bei der Untersuchung durch Professor Grün, Düsseldorf, stellte sich dieser Beton zum Teil als ausgesprochen schlecht heraus. Im Gegensatz hierzu hat die Prüfung der hinter der Kammerwand aus Rippe und Sohle entnommenen Betonproben verhältnismäßig gute Festigkeiten ergeben; das Materialprüfungsamt in Berlin-Dahlem hat hierbei Druckfestigkeiten des Betons von 193 bis 267 kg/cm<sup>2</sup> festgestellt.

Die Untersuchung der Wasserproben hat nur an einer Stelle betonangreifendes Wasser mit aggressiver Kohlensäure von 11 mg/l ergeben. Diese Stelle liegt zwischen Mittel- und Unterhaupt, wo keine besonderen Schäden der Kammermauer festgestellt worden sind.

Anlässlich dieser Untersuchung sind ferner Querprofile durch die Schleusenammer in 6 bis 7 m Abstand gelegt und aufgetragen worden. Es hat sich hierbei gezeigt, daß an der ungünstigsten Stelle die Verschiebung der oberen Kammermauern insgesamt 0,47 m beträgt, und daß gleichzeitig die untere Kammerwand auf der ganzen Schleusenlänge auf beiden Seiten etwa den Verschiebungen der oberen Kammerwand entsprechend vorgegangen war.

Die entstandenen Schäden sind also, abgesehen von der gewählten Bauweise der Kammermauer und der Betonzusammensetzung, offenbar besonders auf die Bauart der Sohle und deren Zerstörung durch das strömende Schleusungswasser zurückzuführen.

Wenn auch diese Untersuchungsergebnisse nicht eine sofortige Außerbetriebsetzung der Schleppzugschleuse notwendig machten, so war doch schnelle Abhilfe dringend erforderlich.

4. Entwurfsarbeiten für die Beseitigung der Schäden.

a) Vorarbeiten. Bereits seit dem Jahre 1934 sind Vorschläge für die Instandsetzung der Schleppzugschleuse ausgearbeitet worden. Diese sahen eine Ausbesserung der Schleuse in ganzer Länge vor und bewegten sich in den Kostengrenzen von 1,7 bis 3,7 Mill. RM. Abgesehen von den hohen Kosten hätte ihre Ausführung die Sperrung der Schleuse auf mehrere Jahre erfordert, was mit Rücksicht auf die Schifffahrt nicht vertretbar gewesen wäre. Das Reichsverkehrsministerium ordnete daher an, den besonders gefährdeten Teil der Schleppzugschleuse (rd. 100 m im Anschluß an das Oberhaupt) unter möglichst kurzer Verkehrssperrung so instand zu setzen, daß die Schleuse noch auf Jahre hinaus dem Verkehr dienen kann. Hierbei kam es vor allem darauf an, den fehlenden Halt des Spornes durch Einbau von Sohlenversteifungen herzustellen. Auf dieser Grundlage sind in Zusammenarbeit mit einigen Tiefbaufirmen mehrere Entwürfe aufgestellt worden, die einen Kostenaufwand von rund 100 000 bis 200 000 RM erforderten.

b) Endgültiger Entwurf (Abb. 3). Aus diesen Untersuchungen entwickelte sich ein Entwurf, der den Einbau einer festen Betonsohle im Kontraktorverfahren unter Wasser mit anschließender Verfestigung der Sporne durch Zementempressungen vorsah, wobei die für die Sohle erforderlichen eisernen Hilfskonstruktionen über Wasser hergestellt und mittels geeigneter Geräte auf die Sohle versenkt werden sollten. Dieser Entwurf wurde der Bauausführung zugrunde gelegt.

Aus Sicherheitsgründen ist von irgendwelchen Rammarbeiten in der Schleusenammer und von einer Trockenlegung der Schleuse für die Bauarbeiten abgesehen worden. Die Kammermauern der Schleuse wurden auf der besonders gefährdeten Strecke von rd. 100 m im Anschluß an das Oberhaupt durch eine Betonschicht in der Sohle gegeneinander abgesteift, damit die Bewegungen der Kammerwände zum Stillstande kamen; dabei mußte die Durchlässigkeit der Sohle aufrechterhalten bleiben.

Die neue Betonsohle weist eine Dicke von 1,20 m und eine Breite von rd. 10,40 m zwischen den bestehenden Holzspundwänden auf. Sie ist entsprechend

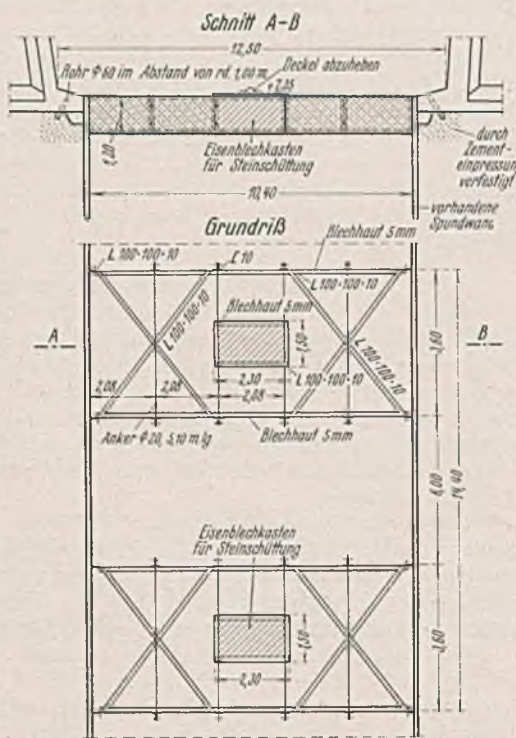


Abb. 3. Querschnitt und Grundriß mit neuer Sohle.

dem Rippenabstande der Kammerwand in einzelne Streifen aufgeteilt. Als Schalung der einzelnen Betonstreifen dienen eiserne Blechwände von 5 mm Dicke, die durch L- und C-Eisen verstärkt und von denen je zwei durch acht Anker von 20 mm Durchm. und durch kreuzweis angebrachte Diagonalen aus L-Eisen zu einem Rahmen verbunden sind. Diese Rahmen haben eine Breite von 3,60 m erhalten, damit sie zwischen den im Rippenabstand von 4,80 m eingebauten eisernen Absteifungen der Kammermauer heruntergelassen werden konnten (Abb. 4). Es entstanden somit für die Betonierung der Sohle abwechselnd Streifen von 3,60 m und 6 m Breite.

Eine Eisenbewehrung der Sohle ist nicht vorgesehen, weil der Beton auch ohne Eisenlagen in stande ist, die Seitenkräfte aus der Kammerwand aufzunehmen.

Die Durchlässigkeit der Sohle ist dadurch gewahrt, daß in jedem zweiten Betonstreifen eine Öffnung von 1,50 m x 2,30 m Grundfläche angeordnet ist, die mit lagerhaften Steinen filterartig ausgefüllt ist. Die Öffnung im Beton ist durch einen Eisenblechkasten eingefaßt, der mit dem eisernen Schalungsrahmen durch Anker zur Verhinderung einer Verschiebung während des Betonierens fest verbunden ist. Außerdem haben die Eisenblechkasten abnehmbare eiserne Deckel erhalten, damit beim Betonieren kein Beton in die Kasten hineinfloß.

Zur Sicherung des Spornes der Kammerwände wurde der Baugrund unter dem Sporn mit Hilfe von Zementempressungen verfestigt.

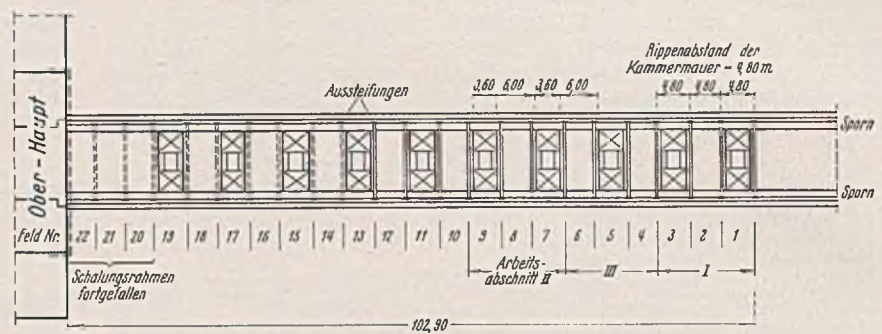


Abb. 4. Lageplan der Schalungsrahmen.

5. Bauausführung.

a) Bauvorgang im allgemeinen (Abb. 4). Von der zu erneuernden Sohlenstrecke von rd. 100 m sind jeweils drei bis vier Rippenfelder gleichzeitig in Angriff genommen worden; es ergaben sich somit mehrere Arbeitsabschnitte. Arbeitsabschnitt I lag am unteren Ende der Instand zu setzenden Strecke; er umfaßte drei Felder, von denen die beiden äußeren Felder durch die eisernen Schalungsrahmen mit den Filterkisten gebildet wurden. Arbeitsabschnitt II lag um drei Felder versetzt zum Oberhaupt und umfaßte ebenfalls drei Felder mit zwei eisernen Schalungsrahmen. Die zwischen Abschnitt I und II liegenden drei Felder mit einem Schalungsrahmen im mittleren Feld sind im III. Abschnitt betoniert worden. In entsprechender Weise schlossen sich die übrigen Arbeitsabschnitte an, wobei es sich während der Bauausführung als zweckmäßig erwies, kleine Änderungen in der Reihenfolge der Arbeitsabschnitte gegenüber dem ursprünglichen Plane eintreten zu lassen.

Unmittelbar über dem während der Bauzeit in der Schleuse möglichen tiefsten Wasserstande waren jeweils vor die Versteifungsrippen der Kammerwände im Abstände von 4,80 m starke, besonders hergerichtete Steifen eingebaut (Abb. 5 u. 8). Alsdann wurde die Schleuse bis Oberwasser, und zwar so weit, daß die Oberkante der Steifen noch sichtbar blieb, gefüllt und der Boden der Sohle im Arbeitsabschnitt I mit Greifern ausgehoben (Abb. 9). Nach Ausheben der Sohle bis auf 1,20 m Tiefe ließ man die vorher zusammengebauten eisernen Schalungsrahmen (Abb. 10) zwischen die Versteifungsbalken herunter; beim Einsetzen in die Sohle waren Taucher behilflich, die auch die Anschlüsse an

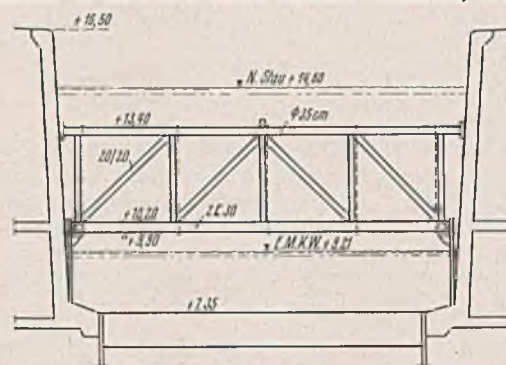


Abb. 5. Aussteifung.

die hölzernen Spundwände dichteten. Im Anschluß hieran wurde der Sohlenbeton nach dem Kontraktorverfahren unter Wasser eingebracht.

Nachdem die drei ersten Blöcke betoniert waren, wurde die Sohle im Arbeitsabschnitt II, darauf im Arbeitsabschnitt III usw. in gleicher Weise eingebaut.





Abb. 7. Einbau der Aussteifungen.

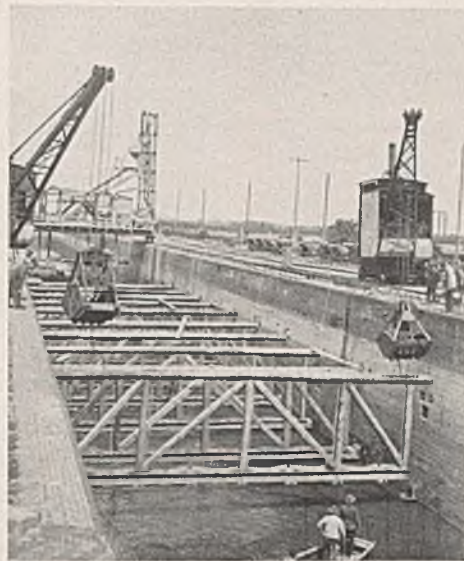


Abb. 8. Einbau der Aussteifungen.



Abb. 9. Bodenaushub bei Oberwasser.

b) Einzelheiten des Bauvorganges. Im einzelnen ist zu der Ausführung der Bauarbeiten zu bemerken:

1. Aussteifung (Abb. 5, 6, 7 u. 8). Die Steifen waren fachwerkartig ausgebildet und bestanden aus einem Obergurt aus Holz von 0,30 m Durchm. und aus einem Untergurt aus  $\square 30$ , die durch kurze Winkelisen gitterartig miteinander verbunden waren, sowie aus Stielen und Streben (Kanthölzer 20/20 cm); außerdem waren fünf senkrechte Zuganker neben den Stielen angeordnet, so daß ein zug- und druckfester Fachwerkträger entstand. Diese Ausbildung der Absteifung verhinderte eine Durchbiegung der einzelnen Steifen infolge Eigengewichts und verringerte die Knickgefahr infolge Seitendrucks der Kammermauern.

2. Sohlenaushub (Abb. 9). Der Sohlenaushub gestaltete sich erheblich schwieriger, als nach dem Untersuchungsergebnis vom Herbst 1935 zu erwarten war. Nachdem die Tiefbaufirma hiermit an dem vom Oberhaupt am weitest entfernt gelegenen Teil der Baustelle (Arbeitsabschnitt I) begonnen hatte, stellte es sich heraus, daß an dieser Stelle die Betonprismen der Sohle unter dem überlagernden Geröll noch so fest gegeneinander gepreßt im Verband lagen, daß es nicht möglich war, die Prismen mit Greifern bis zu 3,5 t Greiferzug aus der Sohle ohne vorherige Lockerung zu lösen. Diese Auflockerung geschah mit Preßluftwerkzeugen und durch leichte Sprengungen unter Wasser von je 20 g Sprengstoff seitens des Tauchers des Unternehmers und mußte in mehr

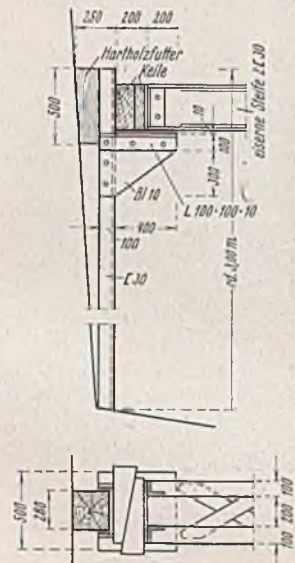


Abb. 6. Ausbildung der Stützen für die Aussteifung.



Abb. 10. Zusammenbau der eisernen Schalungsrahmen.

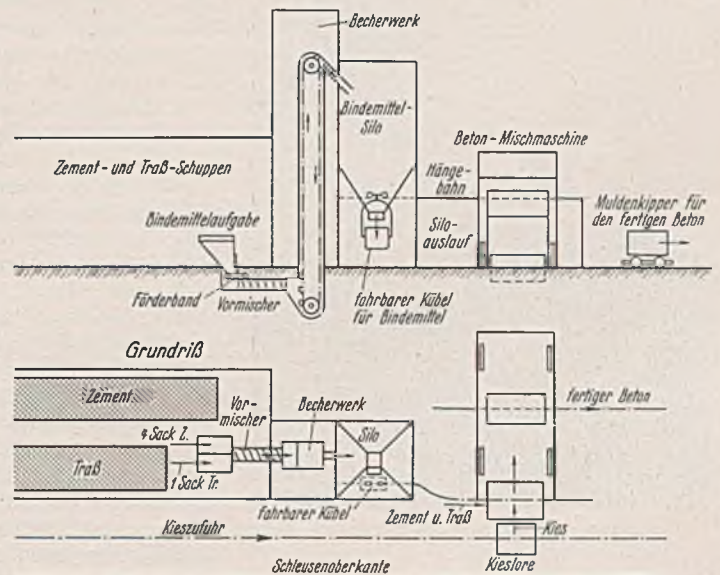


Abb. 11. Schematische Darstellung der Betonieranlage.

Gegen Ausknicken in waagerechter Richtung, das nicht in demselben Maße zu befürchten war, erhielten die oberen Rundholzsteifen einen hölzernen Querverband in Richtung der Schleusenachse. Dieser Querverband mußte jedoch in den Feldern, in denen gerade gearbeitet wurde, zeitweilig entfernt werden. Die Steifen wurden auf der Westseite der Schleppzugschleuse zusammengebaut und dann durch die auf beiden Seiten der Schleuse fahrbar angeordneten Greifer auf vorbereitete Lager abgesenkt (Abb. 8). Die Lagerstützen standen mit ihrem Fuß auf dem Sporn der Kammerwand und wurden durch die Greifer vor Einbau der Absteifungen eingesetzt (Abb. 6 u. 7). Die Enden der Steifen waren gegen die Kammerwände durch starke, entsprechend große Hartholzklotze verkeilt, um dadurch eine sichere Druckübertragung auf die Wände zu gewährleisten.

Insgesamt waren 13 derartige Aussteifungen, und zwar zunächst vom unteren Ende der Instand zu setzenden Strecke ab eingebaut. Für den Einbau der neuen Sohle in die in der Nähe des Oberhauptes gelegenen Felder wurden nach Vollendung der neuen Sohle im unteren Teil hier neun Steifen ausgebaut und auf der noch freien Strecke am Oberhaupt wieder eingebaut.

oder weniger großem Umfange in fast allen Feldern bis in die nächste Nähe des Oberhauptes durchgeführt werden. Bei den in unmittelbarer Nähe des Oberhauptes gelegenen Feldern zeigte es sich jedoch, daß die Sohle aus festem zusammenhängenden Beton bestand, der über der versackten Sohle in wechselnder Dicke von 20 bis 50 cm und mehr lag. Dieser Beton rührte von dem in früheren Jahren zur Ausfüllung von Sohlensauskolkungen hier eingebrachten Schüttbeton her. Zum Lösen der Sohle mußten hier Sprengungen unter Wasser mit je 100 g Sprengstoff vorgenommen werden. Die zutage geforderten Betonbruchstücke hatten zum Teil eine Größe von 1 m<sup>3</sup> und zeigten ein festes Gefüge und eine innige Verbindung des Betons mit den darunterliegenden Betonprismen.

In den drei letzten noch nicht in Angriff genommenen Feldern Nr. 20 bis 22 (Abb. 4) wurden darauf Probebohrungen vorgenommen, um den Zustand der Sohle in diesem Teile der Schleusenammer zu untersuchen. Bei diesen Bohrungen bestand das angetroffene Material aus festem Beton bis zu einer Tiefe von 75 bzw. 95 cm. Auf Grund der Taucheruntersuchungen konnte hiernach angenommen werden, daß die Sohle im Bereich der Felder 20 bis 22 aus einer durchgehenden festen Betonmasse bestand. Weiterhin wurde durch Peilungen festgestellt, daß die



Sohlenoberkante in diesem Teile der Schleusen-kammer die Sollhöhe von +7,35 m NN aufwies. Damit man durch weitere Sprengungen die Stand-sicherheit der Kammermauern nicht unnötig gefährdete, ist die Sohle in den drei letzten Feldern am Ober-haupt in ihrem alten Zustande be-lassen worden.

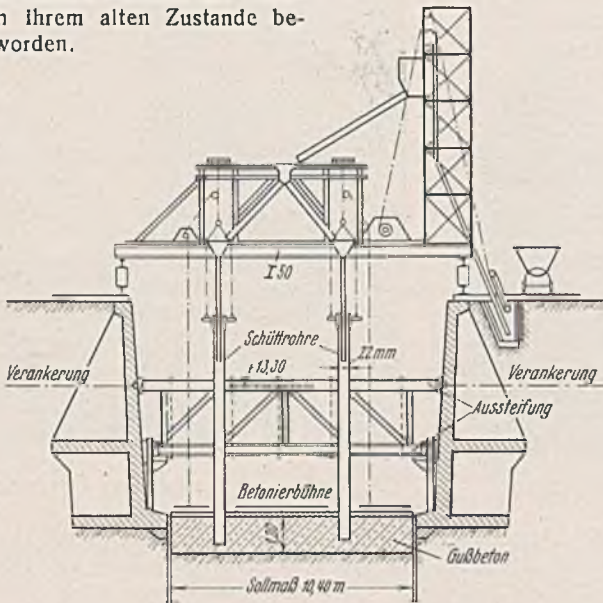


Abb. 12. Betonierbrücke.

3. Betonierung (Abb. 11, 12 u. 13). Für das Einbringen des Betons in die Schleusen-sohle wurde das Kontraktorverfahren als die für diesen Zweck geeignetste Bauweise gewählt. Um eine Entmischung des frischen

Betons tunlichst zu vermeiden, war während dieser Arbeiten ruhiges Wasser in der Schleuse erforderlich. Bei Bau-beginn stellte es sich da-her wegen der großen

Undichtigkeiten der Schleusentore und Schütze als notwendig heraus, für die Dauer der Arbeiten Ober- und Mittelhaupt mit den vorhandenen Nadel-verschlüssen des Wasser-bauamtes Hoya abzu-stellen und durch je eine leistungsfähige Heber-einrichtung (Rohre von 300 mm Durchm.) das für die Bauausführung (Um-setzen der Aussteifungen) erforderliche schnelle Fül-len und teilweise Ent-leeren der Schleusen-kammer vorzunehmen.



Abb. 13. Betonierbrücke.

Das Mischungsverhältnis des Betons war: 300 kg Hochofenzement, 75 kg Traß, 1010 l Zuschlagstoffe in fertiger Mischung, bestehend aus 350 l Sand, 400 l Feinkies (7 bis 15 mm) und 260 l Grobkies (15 bis 30 mm) auf 1 m<sup>3</sup> fertigen Beton.

Zement und Traß wurden in einem Vormischer gemischt; die Zuschlagstoffe sind fertig gemischt in der genannten Kornzusammen-setzung angeliefert worden. Die Vormischanlage stand überdacht vor dem Traß-Zement-Schuppen. Von hier gelangte das Zement-Traß-Gemisch in einem Kasten, der an einer Schiene fahrbar aufgehängt war, zur Betonmisch-maschine. Das fertige Beton-gemisch wurde in eisernen Muldenkippern von 1 m<sup>3</sup> Inhalt be-fördert (Abb. 1 u. 11).

Für das Einbringen des Betons in die Schleusen-sohle war eine Betonierbrücke quer zur Schleuse angeordnet (Abb. 12 u. 13). Die

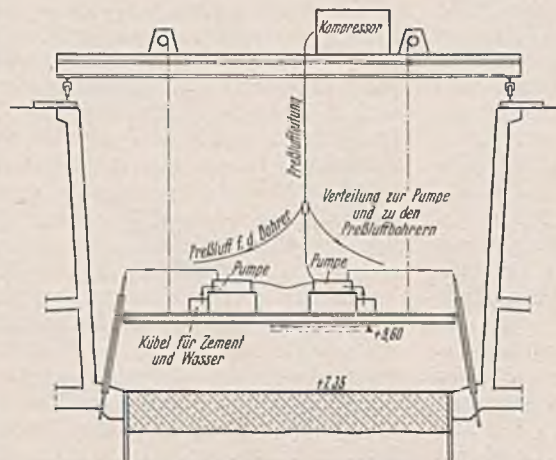


Abb. 15. Einrichtung für die Verfestigungsarbeiten.

Tragkonstruktion dieser Brücke bildeten vier Träger I 50, die auf jeder Schleusenseite auf einem Breitflanschträger ruhten. An diesem waren Laufräder angebracht, so daß die Brücke in der Schleusenrichtung auf Schienen durch Handkabelwinden verfahren werden konnte. Die Brücke war 4 m breit und in ganzer Breite mit Kanthölzern und Bohlen abgedeckt. Über dem einen Ende der Brücke befand sich in fester Verbindung mit dieser ein 10 m hoher Betonaufzug. Der Aufzugkasten hatte eine bis unter Gelände verlängerte Führung, so daß der Beton aus den Muldenkippern in den Aufzugkasten gekippt werden konnte. Nach dem Aufziehen entleerte der Kasten seinen Inhalt in einen Silo, der an das Aufzugsgerüst angebaut war. Aus dem Silo gelangte der Beton durch eine eiserne Gießrinne zu einem Verteilungstrichter mit zwei Ausläufen, die durch Klappen geschlossen oder geöffnet werden konnten.

Von den Ausläufen führten Gießrinnen zu den Auslaufrichtern der beiden Betonierrohre. Diese Trichter waren in fester Verbindung mit der Brücke angeordnet. Das obere unbewegliche Rohrstück war durch eine abgedichtete Flanschverbindung mit dem Trichter fest verbunden. Das äußere gleitende Rohr, das sich mit einer Dichtung an das am Trichter befestigte innere Rohr anschloß, hatte eine kräftige Rohrschelle, deren Bänder verlängert als Tragstange ausgebildet waren. An dieser Tragstange hing das durch Handkabelwinden verschiebbare Rohr. Beim Verfahren der Betonierbrücke von einem Block zum andern wurde die Verbindung der Trichter an der Betonierbrücke gelöst, um Trichter und unteres Rohr so hoch heben zu können, daß das Betonierrohr über den Obergurt der Versteifung hinwegging. Es waren zwei lediglich in der Längsrichtung der Schleuse bewegliche Betonierrohre angeordnet, die quer zur Schleuse eine Entfernung von 5,20 m besaßen, so daß bei einer Sohlenbreite von 10,40 m jedes Rohr nach beiden Seiten die gleiche Entfernung zu bestreichen hatte. Trichter und Bodenklappe der Betonierrohre waren in ähnlicher Weise ausgebildet, wie es in dem Aufsatze von Trier und Tode „Unterwassergußbeton nach dem Kontraktorverfahren beim Bau der Mole an der Mündung des Abstiegkanals bei Magdeburg-Rothensee in die Elbe“<sup>4)</sup> beschrieben ist.

Damit beim Betonieren die Sohle eine ebene Oberfläche in Sollhöhe erhielt, wurde von der Betonierbrücke an vier Winden eine Bühne herabgelassen und auf die Oberkante der Schalungsrahmen abgesetzt (Abb. 12). Die durch Gewichte beschwerte Bühne diente gleichsam als obere Schalung und sollte den Beton zwingen, sobald er die Oberkante der Schalungsrahmen, d. h. Sollhöhe, erreicht hatte, sich im Bereich der Betonierbühne waagrecht einzustellen.

Der Betoniervorgang wurde durch Taucher, die sich auf der Betonierbrücke aufhielten, laufend beobachtet.

4. Verfestigung des Baugrundes unter dem Sporn (Abb. 14 u. 15). Aus Sicherheitsgründen sind die Zementelnpressungen zur Verfestigung des Baugrundes unter dem Sporn der Kammerwände erst vorgenommen worden, nachdem der Sohlenbeton hergestellt und genügend erhärtet war. Die Arbeiten wurden bei Unterwasser (+ 9,60 m NN) von einer Arbeitsbühne, die an der Betonier-

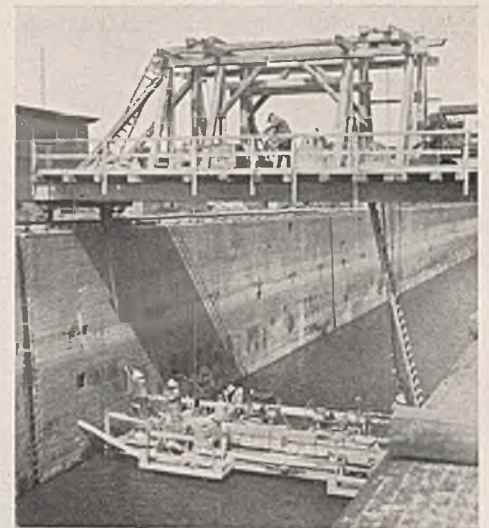


Abb. 14. Einrichtung für die Verfestigungsarbeiten.

<sup>4)</sup> Bautechn. 1931, Heft 12, S. 176.

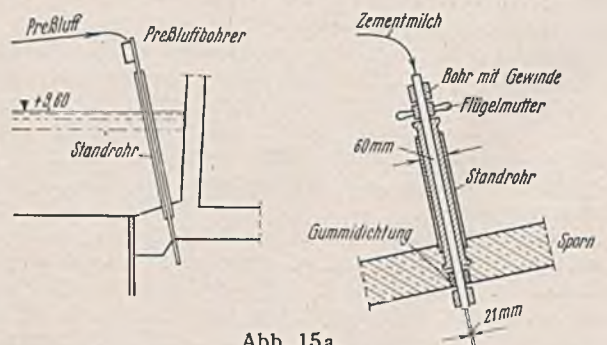


Abb. 15a.

Einrichtung für die Verfestigungsarbeiten (Einzelheiten).



brücke angehängt war, durchgeführt; die Anordnung ist aus Abb. 15 ersichtlich. Es wurden im Abstände von 1 m Löcher von 60 mm Durchm. bis 50 cm unter Unterkante des Spornes gebohrt. In das Bohrloch wurde ein sogenanntes Manschettenrohr eingebracht. Das Abdichten zwischen dem Rohr und dem Beton des Spornes geschah durch einen Gummiring, der zur besseren Dichtung durch eine Flügelmutter zusammengepreßt werden konnte (Abb. 15 a).

Es wurde reine Zementmilch ohne Beigabe irgendwelcher Chemikalien eingepreßt. Der Zementverbrauch betrug bei dem kiesigen und sandigen Untergrund in Dörverden etwa fünf Sack Zement (= 250 kg) je Bohrloch. Bei nachträglich ausgeführten Probebohrungen, die in der Mitte zwischen je zwei Bohrlöchern mit Zementeinpressungen lagen, ist festgestellt worden, daß der Baugrund etwa 50 bis 60 cm unter Bauwerksunterkante verfestigt worden ist.

### 6. Schlußwort.

Die teilweise recht schwierigen Bauarbeiten sind in den Monaten Juni bis einschließlich August 1937 ohne Unfall durch die Firma Habermann & Guckes-Liebold-AG, Zweigniederlassung Holzminde, ausgeführt worden. Die Verfestigungsarbeiten hatte die Baufirma der Gesellschaft für chemische Verfestigung und Abdichtung m. b. H., Berlin-Schöneberg, übertragen. Mit der Bauleitung war das Wasserbauamt Hoya beauftragt, dem auch die Beschaffung sämtlicher zur Verwendung kommenden Baustoffe oblag.

Während der Instandsetzungsarbeiten ist die Schleppzugschleuse gesperrt gewesen und die Schifffahrt durch die zweite kleine Schleuse geleitet worden, die zu diesem Zweck mit allen Einrichtungen zu einer

besonders schnellen und reibungslosen Abwicklung des Verkehrs versehen worden war. Außerdem ist während der Sperrung der Schleppzugschleuse das Bugsieren der Fahrzeuge in den Vorhäfen und bei der Einfahrt durch je eine im Ober- und Unterwasser vom Wasserbauamt Hoya vorgehaltene Schleppkraft unterstützt worden. Auf diese Weise war es möglich, während dieser Zeit den Verkehr — im Höchsthalle bis zu 58 Fahrzeugen am Tage — ohne wesentliche Behinderung mit der zweiten kleineren Schleuse zu bewältigen, was von der Schifffahrt besonders anerkannt worden ist.

Die beiden Kammermauern sind während der Arbeiten in bezug auf Höhenlage und etwaige seitliche Verschiebungen laufend beobachtet worden. Irgendwelche Bewegungen der Kammermauern während der Bauzeit wurden nicht festgestellt. Die Beobachtung etwaiger Bewegungen der Kammermauern wird laufend fortgesetzt. Die ganze Sohle der Schleppzugschleuse zwischen Ober- und Mittelhaupt ist nachträglich mit einem Taucherschacht auf etwaige beim Bodenaushub dort liegende Betonbrocken abgesucht worden, bei dieser Gelegenheit wurde auch der Beton der neuen Sohle untersucht. Der Beton zeigte eine gute Beschaffenheit; Kiesnester oder Stellen mit reinem Zement, die auf Entmischung des Betons schließen ließen, sind nicht vorgefunden worden. Gleichzeitig sind Unebenheiten, die sich beim Betonieren der Sohle eingestellt hatten, mit Preßlufthammer im Taucherschacht beseitigt worden.

Die Kosten der gesamten Überholung haben 169 000 RM betragen. Mit verhältnismäßig geringen Mitteln ist es also gelungen, durch das Einziehen einer massiven Sohle in dem gefährdetsten Schleusenabschnitt die Schleppzugschleuse Dörverden wieder voll leistungsfähig zu machen, so daß diese noch auf viele Jahre hinaus dem Verkehr wird dienen können.

Alle Rechte vorbehalten.

## Die Leistungsfähigkeit von Rohrquerschnitten bei Teilfüllung.

Von J. Möhring, Köln.

Für die Leistungsermittlung der verschiedenen geschlossenen Kanalquerschnitte werden in der Kanalisationstechnik bekanntlich die Kutter-sche Formel:

$$v = \frac{100\sqrt{R}}{m + \sqrt{R}} \sqrt{RJ}$$

sowie auch Formeln von der Fassung

$$v = AR^b J^c$$

angewendet. Ihnen ist gemeinsam, daß der Querschnitt durch den hydraulischen Radius  $R$ , und daß das Gefälle  $J$  und die Wandrauigkeit berücksichtigt sind. Bei diesen Formeln ergibt sich ein eigentümlicher Verlauf der Leistungskurven. Das Kreisprofil z. B. zeigt bei rd. 0,8 der Füllhöhe die gleiche Leistung wie bei Vollfüllung, steigt beim Füllungsgrad 0,93 auf den Größtwert, um dann wieder auf den Wert der Vollfüllung abzusinken.

Die Richtigkeit dieser Leistungswerte bedeutete eine u. U. erhebliche Verminderung der Ausführungskosten für Kanalbauten. Kann die volle Leistungsfähigkeit der Kanalquerschnitte schon bei 0,8 ihrer Höhe angenommen werden, so sind erhebliche Gewinne an Spiegelhöhe zu verzeichnen. Bei mittleren Sammlergrößen werden 0,30 bis 0,40 m, bei großen Hauptsammlerquerschnitten 0,60 bis 0,70 m und mehr an Spiegelhöhe gewonnen. Druckhöhenverluste dieser Größenordnung wären anderseits durch Entwurf eines größeren Profils auszugleichen. In der Regel liegen die Sammelkanäle tief, so daß mit dem größeren, meist breiteren Profil die Baukosten erheblich ansteigen. Vergleichsrechnungen aus der Praxis zeigen, daß Mehrgrößen an Kanalquerschnitten Mehrkosten von 100 000 RM und mehr erreichen. Eine tatsächliche Höchstleistung bei Teilfüllung über den Wert der Vollfüllungsleistung hinaus entsprechend den gebräuchlichen Formeln würde im Kanalnetz außerdem einen wertvollen Sicherheitszuschlag bedeuten. Erweiterungen der Einzugsgebiete über die ursprünglich geplanten Flächen hinaus, Überschreitungen der Niederschlags- bzw. Abflußwerte, könnten ohne Zusatzbauten im vorhandenen Netz untergebracht werden.

Die Gültigkeit der oben angeführten Formeln für geschlossene Kanalquerschnitte, besonders im Bereich von 0,7 bis 1,0 der Profilhöhe, ist jedoch häufig angezweifelt worden. Zahlreiche kritische Untersuchungen theoretischer Art und solche an Versuchsleitungen zeigten die verschiedensten Ergebnisse. Die Anwendbarkeit der gebräuchlichen Leistungsformeln findet durch diese Untersuchungen nur geringe Stützung, ja teils sogar Ablehnung. Allgemein wird dem Kanalisationstechniker deshalb empfohlen, an den bekannten Formeln festzuhalten, jedoch nur, weil bessere nicht bekannt sind. Eine offenbar sehr wesentliche Frage, und zwar die des Einflusses der Luft auf den Abfluß in Rohrleitungen, wird in verschiedenen Untersuchungen erörtert. Die bisher veröffentlichten Versuchsergebnisse sollen nachstehend von diesem Gesichtspunkte aus betrachtet werden.

Die Klärung über die Art des Einflusses der Luft auf den Abflußvorgang in Rohrleitungen wird in den Abhandlungen von Schleiermacher<sup>1)</sup> und der Versuchsanstalt Graz<sup>2)</sup> gegeben. Beide weisen eindringlich auf die Bedeutung ausreichender Belüftung der Abflußleitung hin. Sie beweisen, daß das belüftete Rohr bei einem erheblich unter Vollfüllung liegenden Teilfüllungsgrade die gleiche Leistung wie bei Vollfüllung hat. Damit ist eine wertvolle Stütze für die Anwendbarkeit vorgenannter Formeln gefunden. Schleiermacher beobachtete, daß bei Überstauung des Rohrscheitels durch die Einschnürung am Einlauf Unterdruck entsteht. Durch diesen Unterdruck wird der Wasserspiegel im Rohrscheitel festgehalten. Selbst bei freiem Auslauf, d. h. bei ungestautem Unterwasserspiegel, behält die Rohrleitung auf der gesamten durchflossenen Länge ihre Vollfüllung. Wird jedoch der Rohreinlauf belüftet, also der Unterdruck bei der Einschnürung ausgeglichen, so löst sich der Wasserspiegel vom Scheitel ab. Der Abfluß geschieht mit freiem Spiegel, und zwar bleibt diese Teilfüllung auf der ganzen Abflußstrecke. Wichtig ist dabei, daß die Belüftung ausreichend vorhanden ist. Oft wird Luft durch lotrechte Wirbeltrichter, wie sich solche bei Abläufen von der Wasseroberfläche zum Ablauf hin ausbilden, in die Rohrleitung mitgerissen. Diese Luftzufuhr ist jedoch für die Wasserförderung der Rohrleitung ohne Einfluß.

Von Bedeutung bei den Untersuchungen Schleiermachers ist die Übereinstimmung seiner Laboratoriumsergebnisse mit Beobachtungen am Kraftwerkstollen Mühleberg, der einen Stollenquerschnitt von 27 m<sup>2</sup> und eine Profilhöhe von 4,25 m hat und rd. 140 m lang ist. Auch den Verhältnissen der Wirklichkeit wurde bei diesen Versuchen Rechnung getragen. Die Strömungserscheinungen am Rohreinlauf, -auslauf und im Rohr selbst, die der Kontraktion und der Belüftung sind gebührend berücksichtigt. In der Kanalisationstechnik ist durchweg die ausreichende Belüftung der Rohrleitungen durch Schächte, Ventilatoren usw. gewährleistet.

Unterstützt werden diese Beobachtungen durch die der Versuchsanstalt Graz<sup>2)</sup>. Dort wurden die Bedingungen untersucht, unter denen in Rohrleitungen der gleiche Abfluß bei Voll- und bei Teilfüllung entsprechend den Leistungsformeln bewältigt werden kann. Als Voraussetzung für den Eintritt der rechnermäßigen Abflußerscheinungen wurde auch in Graz die ausreichende Belüftung der Rohrleitung erkannt. Beide Arbeiten zeigen, daß:

1. eine Rohrleitung die gleiche Leistung bei Vollfüllung und bei einer gewissen Teilfüllungshöhe aufweisen kann,
2. die ausreichende Belüftung des Rohreinlaufs für die Füllhöhe des Rohrquerschnitts ausschlaggebend ist.

Entsprechend vorstehenden Erkenntnissen müssen die Ergebnisse solcher Untersuchungen, bei denen auf eine ausreichende Belüftung des

<sup>1)</sup> Schleiermacher, Ernst, „Wasserabfluß durch Stollen“. Verlag Oldenbourg 1928.

<sup>2)</sup> Versuchsanstalt Graz, „Das Vollaufen der Kanäle“ aus „Die Wasserbaulaboratorien Europas“, de Thierry u. Matschoss, VDI-Verlag 1926.



Rohreinlaufs nicht geachtet wurde, wesentlich durch diesen Mangel beeinflusst sein. So arbeitet v. Bülow<sup>3)</sup> mit einer Versuchsanordnung, bei der das Wasser aus einem Ausgleichbecken in die Rohrleitung fließt. Die Meßwerte stehen mithin unter dem Einfluß der Kontraktion. Bei Überstauung des Rohrscheitels wird sich die Unterdruckzone am Einlauf bemerkbar machen. Das am Rohrauslauf angeordnete Zylinderschütz behindert die Gleichförmigkeit der Strömung. Bei der Gleichstellung der Wasserstände mittels dieses Schützes entsteht Stauwirkung im Rohr. Hierdurch muß die Meßgenauigkeit auf der verhältnismäßig kurzen Rohrstrecke und bei den absolut kleinen Zahlenwerten beeinflusst werden. Eine andere Versuchsanlage<sup>4)</sup> zeigt an der Rohreinlaufseite einen lotrechten Krümmer vor einem kleinen Verteilungs- und Umlenkungsbecken. Am Rohrende ist dort ebenfalls ein Zylinderschütz angeordnet. Die mehrmaligen Umlenkungen der Strömung am Rohreinlauf, die daraus folgenden Wirbelungen und der Stau am Rohrende durch Einwirkung des Zylinderschützes lassen das Zustandekommen eines gleichförmigen Abflusses auf der Meßstrecke fraglich erscheinen. Zumindest ist die brauchbare Länge der Versuchsstrecke im Rohr wesentlich eingeschränkt und trägt den Verhältnissen der Wirklichkeit nicht Rechnung. Infolge der Durchwirbelung entsteht am Einlauf nachteilige Wellung der Wasseroberfläche. Die ausreichende Belüftung der Rohrleitung am Einlauf ist bei dieser Versuchsanordnung nicht gewährleistet. Deshalb können besonders im kritischen Bereich von 0,8 bis 1,0 der Füllhöhe keine einwandfreien Ergebnisse erwartet werden.

In der Arbeit Schleiermachers ist nachgewiesen, daß durch ausreichende Belüftung die Geschwindigkeit in geschlossenen Leitungen bei Teilfüllung rund das Eineinhalbfache der Geschwindigkeit bei Vollfüllung erreicht. Der Vergleich der von v. Bülow<sup>3)</sup> ermittelten  $v$ -Kurve mit den  $v$ -Werten der Kutter-Formel zeigt tatsächlich, daß die Kutterwerte im fraglichen Füllungsbereich das 1,3 bis 1,5fache der von v. Bülow ermittelten Größen erreichen. Dies ist eine weitere Bestätigung für die Annahme, daß die Belüftung der Rohrleitung von v. Bülow nicht ausreichend war.

Die Versuchsergebnisse von v. Bülow werden von Richter<sup>5)</sup> und weiterhin auch von Carp<sup>6)</sup> als maßgebend anerkannt. Beide führen die Versuche von v. Bülow als Beweismittel für die Unbrauchbarkeit einer Formel von der Form

$$v = AR^b J^c,$$

d. h. also aller der Formeln, bei denen der Querschnitt durch den Profilradius  $R$  berücksichtigt ist, für die Leistungsermittlung teilgefüllter Kreisrohre an.

Die von dem Amerikaner Wilcox ermittelten und von Sherman<sup>7)</sup> veröffentlichten Geschwindigkeitslinien hat Mahr<sup>8)</sup> zur Darstellung der

<sup>3)</sup> v. Bülow, F., „Kritische Betrachtungen über die Leistungsfähigkeit des Kreisquerschnitts“. Ges.-Ing. 1926, S. 263.

<sup>4)</sup> v. Bülow, F., „Abfluß in Kreisrohren bei Teilfüllung“. Ges.-Ing. 1931, S. 695.

<sup>5)</sup> Richter, H., „Rohrhydraulik“. Verlag Julius Springer 1934.

<sup>6)</sup> Carp, „Beitrag zur Kenntnis des Wasserabflusses in künstlichen Gerinnen“. Bautechn. 1933, Heft 54, besonders S. 751.

<sup>7)</sup> Sherman, „Hydraulic Formulas Incorrect for Partly Filled Pipes“. Eng. News-Rec., Bd. 103, vom 15. 8. 1928, Nr. 7.

<sup>8)</sup> Mahr, „Über Teilfüllung bei Kreisrohren“. Ges.-Ing. 1931, Heft 12.

Wassermengen bei Teilfüllung ausgewertet. Das Ergebnis ist eine Annäherung der gefundenen Werte für geringe Gefälle an die der Kutter-schen Gleichung. Sherman (bzw. Wilcox) vermutet bei entgegengesetzt gerichteten Strömungen zwischen Wasser und Luft in geschlossenen Querschnitten erhebliche Reibungswerte zwischen beiden Medien. Bei gleich gerichtetem Wasser- und Luftabfluß hält er diese Reibungsgrößen jedoch für geringfügig. Mahr nimmt an, daß bei Ermittlung der Leistungswerte an Hand der Kutter-Formel durch Außerachtlassen der Reibung im Querschnitt zwischen Wasser- und Luftschicht Fehler entstehen. Er erwähnt besonders bei den hohen Füllungsgraden und hohen Geschwindigkeiten Erscheinungen wie das Zusammenpressen der Luftschicht und erklärt daraus erhöhte Reibungswerte. Eine Grundlage für diese Annahme bilden die von Wilcox aus dessen Versuchsreihen ermittelten Rauheitswerte, die in nachstehender Tabelle aufgeführt sind.

Rauheitswerte nach den Versuchen von Wilcox.

Gefälle	1/2 Füllung	3/4 Füllung	Vollfüllung
0,005	0,0098	0,0104	0,0095
0,010	0,0102	0,0108	0,0093
0,020	0,0110	0,0115	0,0089
0,030	0,0123	0,0121	0,0092
0,040	0,0127	0,0126	0,0093

Hiernach wachsen also bei halb und dreiviertel gefüllten Rohren die Rauheitswerte  $n$  entsprechend dem zunehmenden Gefälle um 30 bzw. 21%. Im Gegensatz dazu bleiben die Rauheitswerte  $n$  für vollgefülltes Rohr nahezu konstant.

Die Ergebnisse von Wilcox finden im Hinblick auf die Erkenntnisse der ausreichenden Belüftung eine neue Erklärung. Verschiedene Schlüsse lassen sich aus ihnen ziehen: Das Anwachsen der Reibungsgrößen kann seinen Grund haben

1. (wie Sherman, Mahr annehmen) entweder in der Reibung des Wassers mit der darüber stehenden bzw. strömenden Luftschicht, falls die Belüftung am Rohreinlauf ausreichend war, oder aber

2. darin, daß mit dem zunehmenden Gefälle der Bedarf an Luft, die beim Strömungsvorgang mitgerissen wird, stärker wird, die Belüftung des Rohreinlaufs aber nicht genügt. Dies drückte sich in einer Minderleistung der Rohrleitung aus und wurde als Abhängige der Rohrreibung angenommen.

#### Zusammenfassung.

Einige der bisher veröffentlichten Untersuchungen über Teilfüllungsleistungen von Rohrleitungen lassen offenbar die Angleichung an die Wirklichkeit vermissen. Die Beobachtungen Schleiermachers und die der Versuchsanstalt Graz klären die Vermutungen über den Einfluß der Luft auf die Strömungsvorgänge in geschlossenen Querschnitten. Nach ihnen ist die ausreichende Belüftung der Rohrleitung eine wichtige Voraussetzung für ungestörte Abflußvorgänge entsprechend den gebräuchlichen Leistungsformeln. Es wird zweckmäßig sein, im Hinblick auf die Bedeutung dieses Problems für die Kanalisationstechnik, an Hand eingehender Untersuchungen die heute gebräuchlichen Leistungsformeln nachzuprüfen. Bei diesen Versuchen wäre darauf zu achten, daß alle Störungsquellen möglichst ausgeschaltet werden.

Alle Rechte vorbehalten.

## Der Abschluß und die Trockenlegung eines Teiles der Zuidersee.

Von Regierungsbaurat Dr.-Ing. Anton van Rinsum, München.

Von den großen staatlichen Maßnahmen im Wasserbau, die Holland im letzten Jahrzehnt in Angriff genommen hat, sind die Twenthe-Kanäle<sup>1)</sup> fertiggestellt; die Verbesserung der Hochwasserverhältnisse der Maas zwischen Grave und s'Hertogenbosch<sup>2)</sup> und damit die Regulierung der gesamten holländischen Maas geht ihrem Ende entgegen, der Amsterdam-Rhein-Kanal<sup>3)</sup> ist in voller Ausführung begriffen. In der Zwischenzeit wurden auch die Arbeiten zur Fortsetzung der Einpolderung der Zuidersee mit allem Nachdruck in Angriff genommen. Dieses Unternehmen hat sich damit — seiner Bedeutung gemäß — wieder an die erste Stelle vorgeschoben.

Nachdem der Abschluß der südlichen Zuidersee zwischen der Insel Wieringen und der friesischen Küste mit einem 30 km langen seefesten Deich im Jahre 1932 gelungen war<sup>4)</sup> und die Ausführung des Nordwestpolders (Wieringer-Meer-Polders) in die Hand genommen worden war (Abb. 1), hatte man sich zunächst damit begnügt, in den folgenden Jahren den Polder völlig zu erschließen, urbar zu machen und zu besiedeln. Diese Aufgabe kann heute als abgeschlossen gelten. 18000 ha Kulturboden wurden gewonnen; in lockerer Bauweise sind die Bauernhöfe mit durchschnittlich 30 bis 40 ha Wirtschaftsland über den Polder verstreut;

<sup>1)</sup> Bautechn. 1933, Heft 41, S. 587.

<sup>2)</sup> Bautechn. 1932, Heft 3, S. 39.

<sup>3)</sup> Bautechn. 1937, Heft 40/41, S. 534.

<sup>4)</sup> Bautechn. 1930, Heft 33, S. 505; 1931, Heft 37, 39 u. 43, S. 539, 563 u. 637; 1932, Heft 34, S. 437; 1934, Heft 25, S. 317.

nur an drei Stellen sind sie zu größeren Siedlungen verdichtet, zu denen sich die notwendigen öffentlichen Gebäude, Kirchen, Läden usw. gesellten. 6000 Bewohner zählt jetzt der Polder. In 20 Jahren rechnet man mit einer Zunahme bis auf 15000 Personen. Der Staat hat die völlige Urbarmachung des Polders selbst in die Hand genommen und hierzu mustergültige Anlagen für die Bewirtschaftung unter ständiger wissenschaftlicher Betreuung geschaffen. Um die bereits gewonnenen und noch zu erwartenden Erfahrungen für die weiter geplanten, bedeutend größeren Polder nutzbar zu machen, wird ein Teil der Gründe vorerst im staatlichen Eigenbetrieb weiter bewirtschaftet werden. Der übrige Grund wird vorwiegend in Erbpacht ausgegeben.

Die Entsalzung des Polder-Bodens wie auch des als Binnensee verbleibenden IJsselmeeres hat den erwarteten Verlauf genommen. Von 5900 mg/l ist der Salzgehalt auf 165 mg/l gesunken. Da 200 mg als oberste Grenze für Trinkzwecke angesehen wird, ist damit das Ziel der Entsalzung erreicht. Die Trockenlegung der weiteren Polder wird nur vorübergehend nochmals eine Erhöhung des Salzgehaltes mit sich bringen. Der Wasserstand des IJsselmeeres wird u. a. aus Gründen der Landesverteidigung auf — 13 NAP (= Normal Amsterdamer Pegel) gehalten und liegt damit immer noch um 27 cm über dem Standpunkte der Landeskultur als erwünscht bezeichneten Wasserstände, der mit dem MW der Nordsee übereinstimmt. Man muß dabei Erschwerungen in der Vorflutbeschaffung für die Randgebiete der Zuidersee in Kauf nehmen. Der größte Zubringer zu dem Binnensee ist die IJssel, ein Nebenarm des Rheins. Er führt 270 m<sup>3</sup>/sek Mittelwasser, was rd. 60% der gesamten



Wasserzufuhr ausmacht. Der Rest fällt durch Niederschläge, Polderwasser usw. an. Das IJsselmeer hat als Ausgleichbecken zu dienen zwischen dem binnenseitigen, von den Flußwasserständen wesentlich beeinflussten Zulauf und den Meereswasserständen, die von den Gezeiten und den Sturmfluten abhängig sind. Die Schwankungen des Jahres 1936 erreichten beispielsweise eine Spanne von nur 19 cm, während die Sturmflutstände auf der Außenseite des Abschlußdeiches ein Maß von 110 cm erreichten. Die 25 Schleusen im Abschlußdeich mit je 12 m Spannweite, die bei Ebbe geöffnet, bei Flut geschlossen werden, wurden im Jahre 1936 durchschnittlich mit 38% ihrer Gesamtleistung in Anspruch genommen.

IJsselmeer endgültig verbleibenden Teil des Binnensees in nicht zu großer Entfernung gewonnen werden. Im Wellenbereich wird die Böschung unter Wasser mit Senkstücken, über Wasser mit Pflaster gesichert. Versuchsweise hat man auch kleine Abschnitte unter Verwendung von Teer und Bitumen zum Fugenverschluß bei Pflaster oder als Schotterdecke ausgeführt. Die Versuche sind noch nicht abgeschlossen. Wo moorige, nicht genügend tragfähige Schichten im Untergrunde anstehen, werden sie bis auf die besseren Schichten ausgehoben und durch Sandschüttungen ersetzt. Die Voraussetzungen für die Urbarmachung des Polders sind weitaus günstiger als bei dem bereits fertigen Wieringer-Meer-Polder. Die fruchtbareren kleihaltigen Bodenarten überwiegen. Der Boden liegt auch verhältnismäßig eben und nur bis zu 4 m unter NAP. Es genügt daher,



Abb. 1. Übersichtslageplan der Zuidersee.

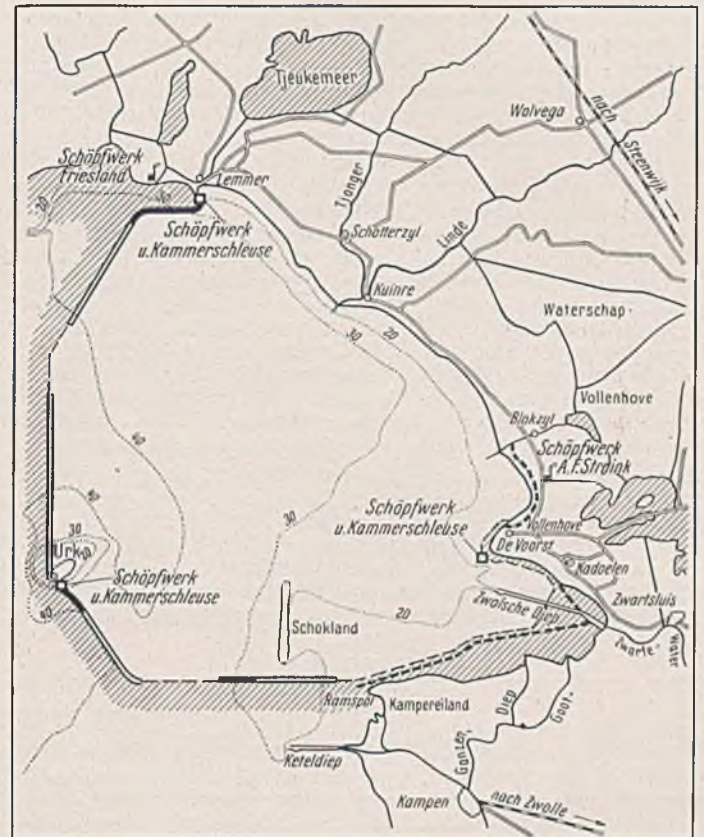


Abb. 2. Übersichtsplan des Nordostpolders.

Der Wasserstand des IJsselmeeres ist hiernach nur noch geringen Schwankungen unterworfen. Sturmfluten, die in diesem Binnensee nach wie vor auftreten können, werden aber nach den bisherigen Erfahrungen das Höchstmaß von 200 über NAP nicht mehr überschreiten. Mit dem Fortschreiten der Einpolderung und der Verkleinerung der verbleibenden Seefläche werden sie sich noch weiter verringern.

Die unvorhergesehen hohen Kosten der bisherigen Maßnahmen haben zu einer gewissen Ernüchterung geführt, so daß die Fortsetzung der Bauarbeiten mit dem Nordostpolder zunächst zurückgestellt wurde. Drei Jahre lang ruhten die Arbeiten. Dann aber gewannen gewichtige Gründe zu ihrer Wiederaufnahme immer mehr an Boden: die Zunahme der Arbeitslosigkeit, der Landhunger, das Bedürfnis, sich vom Auslande, insbesondere im Falle eines Krieges, wirtschaftlich unabhängig zu machen. Nachdem man sich noch in den Jahren 1935 und 1936 mit hinhaltenden Vorarbeiten begnügt hatte, wurde an die Bauausführung des Nordostpolders im Jahre 1937 mit allem Nachdruck herangegangen (Abb. 2).

Die Schüttung des Deiches zum Abschluß des Nordostpolders bedeutete kein technisches Wagnis mehr. Bei dem großen Abschlußdeich hatte man unter vielfach schwierigeren Umständen die notwendigen Erfahrungen gesammelt. Die Arbeiten wurden daher auch nicht mehr wie damals an eine Arbeitsgemeinschaft größerer Tiefbauunternehmungen nach Art eines Kolonialvertrages, sondern im freien Wettbewerb an holländische Unternehmer vergeben.

Die Größe der Gesamtleistung soll aber dadurch keine einschränkende Beurteilung erfahren. Denn der den Polder auf drei Seiten gegen den See abgrenzende Deich wird immerhin 60 km lang und bis zu 9 m hoch und soll spätestens in vier Jahren fertig sein. Der Querschnitt (Abb. 3) ist nach den bisherigen Erfahrungen ausgebildet: als dichtende Schürze wird auf der Seeseite „Keileem“ (im Deutschen meist mit „Geschleibemergel“ übersetzt), aufgebracht, der tragende Teil ist Sand, der unter Wasser verklappt, über Wasser eingespült wird. Beide Materialien können in genügender Menge und in brauchbarer Zusammensetzung in dem als

den Polder in zwei große Abschnitte mit der Haltung der Wasserspiegel auf 450 und 570 cm unter NAP zu teilen. Der Trockenlegung und Trockenhaltung dienen drei große Schöpfwerke bei Lemmer, Urk und de Voorst. Der Wasserverkehr wird durch fünf Schleusen für 200-t-Schiffe vermittelt.

Das Schöpfwerk bei der Insel Urk wird mit drei Viertakt Dieselmotoren ausgestattet, die durch Zahnradübersetzung mit einer Zentrifugalpumpe auf einer senkrechten Welle gekuppelt sind. Jede Pumpe soll bei 5,45 m Pumphöhe und bei 85 Umdr./min 520 m<sup>3</sup> Wasser fördern können.



Abb. 3. Querschnitt des Seedeichs bei der Insel Urk.

Für die vorübergehenden Spitzenleistungen werden die Abmessungen etwas größer gewählt. Die maschinelle Einrichtung des Schöpfwerkes ist vergeben. Der Entwurf für den bautechnischen Teil des Werkes ist von der Inneneinrichtung abhängig und bis zu deren Fertigstellung zurückgestellt. Das Schöpfwerk bei Lemmer soll elektrischen Antrieb erhalten. Weitere Einzelheiten, wie auch über den Antrieb des Schöpfwerkes bei de Voorst, sind noch nicht bekanntgeworden.

Für die Herstellung der großen Kunstbauten (Schöpfwerke mit Kammerschleusen) wählte man die bei den bisherigen Arbeiten bewährte Ausführung in offener Baugrube mit Ringdeichen. Mit der Herstellung dieser Deiche begannen die Arbeiten im Jahre 1935 bei Lemmer und



und Urk. Bei Urk entstand gleichzeitig ein großer Werk- und Umschlaghafen für das beim Bau des Deiches benötigte Material (Bruchsteine, Faschinen usw.). Anschließend wurden die Polderdeiche von Lemmer und Urk nach Süden vorgetrieben und nördlich von Urk und südlich der Insel Schokland in der freien See mit der Deichschüttung begonnen.

Für die Fortführung und Vollendung der Bauarbeiten wurde das folgende Programm aufgestellt: Herstellung des Deiches, der Schöpfwerke und Schleusen sowie der Hauptkanäle im Nassen vier Baujahre, an-

schließend Leerpumpen des Polders ein Jahr, Ziehen des Grabennetzes drei Jahre, Erschließung und Urbarmachung des Polders sieben Jahre. Insgesamt hat man sich also eine Bauzeit von 15 Jahren vorgenommen. Die Arbeiten schreiten programmgemäß fort. Über den Stand der Bauarbeiten im Frühjahr 1938 gibt Abb. 2 Aufschluß.

Die Kosten des Unternehmens sind auf 126 Mill. Gulden veranschlagt. Der Polder umfaßt 48 000 ha kulturfähigen Boden. Der Aufwand von 2600 Gulden/ha wird gerade noch als tragbar erachtet.

Alle Rechte vorbehalten.

## Kleine Motorlokomotiven für den Baubetrieb.

Von Dipl.-Ing. Fr. Riedig, Zeulenroda (Untere Haardt).

Der gesamte Baubetrieb wird heute mehr denn je von dem Gedanken beherrscht, möglichst viele Arbeiten den Maschinen zu übertragen, um Arbeitskräfte einzusparen und für andere Zwecke frei zu bekommen. Auf Großbaustellen ist der weitgehende Einsatz von Maschinen schon immer beinahe eine Selbstverständlichkeit gewesen. Auf den mittleren und kleinen Baustellen dagegen kann man im Zweifel sein, ob sich ein Maschineneinsatz lohnt oder nicht, nachdem vor noch nicht zu langer Zeit die Unterbringung möglichst vieler Arbeitskräfte im Vordergrund stand.

Das Bewegen von größeren Bodenmengen, das den Hauptanteil an den meisten Bauvorhaben bildet, wird vorwiegend im Zugbetrieb durch Lokomotiven besorgt. Kleine Mengen befördert man durch Kippwagen im Handbetrieb. Da durch diese Förderart zahlreiche Arbeitskräfte benötigt werden, ist der Einsatz von mechanischen Zugmitteln zu erwägen, die in verschiedenen Bauarten zur Verfügung stehen. Seilwinden oder Straßenzugmaschinen sind für diese Zwecke zwar möglich; sie können aber die Wagen auf den Gleisen ohne besondere Vorkehrungen nur in einer Richtung befördern. Am einfachsten ist es daher, wenn sich die Zugeinrichtung zusammen mit den Wagen auf den Gleisen bewegt. Diese Zugeinrichtungen sind in den kleinen Motorlokomotiven gegeben.

Angetrieben werden die kleinen Motorlokomotiven durch Dieselmotoren. Lokomotiven mit Benzin- oder Benzolmotoren werden heute für den Bedarf im Inland kaum noch gebaut. Wenn eine kleine Diesellokomotive im Verhältnis dasselbe leisten soll wie eine größere Lokomotive, so müssen auch an diesen Maschinen das Gewicht und die Motorleistung in annähernd gleichem Verhältnis stehen. In der Zahlentafel 1 sind diese Verhältnisse der verschiedenen Bauarten angegeben.

Zahlentafel 1.

Bauart	Dienstgewicht t	Motorleistung PS	Dienstgewicht: Motorleistung	
			t/PS	
Orenstein & Koppel AG	2,2	11	0,21	
	2,7	14	0,21	
	4	20	0,2	
	4,3	22	0,2	
	6,3	33	0,2	
	9,3	45	0,21	
Humboldt- Deutzmotoren AG	11,7	70	0,17	
	19,6	120	0,17	
	2,8	9	0,3	
	3,8	12	0,32	
	6,6	24	0,27	
	10	40	0,21	
Gmelnder & Co. G. m. b. H.	12	75	0,16	
	17	110	0,15	
	22	165	0,13	
	2,8	10	0,28	
Ruhrthaler Maschinenfabrik Schwarz & Dyckerhoff KG	3,5	15	0,23	
	4,5	20	0,22	
	5,5	25	0,22	
Arn. Jung	2,0	8	0,25	
	3,3	12	0,28	
	3	11	0,27	
	5,4	22	0,24	
Christoph Schöttler	8	40	0,20	
	10	52	0,19	
	2,4	10	0,24	
Ad. Strüver	3,6	20	0,18	
	0,58	5	0,11	
Berliner Maschinenbau AG, vorm. Schwartzkopf	7	35	0,2	

Im allgemeinen ist das Verhältnis Dienstgewicht : Motorleistung bei den kleinen Motorlokomotiven am größten, da sich die Maschinengewichte (Motor, Getriebe, Fahrwerk usw.) nicht auch in dem Maße wie die Motorleistungen verkleinern lassen. Eine zu weitgehende Verkleinerung der

Lokomotivgewichte ist nicht anzustreben, da sonst mangels genügender Reibung zwischen den Triebädern und den Schienen die Hakenzugkräfte zu klein werden und die Motorleistungen nicht voll ausgenutzt werden können.

Eine Ausnahme macht dabei die kleine 5-PS-Motorlokomotive von Ad. Strüver (Abb. 1), die für geringe Anhängelasten und leichte Gleise gebaut ist. Die Lokomotive ist wesentlich einfacher und leichter gebaut als die anderen kleinen Motorlokomotiven. Das Getriebe enthält nur einen Gang für Vor- und Rückwärtsfahrt mit 5 bis 8 km/h Geschwindigkeit. Gewöhnlich beträgt die Anhängelast auf gerader Ebene 5 bis 10 t oder 8 bis 10 Kippwagen, die mit je 0,5 m<sup>3</sup> Sand od. dgl. beladen sind. Die Bruttoanhängelast kann auf 15 t gesteigert werden, wenn die Lokomotive durch ein zusätzliches Ballastgewicht von 300 kg belastet wird. Das Verhältnis Gewicht : Motorleistung wächst auf rd. 0,18 t/PS, so daß der Unterschied mit den Verhältnisgewichten der anderen kleinen Lokomotiven nicht mehr so groß wie ohne Ballastgewicht ist. Für den Baubetrieb hat die Lokomotive durch ihr geringes Gewicht den Vorteil, daß sie leicht aus den Gleisen gehoben oder eingesetzt werden kann. Beide Achsen werden durch eine Rollenkette vom Getriebekasten aus angetrieben.

Zahlentafel 2.

Motorleistung PS	Brennstoffverbrauch g/PSsh	Schmierölverbrauch in % des Brennstoffverbrauches	Brennstoffverbrauch in 8 h bei		Schmierölverbrauch in 8 h kg	Anzahl der Zylinder	Drehzahl des Motors Uml/min	Geschwindigkeit km/h	Radstand m	Kleinster befahrbarer Halbmesser m
			halber Belastung kg	zwei Drittel Belastung kg						
11	200	3	7	9	0,5	1	600 bis 1300	2,4—5,2 4,8—10,4	0,7	6
14	200	4	12	16	0,85	1	650 bis 1300	2,4—8 4,8—9,5 7,1—14,2	0,78	6
20	210	3	16,5	22	1,35	1	500 bis 800	2,7—4,2 5,4—8,4	0,84	7
22	200	3	15	20	1	2	600 bis 1300	2,4—5,2 4,8—10,4 6,2—15,5	0,845	7

Die anderen Bauarten der kleinen Lokomotiven mit Motorleistungen bis etwa 22 PS streben danach, durch geringe Anschaffungs- und Betriebskosten auch bei kleinen Bauausführungen die wirtschaftlichen Vorteile der Dieselmotoren nutzbar zu machen. In der Zahlentafel 2 sind der Verbrauch an Betriebsstoffen und die Hauptzahlenangaben der Bauarten der kleinen Motorlokomotiven von Orenstein & Koppel AG zusammen-

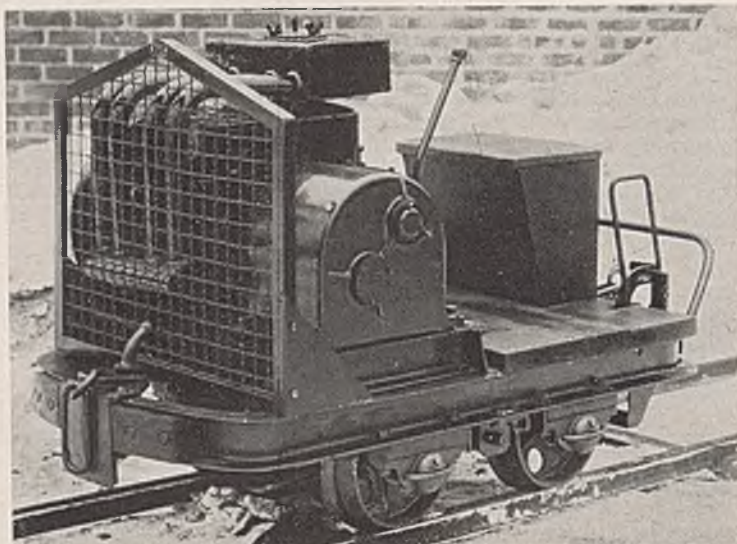


Abb. 1.

5-PS-Motorlokomotive für geringe Anhängelasten und leichte Gleise.

Aufnahme: Ad. Strüver.



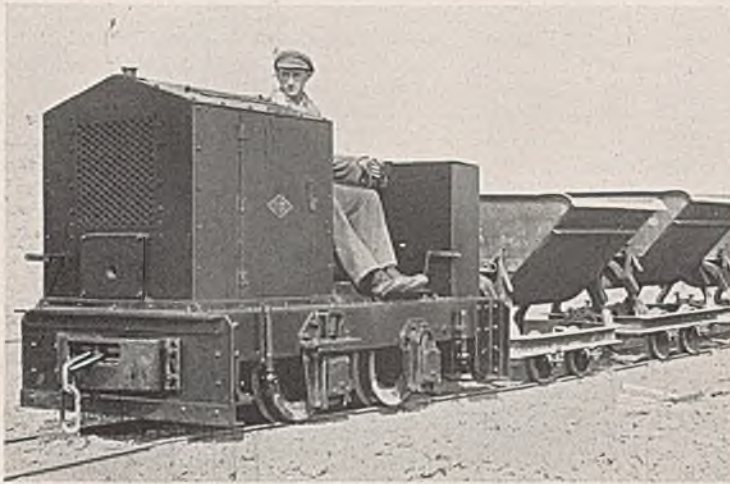


Abb. 2. 14-PS-Motorlokomotive.  
Aufnahme: Orenstein & Koppel AG.

gestellt, von denen die Abb. 2 u. 3 Beispiele zeigen. Die Motoren in den Lokomotiven sind einfach, aber dauerhaft gebaut. Je leistungsfähiger der Motor ist, desto mehr verringert sich das Motorgewicht, bezogen auf die Leistung. Der 11-PS-Motor hat ein Gewicht von 45 kg/PS, während der Motor von 22 PS Leistung nur 20 kg/PS wiegt. Als Treibstoffe kommen Braunkohlenteeröl oder die üblichen Gasöle in Frage. An allen Lokomotiven wird die Brennstoffförderung durch einen Regler derart beeinflusst, daß der Brennstoff bei allen Belastungen einwandfrei und rauchlos verbrennt. Der Lokomotivführer sitzt quer zur Fahrbahn und kann daher die Fahrbahn bei Vor- und Rückwärtsfahrt gleich gut übersehen. Bei der 20-PS-Lokomotive ist der Motorzylinder liegend angeordnet; die übrigen Lokomotiven sind mit Motoren mit stehenden Zylindern ausgerüstet.

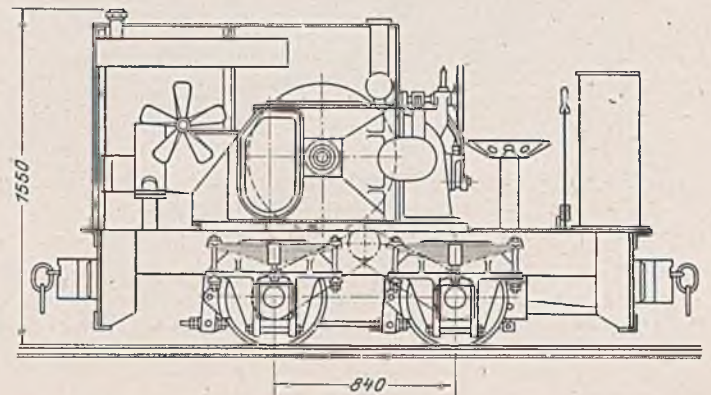
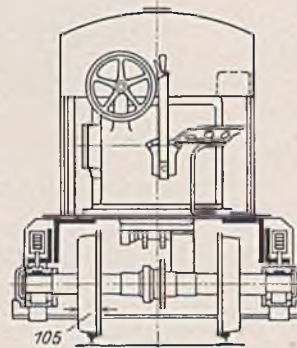


Abb. 3. 20-PS-Motorlokomotive.  
Vorlage: Orenstein & Koppel AG.

Die kleinen Lokomotiven von Gmelnder & Co. G.m.b.H. (Abb. 4) werden durch Motoren, Bauart Kaelble, betrieben; sie verbrauchen an Brennstoff 200 g/PS h und an Schmieröl 10 g/PS h. Rechnet man die Brennstoffkosten mit 0,20 RM/kg, das Schmieröl mit 1 RM/kg, für die Bedienung ein Mann mit 0,80 RM/h Lohn und die festen Kosten zu 23% (8% Verzinsung, 10% Abschreibung, 5% Instandsetzung) des Anlagekapitals (4000, 5000 und 6500 RM), so ergeben sich die Betriebskosten in der Zahlentafel 4.

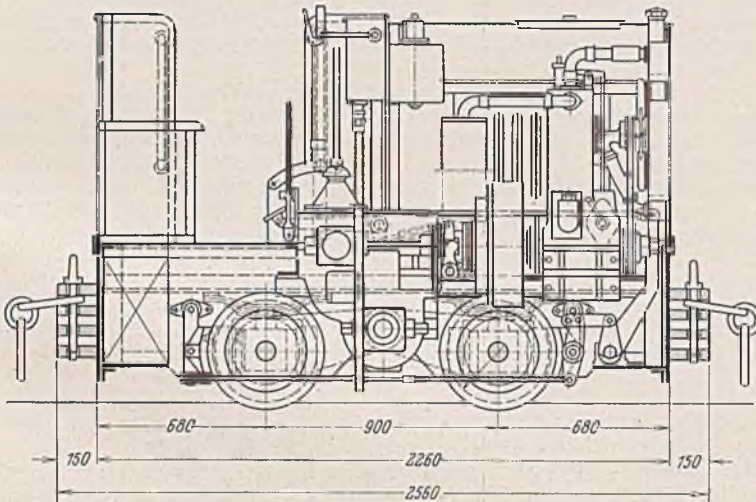


Abb. 4.  
10/12-PS-Diesellokomotive mit drei Fahrgeschwindigkeiten.  
Vorlage: Gmelnder & Co. G. m. b. H.

Zahlentafel 4.

Motorleistung PS	Brennstoffkosten	Schmierölkosten	Kosten für Bedienung	Feste Kosten	Betriebskosten	Fördermenge <sup>1)</sup>	Fördermenge <sup>1)</sup>	Geschwindigkeit	Förderleistung <sup>1)</sup>	Förderleistung <sup>1)</sup>	Betriebskosten
	RM/8 h	RM/8 h	RM/8 h	RM/8 h	RM/8 h	t/h	t/8 h	km/h	t km/8 h	t km/8 h	Rpf/t km
10	3,20	0,80	6,40	3,07	13,47	26,9	215,2	8	1721	861	1,5
15	4,80	1,20	6,40	3,83	16,23	37,3	298	8	2384	1192	1,3
20	6,40	1,60	6,40	4,98	19,38	49,5	396	8	3168	1584	1,2

<sup>1)</sup> Auf gerader Ebene.

Verhältnismäßig geringe Eigengewichte haben die kleinen Diesellokomotiven der Ruhrthaler Maschinenfabrik Schwarz & Dyckerhoff KG, die bei der 8-PS-Lokomotive (Abb. 5) 1,43 t und bei der 12-PS-Lokomotive 2 t betragen. Die zur Ausnutzung der Zugkräfte nötigen Dienstgewichte von 2 bis 2,5 t und 3,3 bis 3,5 t werden durch Füllen der Ballastkasten mit Schrott oder Steinen erzielt. Auf schlechtem Untergrund oder behelfsmäßig verlegten Gleisen füllt man die Ballastkasten

Zahlentafel 5.

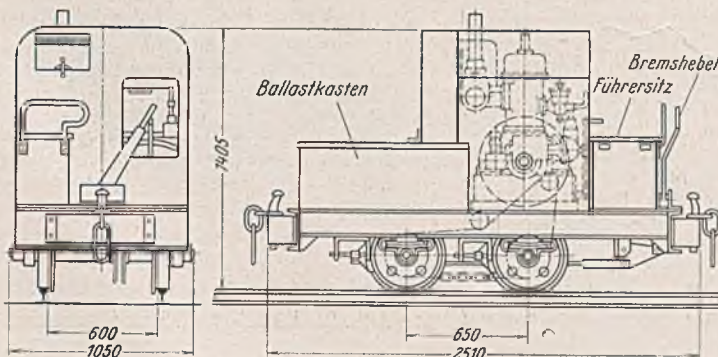


Abb. 5. 8/10-PS-Diesellokomotive.  
Vorlage: Ruhrthaler Maschinenfabrik Schwarz & Dyckerhoff KG.

Motorleistung PS	Geschwindigkeit km/h	Zugkraft kg	Anhängelast auf geraden Steigungen von			
			1 : ∞ t	1 : 200 t	1 : 100 t	1 : 33 t
10	4	600	60	39	28	11
	8	290	29	18	13	4,5
	12	150	15	8	6	1,5
20	4	1200	120	78	57	20
	8	560	56	36	25	9
	12	280	28	18	12	4



nur wenig oder überhaupt nicht. Allerdings verringern sich dann die Zughakenkräfte. Die 8-PS-Lokomotive zieht unter gewöhnlichen Betriebsverhältnissen auf gerader Ebene 53 t mit 3,3 km/h Geschwindigkeit und 20 t mit 8,1 km/h Geschwindigkeit. Bei der 12-PS-Lokomotive betragen die Anhängelasten 75 t (3,5 km/h Geschwindigkeit) und 29 t (8,4 km/h Geschwindigkeit). Die Bauart der Lokomotiven ist sehr einfach gehalten.

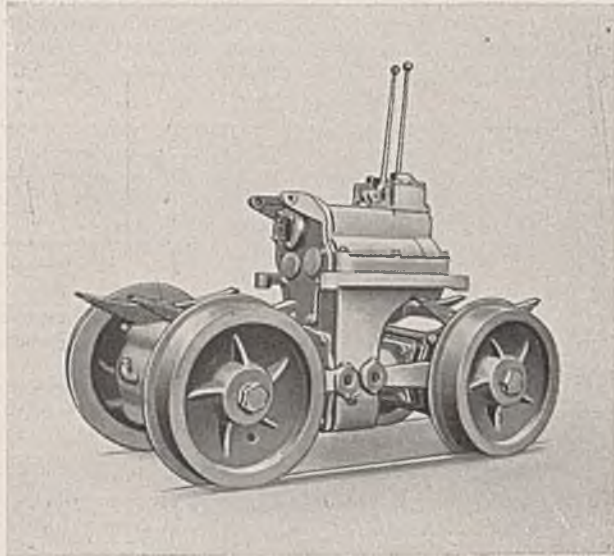


Abb. 6. Fahrwerk und Getriebe einer kleinen Diesellokomotive mit unmittelbarem Antrieb der Räder.

Aufnahme: Christoph Schöttler.

Die Getriebe ergeben nur zwei Geschwindigkeiten. Die stehenden Einzylinder-Zweitaktmotoren laufen mit niedrigen Drehzahlen von 700 bis 800 Uml/min. Die Brennstoffkosten betragen bei der 12-PS-Lokomotive 1,60 bis 2 RM/8 h.

An den kleinen Diesellokomotiven von Christoph Schöttler (Abb. 6, Zahlentafel 5) mit Ein- oder Zweizylinder-Zweitaktmotoren, Bauart Daimler-Benz, werden beide Achsen ohne Ketten oder Kuppelstangen angetrieben. Die geteilten Achsen sind durch biegsame Wellenkupplungen mit dem Getriebe verbunden. Durch diese biegsamen Wellenkupplungen kann sich jedes Rad der Schienenlage anpassen.

Die kleinen Diesellokomotiven von Arn. Jung mit einer Dauerleistung des Motors von 11 PS (Abb. 7) haben ein Schaltgetriebe für vier Geschwindigkeiten. Die nächst größere Bauart dagegen mit einer Dauer-

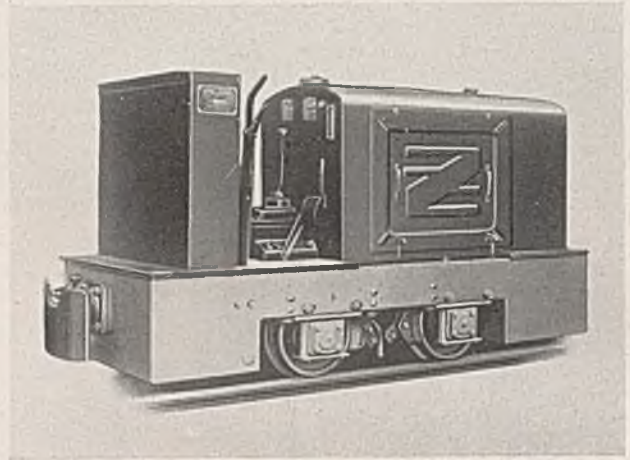


Abb. 7. 11/12-PS-Diesellokomotive mit vier Fahrgeschwindigkeiten.

Aufnahme: Arn. Jung.

leistung des Motors von 22 PS ist für nur zwei Fahrgeschwindigkeiten eingerichtet. Bei einem Gasölpreis von 0,18 RM/kg betragen die Brennstoffkosten bei der 11-PS-Lokomotive etwa 0,20 RM/h und bei der 22-PS-Lokomotive etwa 0,38 RM/h.

## Vermischtes.

**Betonsteinpflaster für Straßen und Plätze.** Nach den auf dem Internationalen Straßenbaukongress 1938 im Haag erstatteten Länderberichten werden in anderen Ländern, z. B. Polen, Tschechoslowakei, Frankreich und Belgien, die Straßendecken vielfach aus Betonblocksteinen hergestellt, mit denen günstige Erfahrungen gemacht wurden. Gegenüber einer glatten Betondecke haben die Betonsteine den Vorteil, daß durch die Verwendung von Abfall-Hartgesteinen für die obere Verschleißschicht die Decke rau und griffig und bei guten Untergrundverhältnissen kein besonderer Unterbau nötig ist und daß die Blöcke bei Aufbrucharbeiten auf Straßen und Plätzen in Städten leicht herausgenommen und wieder eingesetzt werden können. Außerdem kann beim Bau von Straßendecken aus Betonsteinen eine Vorratswirtschaft getrieben werden, indem die Steine während des Winters angefertigt und in den Bauzeiten rasch verlegt werden. Die Betonsteine, auf die sich die Berichte beziehen, haben ebene Seitenflächen, so daß sie sich beim Nachgeben des Unterbaues wie beim gewöhnlichen Steinpflaster verkanten und Senkungen und Löcher entstehen können.

In Deutschland ist nun kürzlich eine Betonsteinpflasterart entstanden (Fablo-Falzblock-Pflasterbau G. m. b. H.), bei der an den Steinen in den unteren Hälften an allen Seiten halbrunde Zapfen und entsprechende

Vertiefungen angebracht sind (Abb. 1), durch die die Steine in gleicher Höhe gehalten werden, sich nicht verkanten und gegenseitig nicht verschieben können. Es sind höchstens flächenartige Senkungen möglich. Die Oberkanten der Steine sind etwas abgerundet, wodurch die Verkehrssicherheit auf dem Pflaster erhöht wird.

Je nach der Beanspruchung durch den Verkehr auf einer solchen Betonsteindecke wird die oberste Schicht eines Steines aus Granitstücken, Grobschotter oder Splitt und einer Zwischenfüllung aus Beton im Mischungsverhältnis 1:3 gebildet. Der Sockel unter dieser Verschleißschicht besteht aus Beton im Mischungsverhältnis 1:4.

Zum Herstellen der Steine an der Baustelle dienen geteilte Formen und eine Rüttel-Stampfmachine, die ähnlich gebaut ist wie eine Maschine zum Herstellen sonstiger Kunststeine. Auf der Zubringerrollenbahn zur Maschine (Abb. 2) wird in den unteren Teil eines Formkastens auf die Grundplatte ein festes Papier und darauf das Gestein mit den ebenen Flächen nach unten eingelegt. Den Zwischenraum füllt man mit Beton aus, der durch die Rüttelvorrichtung an der Maschine verdichtet wird. Darauf setzt man den oberen Teil des Formkastens auf, füllt ihn mit dem Unterbeton und verschließt die Form durch eine Druckplatte. Das Verdichten des Unterbetons geschieht durch einige leichtere Schläge durch den Fallhammer der Maschine. Von der Stempfeinrichtung rollt die Form zur Ausstoßeinrichtung, die den Formling aus der Form hebt. Auf die Formlinge legt man Unterlagbretter und dreht die Formlinge mit den Brettern um, so daß das Papier und die Grundplatte abgenommen werden können. Mit acht bis zehn Mann Bedienung leistet die Maschine 900 Steine/8 h. Zunächst lagert man die

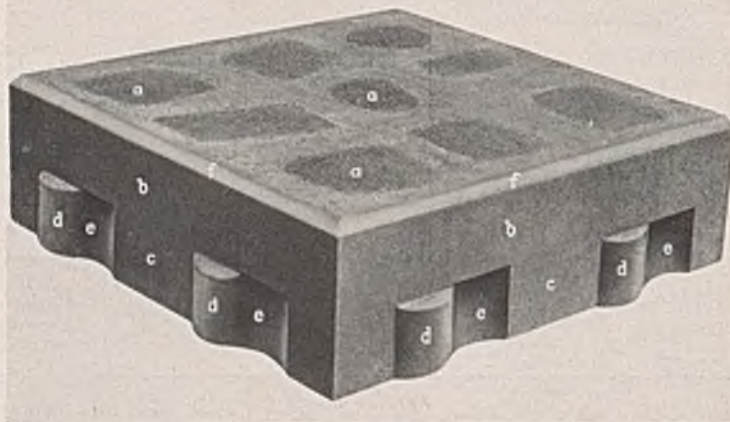


Abb. 1.

Betonstein mit Zapfen und Vertiefungen an den unteren Seitenkanten.

Fläche oben: 33 x 33 cm, Dicke: 8 bis 18 cm. a Hartgestein-Spallstücke, b Oberbeton, c Betonsockel, d Zapfen, e Vertiefungen, f abgerundete Kanten.

Aufnahme: Fablo-Falzblock-Pflasterbau G. m. b. H.

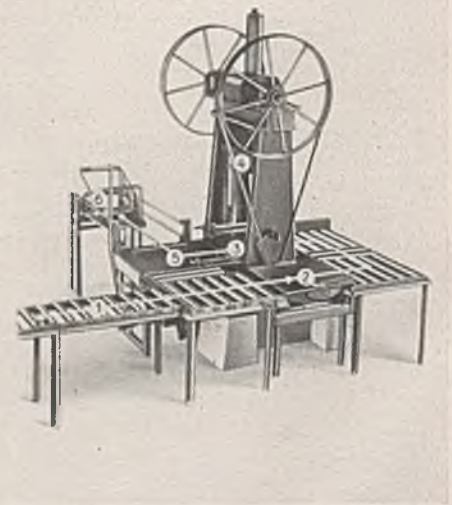


Abb. 2. Rüttel- und Stampfmachine zum Herstellen von Betonsteinen.

1 Rollenbahn, 2 Rütteltisch, 3 Stampftisch, 4 Fallhammer, 5 Ausstoßeinrichtung, 6 Kippvorrichtung.

Aufnahme: Hermann Ulrich.







was mit Hilfe der gleichfalls ablesbaren Beziehung

$$\frac{dl}{s d\varphi} = \frac{1}{\sin(\varphi - \beta)} = \frac{s}{h'}$$

zu der Gleichung führt:

$$(2) \quad \frac{d(G+P)}{d\varphi} = \gamma \frac{s^2}{2} + \frac{p}{h'} \cdot s^2 = \left(\gamma + \frac{2p}{h'}\right) \frac{s^2}{2} = \gamma' \cdot \frac{s^2}{2}$$

Die Vereinfachung der Gl. (1) u. (2) liefert den „erweiterten“ Rebhannschen Satz:

$$(3) \quad \begin{cases} (G+P) = \gamma' \cdot \frac{y f}{2} \\ \text{mit } \gamma' = \gamma + \frac{2p}{h'} \end{cases}$$

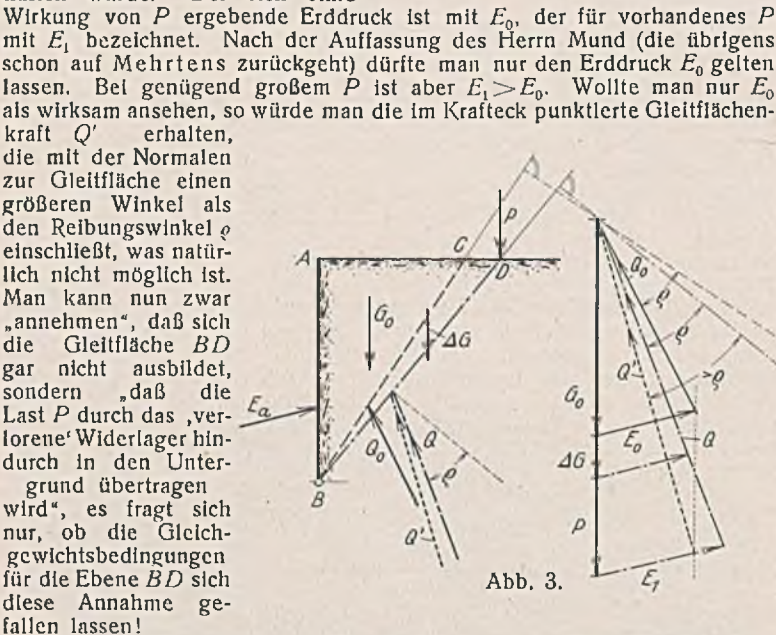
in Worten: Das Gewicht des Gleitkeils einschließlich der auf ihm befindlichen Auflasten muß gleich sein dem mit  $\gamma'$  vervielfachten Rauminhalt des von der Gleitfläche, der Boshungfläche und der Erd-druckmaßfläche begrenzten Erdkörpers  $BCD$ .  $p$  bezeichnet dabei die Auflastspannung im Geländepunkt  $C$  der Gleitfläche.

Was ist nun an der obigen Ableitung des Rebhannschen Satzes unrichtig, und wo sind die angeblich „anzuerkennenden“ oder „willkürlichen“ Annahmen, mit deren Hilfe es gelingen soll, das angebliche „Näherungsverfahren“ nach Gl. (3) „künstlich mit dem Rebhannschen Satz in Einklang“ zu bringen?

Die bereits erwähnte, teilweise unrichtige Auffassung des Herrn Mund über die Gleitflächenrichtung bei Einzellasten hängt eng mit seiner unrichtigen Anwendung der Culmannschen  $E$ -Linie zusammen. Er beachtet nämlich nicht, daß die Größtwertbedingung ( $E = \max$ ) bei der Ableitung des Rebhannschen Satzes die mathematische Form  $\frac{dE}{d\varphi} = 0$  hat,

die ihrerseits einen stetigen Verlauf der Geländelinie und der Oberflächenbelastung voraussetzt. Bei Unstetigkeiten, seien es nun Einzellasten oder sprunghaft veränderliche Streckenlasten, gilt aus diesem Grunde der Rebhannsche Satz nur, wenn sich die Unstetigkeiten innerhalb der Oberflächenbreite  $l$  des Gleitkeils befinden. Die Vorschrift  $E = \max$  gilt ganz allgemein<sup>4)</sup>, sie ist nicht an die Bedingung  $\frac{dE}{d\varphi} = 0$  gebunden. Es ist daher möglich, daß die Bedingung  $\frac{dE}{d\varphi} = 0$  für eine gewisse Gleit-

flächenrichtung erfüllt ist, ohne daß man damit schon weiß, ob nicht noch ein zweiter Größtwert vorhanden ist, der größer ist als der erste (vgl. Abb. 2 und den bekannten Verlauf der Culmannschen  $E$ -Linie für Einzellasten). Um das Gesagte ganz deutlich zu machen, ist in Abb. 3 der Fall untersucht, daß sich eine Einzellast außerhalb des Gleitkeils befindet, den man ohne Oberflächenbelastung erhalten würde. Der sich ohne Wirkung von  $P$  ergebende Erddruck ist mit  $E_0$ , der für vorhandenes  $P$  mit  $E_1$  bezeichnet. Nach der Auffassung des Herrn Mund (die übrigens schon auf Mehrrens zurückgeht) dürfte man nur den Erddruck  $E_0$  gelten lassen. Bei genügend großem  $P$  ist aber  $E_1 > E_0$ . Wollte man nur  $E_0$  als wirksam ansehen, so würde man die im Kräfteck punktierte Gleitflächenkraft  $Q'$  erhalten, die mit der Normalen zur Gleitfläche einen größeren Winkel als den Reibungswinkel  $\varrho$  einschließt, was natürlich nicht möglich ist. Man kann nun zwar „annehmen“, daß sich die Gleitfläche  $BD$  gar nicht ausbildet, sondern „daß die Last  $P$  durch das ‚verlorene‘ Widerlager hindurch in den Untergrund übertragen wird“, es fragt sich nur, ob die Gleichgewichtsbedingungen für die Ebene  $BD$  sich diese Annahme gefallen lassen!



Zum Schluß noch einiges über den Aufsatz von Herrn Mund in Bautechn. 1938, Heft 4, S. 47, wo nachzuweisen versucht wird, daß auch die Ausführungen von Müller-Breslau über den Einfluß von Einzel- und Streckenlasten nicht richtig sind. Indem aber Herr Mund die Beschränkung des Rebhannschen Satzes auf stetigen Verlauf der Belastung im Geländepunkte der Gleitfläche nicht beachtet, kommt er notwendig zu unrichtigen Ergebnissen. Auf S. 67 bis 69 des Erddruckbuches von

<sup>4)</sup> Nach Rebhann sollte man zwar von der Bedingung: Neigungswinkel  $\delta = \max$  ausgehen; er weist aber selber darauf hin (S. 38 u. 39), daß die beiden Vorschriften  $\delta = \max$  und  $E = \max$  miteinander identisch sind.

Müller-Breslau hätte Herr Mund sich über die rechnerische Behandlung von Unstetigkeiten belehren lassen können, und wäre dann auch bei seinem Zahlenbeispiel zu dem selbstverständlichen Ergebnis gekommen, daß „jede Gleitlinie für einen bestimmten Lastfall eindeutig festliegt“. Die „Widersprüche“, die sich angeblich aus dem „erweiterten“ Rebhannschen Satz ergeben, sind also in Wirklichkeit gar nicht vorhanden.

Meine Ausführungen fasse ich dahin zusammen, daß die bezüglich des Einflusses von Oberflächenbelastungen unrichtigen Ergebnisse des Herrn Mund auf seiner fehlerhaften Auslegung des Rebhannschen Satzes beruhen und daß die Angriffe auf die Ergebnisse von Müller-Breslau unbegründet sind.

Ohde.

Zweite Zuschrift.

Die in vorstehender „Erwiderung“ gebrachten Gedankengänge sind im wesentlichen schon in dem Aufsatz von Prof. Dr. Mann in Bautechn. 1938, Heft 29, enthalten und dort eingehend begründet worden. Die nunmehr erforderliche ähnlich ausführliche Widerlegung würde über den Rahmen einer Zuschrift hinausgehen. Ich werde sie deshalb in einem besonderen Aufsatz bringen, sobald ich die Zeit dafür finde.

Mund.

Zweite Erwiderung.

Daß die angeblich erforderliche Widerlegung über den Rahmen einer Zuschrift hinausgehen müsse, halte ich für unzutreffend. Denn es geht nur darum, wissenschaftlich klar und einfach anzugeben, was an meiner Ableitung des Rebhannschen Satzes falsch ist und wie man das Kräfteck der Abb. 3 noch in anderer Weise, als von mir geschehen, mit den Gleichgewichtsbedingungen in Einklang bringen kann.

Wer Behauptungen aufstellt, muß sie verteidigen; und zwar nicht erst nach unbestimmter Zeit, sondern dann, wenn er dazu aufgerufen wird. Ich kann daher die zweite Zuschrift des Herrn Mund nur als ein Ausweichen vor der entscheidenden Klärung deuten.

Ohde.

Wir schließen hiermit die Aussprache.

Die Schriftleitung.

Patentschau.

Seitendichtung für einen unter die Staulage absenkbaren Wehrkörper. (Kl. 84a, Nr. 630 241, vom 16. 4. 1933 von Fried. Krupp, Grusonwerk AG, in Magdeburg-Buckau.) Um zu vermeiden, daß vom Wasser mitgeführte Sinkstoffe sich in die Sohlenschlitze einklemmen, ein Bewegen des Wehrkörpers erschweren und die Dichtung zerstören, sowie daß die Nischen und die in ihnen liegenden ortsfesten und sich bewegendende Teile verschmutzen, wird der auf der Oberwasserseite liegende

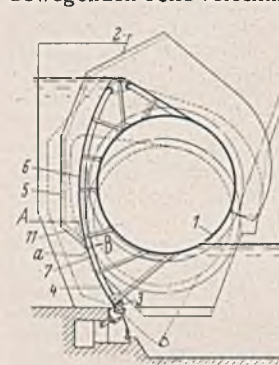


Abb. 1.

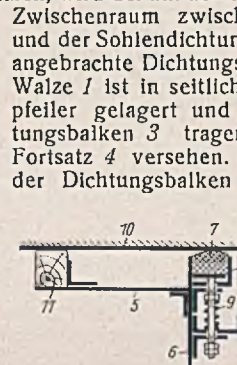


Abb. 2.

Zwischenraum zwischen der Seitendichtung und der Sohlendichtung durch einfache seitlich angebrachte Dichtungsleisten überbrückt. Die Walze 1 ist in seitlichen Nischen 2 der Wehrpfeiler gelagert und mit einem einen Dichtungsbalken 3 tragenden schnabelförmigen Fortsatz 4 versehen. In der Staulage ruht der Dichtungsbalken auf dem beweglichen Teil einer Sohlendichtung, die so ausgebildet ist, daß sie ein Absenken der Walze ermöglicht. Die Dichtungsschilde 5 reichen nur so weit seitlich der Stauwand 6 nach unten, daß ihre unteren Enden auch bei abgesenkter Lage des Wehrkörpers noch oberhalb der Sohle liegen. Die Dichtungsleisten 7 sind unmittelbar hinter der Stauwand des Wehrkörpers in parallel zur Längsrichtung des Wehrkörpers verlaufenden Führungen 8 verschiebbar gelagert und werden mittels Federn 9 gegen die Seitenwände 10 der Wehrpfeiler gedrückt. An der Stelle a geht die Dichtungsleiste 11 in die Dichtungsleiste 7 über.

Personalmeldungen.

Preußen. Befördert: Regierungs- und Baurat Timm in Hannover und Regierungsbaurat Meitsch in Allenstein zu Oberregierungs- und -bauräten; Regierungsbaurat Weinnoldt in Heide zum Oberbaurat; die Regierungsbauräte Griesert in Königsberg/Pr., Herrgeist in Marlenwerder, Dr. Konietzny in Frankfurt a/O., Lüpkes in Husum, Margraf in Magdeburg, Mithoff in Düsseldorf zu Regierungs- und Bauräten; Regierungsbauassessor Drechsler in Merseburg zum Regierungsbaurat.

Versetzt: Regierungsbaurat Heym von Schneidemühl nach Itzehoe; Regierungsbauassessor von Plocki von Beeskow nach Liegnitz.

Übernommen in den Staatsdienst: die Bauassessoren Billib in Osnaabrück und Blumenthal in Düsseldorf als Regierungsbauassessoren.

INHALT: Einbau einer festen Sohle in die Schleppzugschleuse Dörverden. — Die Leistungsfähigkeit von Rohrquerschnitten bei Teilfüllung. — Der Abschluß und die Trockenlegung eines Teiles der Zulußsee. — Kleine Motorlokomotiven für den Baubetrieb. — Vermischtes: Betonpflaster für Straßen und Plätze. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Patentschau. — Personalmeldungen.

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