

DIE BAUTECHNIK

8. Jahrgang

BERLIN, 28. Februar 1930

Heft 9

Alle Rechte vorbehalten.

Die Umkanalisierung des Untermains.

Von Regierungsbaurät Theodor Pfaue, Frankfurt a. M.

Im Juli 1929 ist unterhalb von Frankfurt mit dem Bau der neuen Main-Staustufe Griesheim begonnen worden. Diese Bauausführung bildet einen Teil der im Rahmen der Umkanalisierung des Untermains auszuführenden Bauaufgaben, mit deren Durchführung das am 15. Februar 1927 in Frankfurt gegründete, der Rheinstrombauverwaltung in Koblenz unterstellte Neubauamt beauftragt worden ist.

Jahren nach der Betriebseröffnung eine durchgreifende Ergänzung der Kanalisierungsanlagen, die hauptsächlich in der Vertiefung der Fahrrinne auf 2,50 m und in der Verlängerung der Schleusenammern um 255 m mit 12 m breiten Unterhäuptern bestand.²⁾ Diese Arbeiten waren 1895 mit einem Kostenaufwande von 3 Mill. Mark beendet. Seitdem besteht also an jeder der fünf Staustufen eine Schleppzugschleuse von insgesamt 350 m Kammerlänge mit einem Mittelhaupt, das die obere 80 m lange und die untere 255 m lange Kammer abteilt. Letztere hat 20 m Sohlenbreite und

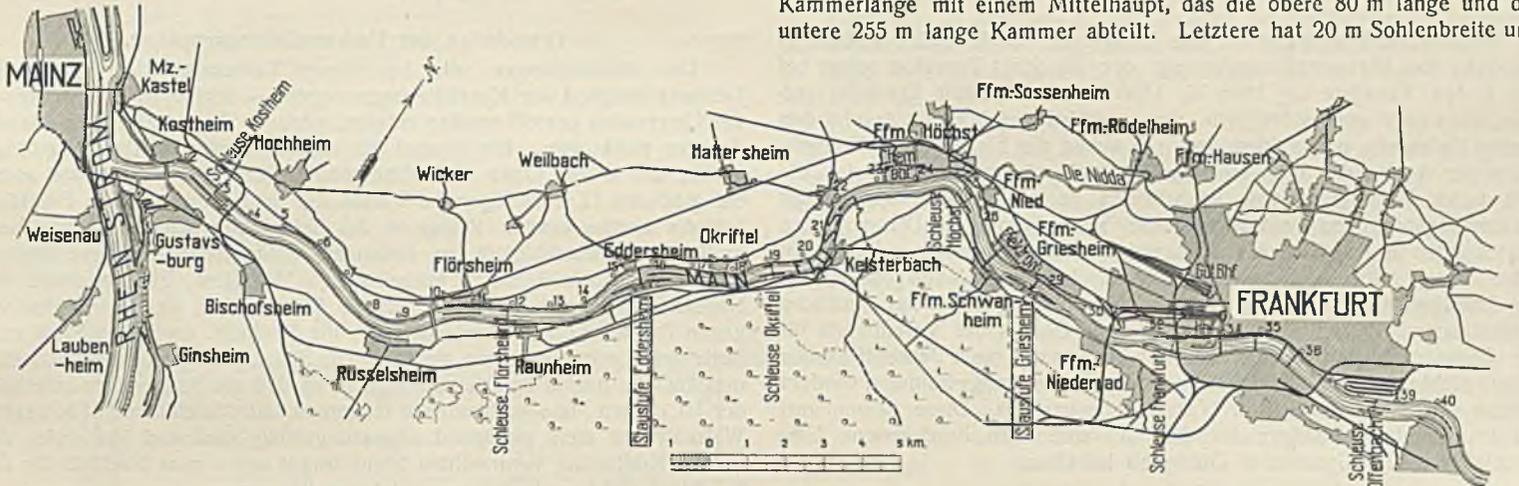


Abb. 1. Übersichtslageplan.

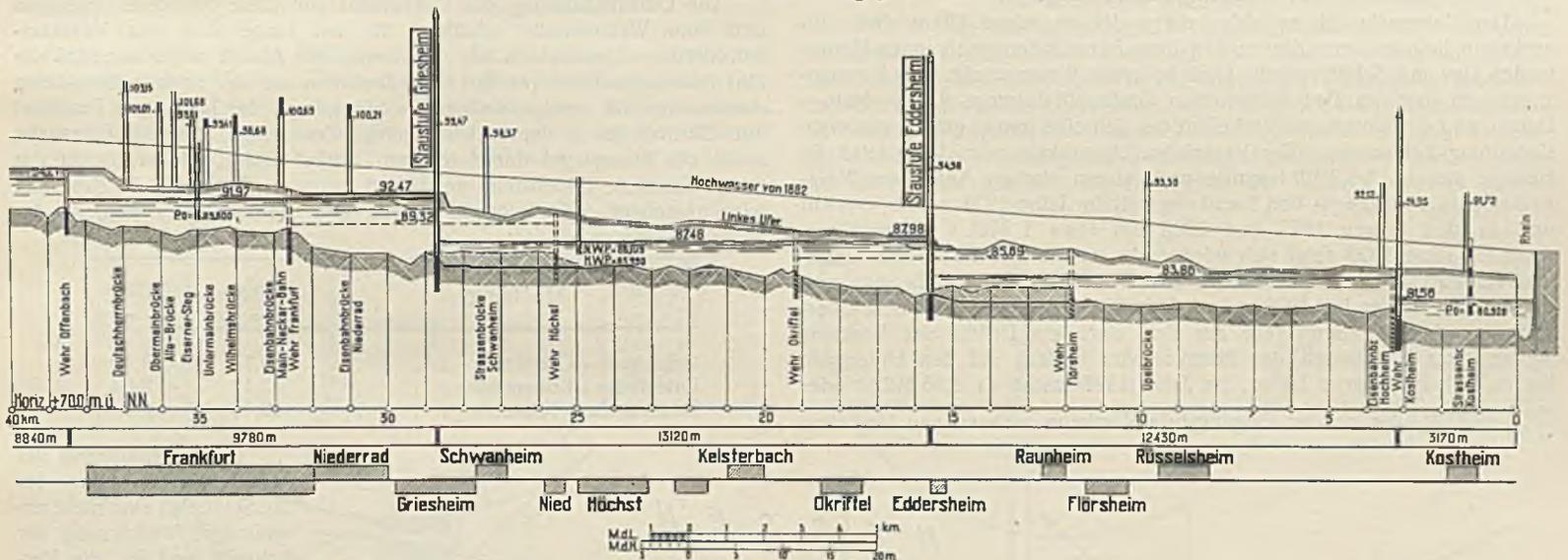


Abb. 2. Längenschnitt.

1. Vorgeschichte.

Über die Entwicklung, die zur Aufnahme dieses Bauvorhabens in das Arbeitsbeschaffungsprogramm der Reichsregierung vom Jahre 1926 geführt hat, ist in der Zeitschrift „Die Deutsche Wasserwirtschaft“ 1929, Heft 9, ausführlich berichtet. Sie soll deshalb hier nur kurz gestreift werden.

Der untere Main von Frankfurt abwärts wurde in den Jahren 1883 bis 1886 mit einem Kostenaufwande von 5,5 Mill. Mark kanalisiert für eine Fahrwassertiefe von 2,00 m (2,50 m in den Kunstbauten), nachdem die Aufrechterhaltung der Fahrwassertiefen durch Regulierung immer schwieriger geworden war.¹⁾ Das Gesamtgefälle von 10,40 m ist auf die fünf Staustufen Frankfurt, Höchst, Okriftel, Flörsheim und Kostheim verteilt (vgl. Übersichtslageplan Abb. 1 und Längenschnitt Abb. 2). Jede Stauanlage besteht aus dem Nadelwehr, dem Fischpaß, der Floßrinne (am rechten Flußufer) und der Schleusenanlage am linken Ufer. Zunächst begnügte man sich mit einfachen Kammerschleusen von 10,5 m lichter Weite und 80 m Nutzlänge. Jedoch erforderte der durch die Kanalisierung verursachte gewaltige Aufschwung des Schiffsverkehrs schon in den ersten

geböschte Seitenwände. Abgesehen von der bald nach dem Weltkriege dem Verkehr übergebenen, in Kostheim links neben der alten erbauten zweiten Schleuse von 350 m Nutzlänge mit geböschten Wänden und 12 m weiten Häuptern (vgl. Abb. 3 u. 4) sind Erneuerungen an den fünf Staustufen des Untermains nicht vorgenommen worden, so daß deren Hauptteile heute 43 Jahre alt sind. — Flußaufwärts von Frankfurt wurde die Kanalisierungsstrecke in den Jahren 1898 bis 1900 durch den Bau der hessischen Staustufe Offenbach verlängert. Sie weist die gleichen Anlagen wie die unterhalb Frankfurt gelegenen Stufen auf, mit dem Unterschiede, daß alle drei Schleusenhäupter 12 m lichte Weite haben.

Die im Weltkriege begonnene und in den ersten Jahren danach vollendete Kanalisierung des Mains mit 12 m breiten Schleusen oberhalb Offenbach bis Aschaffenburg brachte für den Main die Ausnutzung der Wasserkräfte durch die Errichtung von Kraftwerken an den Staustufen. Bei der Fortführung der Mainkanalisierung oberhalb von Aschaffenburg durch die Rhein-Main-Donau AG. werden an den Staustufen ebenfalls Wasserkraftwerke gebaut.

¹⁾ Zentralbl. d. Bauverw. 1886, S. 407 bis 410.

²⁾ Zentralbl. d. Bauverw. 1893, S. 30, 31 u. 40 bis 42.

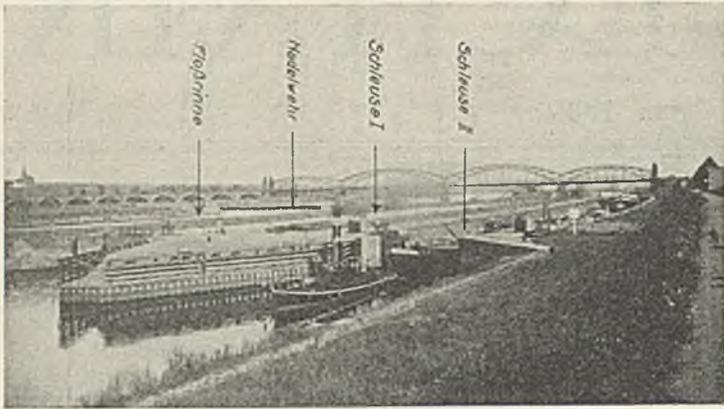


Abb. 3. Schleuse Kostheim vom Unterwasser aus.

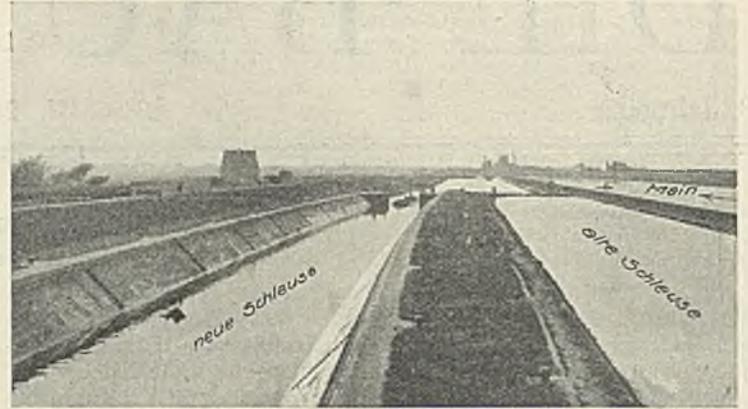


Abb. 4. Schleuse Kostheim mit unterem Vorhafen.

In den Nachkriegsjahren wurde infolge der zunehmenden Kohlennot der Plan der Wasserkraftausnutzung, den die Stadt Frankfurt schon bei der ersten Kanalisierung 1883 bis 1886 für die Staustufe Frankfurt verfolgt, aber nicht ausgeführt hatte, von verschiedenen Interessenten für den ganzen Untermain neu aufgegriffen. Es waren die Elektrizitäts AG. vorm. Lahmeyer & Co., die Stadt Höchst, die Städte Mainz und Wiesbaden, die sich unter Beteiligung von Privatfirmen zu einer Studiengesellschaft zusammengeschlossen hatten, und die Stadt Frankfurt. Die von den Interessenten für den Ausbau der Wasserkräfte des Untermain aufgestellten Pläne kamen infolge der immer stärker einsetzenden Inflation jedoch nicht zur Ausführung. Sie wurden in einer Ausarbeitung durch das Staatliche Wasserbauamt Frankfurt weiter verfolgt in Gestalt des Vorentwurfs für die Ausnutzung der Wasserkräfte des Untermain vom Jahre 1923, der jedoch nicht mehr den alleinigen Zweck der Wasserkraftgewinnung, sondern ebenso die Verbesserung der Wasserstraße verfolgt. Dieser Vorentwurf hat in seinen Grundzügen für die im Jahre 1926 beschlossene Umkanalisierung des Untermain Gültigkeit behalten.

2. Verkehrsentwicklung.

Der Untermain ist an sich infolge der an seinen Ufern stark entwickelten Industrie und des zu den Frankfurter Häfen gehörenden Hinterlandes eine mit Schiffsverkehr stark belastete Wasserstraße. Als Eingangsstrecke zu dem im Bau befindlichen Großschiffahrtwege Rhein—Main—Donau wird der Untermainstrecke mit der Zeit eine immer größer werdende Bedeutung zukommen. Der Vorkriegshöchstverkehr vom Jahre 1913 im Betrage von rd. 3,6 Mill. t wurde nach einem starken Abfall des Mainverkehrs in der Kriegs- und Nachkriegszeit im Jahre 1925 wieder erreicht und in den Jahren 1927 und 1928 um etwa 1 Mill. t überschritten. Auch im Jahre 1929 zeigt sich wieder ein starkes Anwachsen des Untermainverkehrs; der Monatshöchstverkehr vom Juli 1928 im Betrage von rd. 500 000 t ist im Juli 1929 auf rd. 580 000 t gestiegen. Nach dem Obermain bei Aschaffenburg geht zur Zeit etwa ein Drittel des Verkehrs weiter. Der Hauptanteil des Mainverkehrs entfällt auf den Untermain bis zu den Frankfurter Häfen, im Jahre 1927 waren es 3,36 Mill. t oder $\frac{3,36}{4,59} = 73\%$ des an der Eingangsstufe Kostheim vorhandenen Verkehrs.

3. Grundzüge der Umkanalisierungspläne.

Den Anforderungen, die bei dieser Verkehrsentwicklung an die Leistungsfähigkeit der Kanalisierungsanlagen — Schleusen und Wehre — des Untermain gestellt werden müssen, genügen die zur Zeit vorhandenen Anlagen nicht mehr. Ein Mangel der alten Schleusen ist ihre zu geringe Weite, die in den Ober- und Mittelhäuptern nur 10,5 m mißt und somit die größeren 12 m betragenden Weiten der Schleusen oberhalb Frankfurt beinahe wertlos macht. Ferner ist der Betrieb der Schleusen trotz ihrer großen Aufnahmefähigkeit zu zeitraubend, insbesondere wegen der zu kurzen und unvollkommen ausgebildeten Vorhäfen. Ebenso haben die Nadelwehre verschiedene Mängel. Im Winter sind sie zu empfindlich gegen Treibeis und müssen, noch ehe die Schifffahrt durch den Frost zum Stillstand kommt, abgebaut werden. Die Stauregelung ist verhältnismäßig umständlich, nachts beinahe unmöglich, so daß die Nadelwehre unterhalb der im oberen Main vorhandenen moderneren, mit Maschinenkraft bewegten Walzenwehre nicht genügend anpassungsfähig sind und die durch die oberen Kraftwerke verursachten Stauschwankungen zum Nachteil für die Schifffahrt nicht rasch genug ausgleichen können.

Die Umkanalisierung des Untermain soll diese Nachteile beseitigen und eine Wasserstraße schaffen, die auf lange Zeit den Verkehrsanforderungen gewachsen ist. Sie sieht, wie Abb. 2 zeigt, vor, daß die fünf Staustufen von Frankfurt bis Kostheim zu drei neuen Staustufen zusammengefaßt werden, indem die Stauspiegel der Haltungen Frankfurt und Okriftel bis zu der dazwischenliegenden neuen Staustufe Griesheim sowie die Stauspiegel der Haltungen Okriftel und Kostheim bis zu der neuen Staustufe Eddersheim verlängert werden. Die Staustufe Kostheim wird umgebaut. Die folgende Tabelle gibt die künftige Aufteilung der Untermainstrecke wieder:

Haltung	Länge km	Gefälle m
Offenbach—Griesheim	9,78	4,49
Griesheim—Eddersheim	13,12	3,62
Eddersheim—Kostheim	12,43	2,29

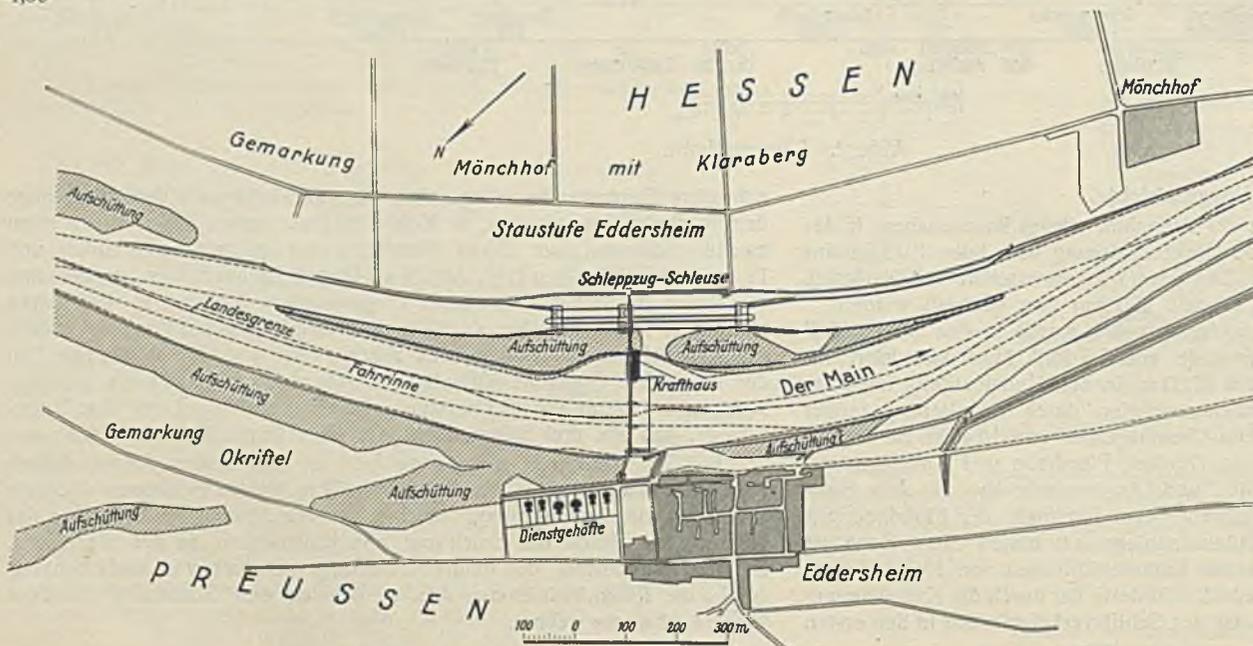


Abb. 5. Stromkarte Eddersheim.

Die Verminderung der Staustufenanzahl wird für die Schifffahrt eine nicht unerhebliche Verkürzung der Fahrzeit und für die Verwaltung eine Verminderung der Betriebs- und Unterhaltungskosten bringen.

Die Fahrwassertiefe im freien Fluß soll von 2,50 m zunächst auf 2,70 m bei 38 m Mindestbreite der Fahrinne vergrößert werden, während die neuen Schleusen und Vorhäfen 3,50 m Wassertiefe erhalten. — Einen Überblick über die Gestaltung der nach gleichen Grundsätzen angeordneten neuen Staustufen Griesheim und Eddersheim geben die Stromkarte von Eddersheim (Abb. 5) und die Ansicht der Griesheimer Anlagen, vom Oberwasser aus gesehen (Abb. 6).

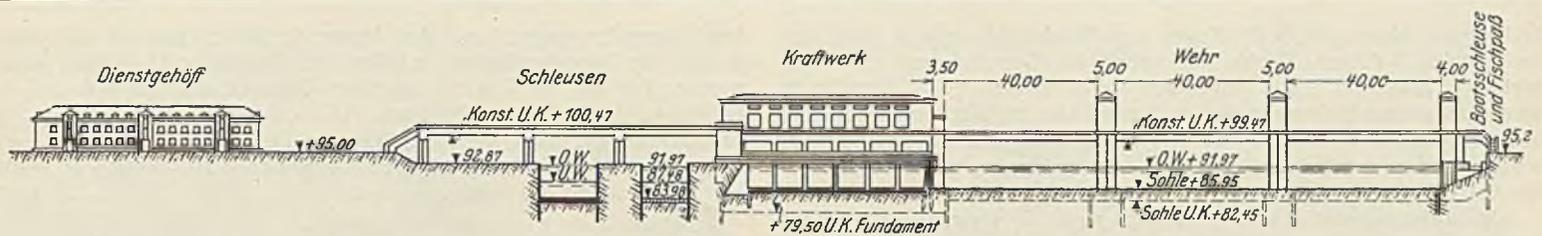


Abb. 6. Querschnitt und Ansicht der Stauanlage Griesheim.

4. Wehre und Fischpässe.

Der Aufstau wird an allen drei Staustufen durch Walzenwehre mit je drei Öffnungen bewirkt, in Griesheim und Eddersheim mit je 40 m l. W. und in Kostheim wegen des hier vorhandenen günstigeren Hochwasser-

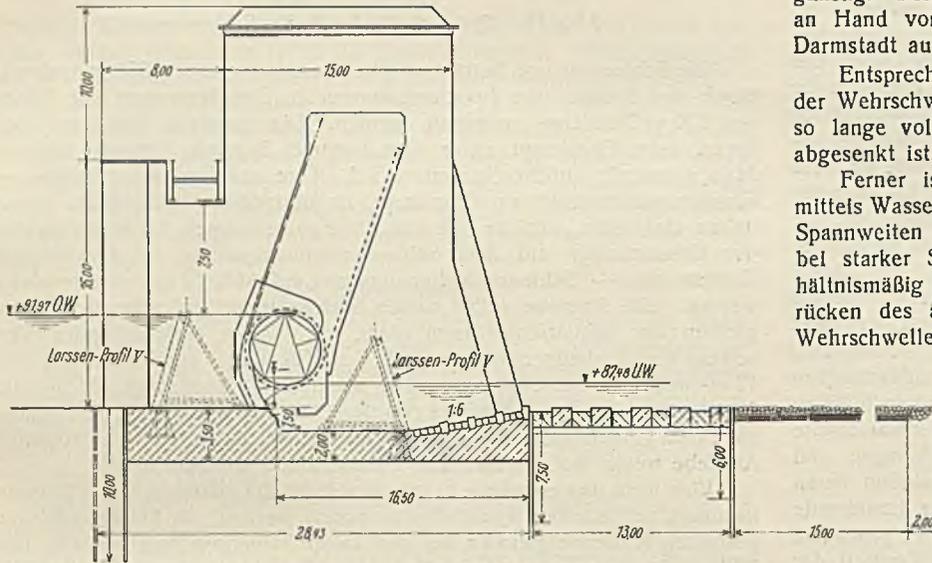


Abb. 7. Wehrquerschnitt.

abflußquerschnitts mit je 33,333 m l. W. Zur Ausführung kommen um 1,10 m absenkbar Versenkwalzen, die sich 7,50 m über Normalstau heben lassen. Einen Querschnitt durch den Wehrboden und die Seitenansicht eines Wehrpfeilers zeigt Abb. 7. Der Wehrboden und das anschließende verzahnte Betonsturzbett haben, von der Wehrschwelle aus gerechnet,

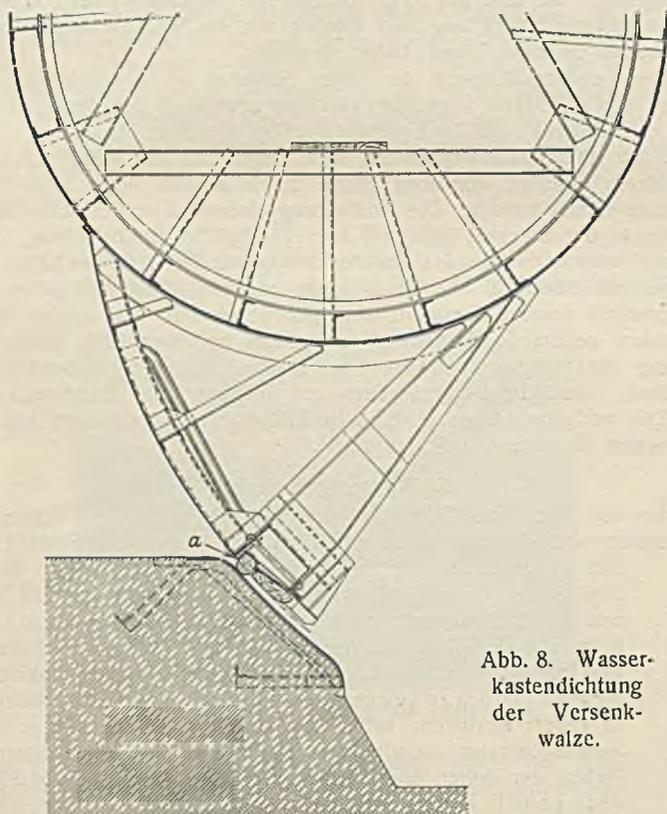


Abb. 8. Wasser-kastendichtung der Versenkwalze.

schwelle eine Höhe von 0,35 m erhält. Hierdurch bildet sich über dem Wehrboden eine geräumige Deckwalze. Für die Energievernichtung wirken außer den Betonzähnen des Sturzbettes noch die im ansteigenden Teile des Wehrbodens vorgesehenen Pfeiler aus Hartgestein besonders günstig. Form und Ausbildung des Wehrbodens und Sturzbettes sind an Hand von im Wasserbaulaboratorium der Technischen Hochschule Darmstadt ausgeführten Versuchen nachgeprüft und festgelegt worden.

Entsprechend den neueren Erfahrungen ist das Sohlendichtungsblech der Wehrschwelle derart ausgebildet, daß der Dichtungsbalken der Walze so lange vollkommen dichtet, bis die Walze 40 cm unter Normallage abgesenkt ist.

Ferner ist die bei Versenkwalzen bisher übliche Sohlendichtung mittels Wasserkastens und Federblechs verlassen worden, weil bei großen Spannweiten infolge der größeren Durchbiegungen der Walze (besonders bei starker Sonnenbestrahlung des trockenen Walzenrückens) der verhältnismäßig geringe Spielraum des Federbleches ein sehr dichtes Herandrücken des äußersten starren Punktes *a* des Stauschildes an die feste Wehrschwelle erfordert (Abb. 8). Demzufolge kann die Sohlenbewehrung erst nach beendeter Montage der Walze eingepaßt und vergossen werden. Zur Vermeidung dieser Mängel haben die herstellenden Firmen neue Vorschläge für die Ausbildung der Sohlendichtung gemacht, unter anderen den in Abb. 9, bei dem der Dichtungsdruck nicht durch den Oberwasserdruck, sondern allein durch in Abständen von etwa 2 m angeordnete Federn erzeugt wird. Aus der Forderung des Neubauamts, die Federn zwecks Nachschens, Nachspannens oder Aus-

wechsels auch bei nicht gehobener Walze zugänglich zu machen, entstand dann schließlich die in Abb. 10 dargestellte Konstruktion, bei der die Federn in das Innere der Walze gelegt und oberhalb des Mittelwassers angeordnet sind. Die ganze Dichtungskonstruktion ist weitaus beweglicher und schmiegsamer geworden und paßt sich den bei wechselnder Belastung und Erwärmung sich ändernden Durchbiegungen der Walze sehr gut an. Die Dichtigkeit der Walze ist besser gewährleistet und läßt sich durch Nachstellen der Federn regeln. Außer diesen Vorteilen wird noch eine erhebliche Vereinfachung bei der Montage der Sohlenbewehrung erwartet.

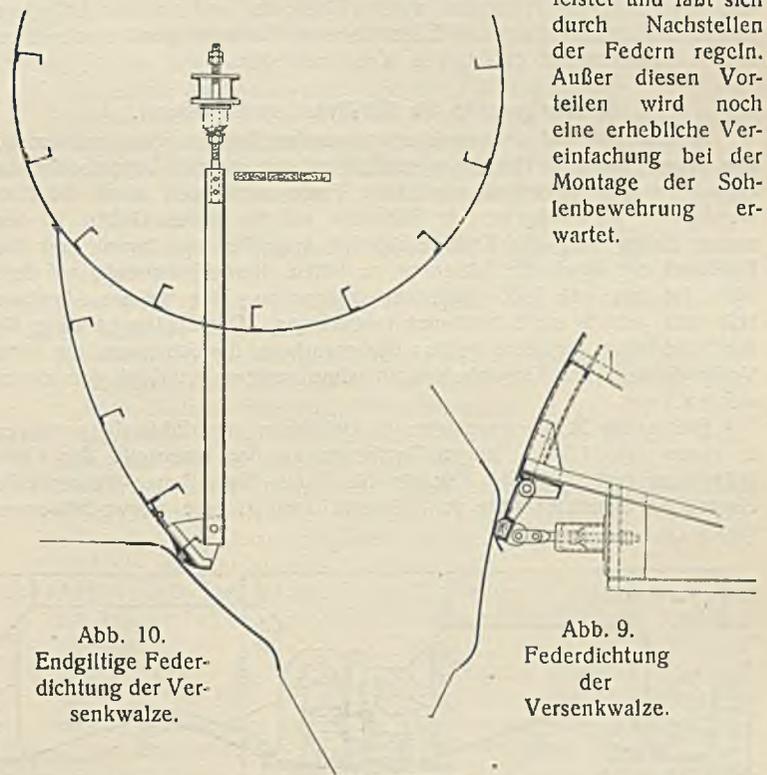


Abb. 9. Federdichtung der Versenkwalze.

Abb. 10. Endgiltige Federdichtung der Versenkwalze.

eine Länge von rd. 30 m. Nach Unterwasser schließt sich noch eine 15 m lange Befestigung aus schwerer Steinschüttung auf Sinkstücken an. Hinter der etwa 8 m langen Vertiefung steigt der Wehrboden 1:6 derart an, daß die mit der Flußsohle abschneidende durchgehende End-

Als weitere Neuerung ist die Feststellvorrichtung zu erwähnen, mittels deren die Versenkwalze in normaler Staulage abgefangen und hauptsächlich in den nicht zur Feinregelung benutzten Seitenöffnungen einen größeren Teil des Jahres gehalten werden kann. Die Vorrichtung

besteht aus einer mittels Gestänges vom Windwerkhaus von Hand einzurückenden kräftigen Klinke, die neben der Gegenführung am angezurückenden Ende der Walze angebracht wird. Durch diese Vorrichtung wird eine längere Entlastung der Hubketten und des Windwerkes erreicht und der Nachteil vermieden, daß ihre Nachprüfung und Unterhaltung nur während einer verhältnismäßig kurzen Zeit im Jahre möglich ist, nämlich nur bei vollständig abgesenkter bzw. vollständig gehobener Walze.

Im Wehrbau setzt sich die Beschaffung von Notverschlüssen auch für große Öffnungen immer mehr durch, besonders dort, wo mehrere Wehranlagen bei derselben Verwaltung vorhanden sind. Wenn auch bei der robusten Konstruktion der Wehrwalzen nach den bisherigen Erfahrungen große Beschädigungen im allgemeinen nicht zu befürchten sind und notfalls im angehobenen Zustande Ausbesserungen an den Walzen vorgenommen werden können, so sollte man doch möglichst dafür sorgen, daß etwaige Ausbesserungen an der ständig unter Wasser liegenden Wehrschwelle nicht bei abgelassenem Stau ausgeführt werden müssen. An einem kanalisiertem Fluß mit lebhaftem Verkehr verbietet sich, abgesehen von der Rücksicht auf etwa vorhandene Kraftwerke, das Ablassen des Staues lediglich zu Ausbesserungszwecken schon im Hinblick auf die für den Schifffahrtbetrieb zu erwartenden Schädigungen von selbst. Durch das Vorsehen von Notverschlüssen wird außerdem erreicht, daß die Anstricherneuerungen der Wehrverschlüßkörper in die dafür geeignete wärmere Jahreszeit gelegt werden können. Aus diesen Gründen sollen für die neun Wehröffnungen des Untermains zwei Garnituren Notverschlüsse für die Oberwasserseite beschafft werden, die sich auch im Unterwasser verwenden lassen. Bei Ausbesserungen an der Wehrschwelle werden, wie Abb. 7 zeigt, beide Verschlüsse in einer Öffnung eingesetzt, während man bei Anstricherneuerungen zwei Öffnungen gleichzeitig gegen das Oberwasser absperren und die betreffenden Walzen in gehobener Lage streichen kann. Die von der Dortmunder Union für die Notverschlüsse vorgeschlagene Konstruktion besteht aus mittels eines leichten Schwimmkranes in 6,666 m Abstand auf die Betonsohle zu setzenden und an der Außenwasserseite mit ihr zu verankernden eisernen Böcken. In den 40-m-Öffnungen sind fünf solcher Böcke und in den 33,333-m-Öffnungen in Kostheim deren vier erforderlich. Über die Böcke wird eine aus I-Eisen bestehende obere Nadellehne gestreckt. Als Nadeln dienen nach Abb. 11 paarweise zusammengeschraubte Larsseneisen Profil V, die auch als Wandteil der aus einer Sprengwerkkonstruktion bestehenden Notverschlüsse der Schleusenhäupter Verwendung finden sollen.

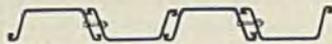


Abb. 11. Notverschlüßnadeln aus Larsseneisen V.

Im Einvernehmen mit dem zuständigen Oberfischmeister in Kassel und den Fischereieresentanten werden Fischpässe und einfache Aalleitern vorgesehen, in Griesheim und Eddersheim in Verbindung mit dem rechten und in Kostheim mit dem linken Wehrlandpfeiler.

5. Anlagen für die Schifffahrt und Flößerei.

Im Hinblick auf den stark anwachsenden Schiffsverkehr müssen an den neuen Staustufen Griesheim und Eddersheim sogleich Doppelschleusen erbaut werden. Beeinflußt wird diese Frage auch noch durch die Notwendigkeit, die Floßgassen in Rücksicht auf die großen Gefälle an den neuen Stufen und den Kraftwerkbetrieb wegfällen zu lassen und die Floßfahrt mit durch die Schleusen zu leiten. Der Floßverkehr auf dem Main ist zwar seit 1906 stark zurückgegangen, eine weitere Abnahme läßt sich jedoch nicht bestimmen voraussagen. Der Schleusenzwang für die Flöße bringt also eine weitere Beanspruchung der Schleusen, die beim Vorhandensein von Doppelschleusen ohne weiteres in Kauf genommen werden kann.

Die neuen Schleusenanlagen in Griesheim und Eddersheim liegen in einem fast 1,5 km langen Durchstich an der Innenseite der Flußkrümmung (vgl. Abb. 5). Die für die Rhein-Main-Donau-Wasserstraße eingeführte Schleusenbreite von 12 m ist auch für die neuen Schleusen

des Untermains vorgesehen. Auf Antrag der Stadt Frankfurt soll jedoch je eine der Doppelschleusen an allen drei Staustufen 15 m breit gebaut werden, um für die Zukunft breitesten Rheinkähnen das Anlaufen der Frankfurter Hafen zu ermöglichen. Die durch die größere Breite der Griesheimer und Eddersheimer Schleuse entstehenden Mehrkosten sowie die Baukosten einer neuen, 15 m breiten Schleuse in Kostheim (s. weiter unten) übernimmt die Stadt Frankfurt.

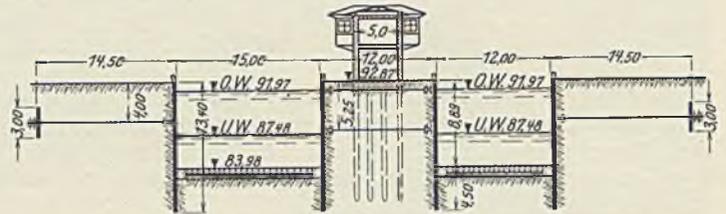


Abb. 12. Querschnitt durch die Schleusen.

Die Schleusenlänge beträgt wie bei den vorhandenen 350 m und soll durch den Einbau von Zwischenhäuptern in Einzelkammern von 120 m und 220 m Nutzlänge unterteilt werden. Die massiven Häupter weisen kurze, beim Oberhaupt unter dem Drempel liegende Umläufe und am Main allgemein übliche Stemmtore auf. Tore und Umlaufverschlüsse — Glockenzylinderschütz am Oberhaupt, im übrigen Rollkeilschütze — erhalten elektrische Antriebe, die von einer gemeinsamen, im Schwerpunkte der Gesamtanlage auf dem Schleusentrennungsdamm zu errichtenden Zentrale aus — Schleusenbedienungshaus auf Abb. 12 — ferngesteuert werden. Die Antriebe selbst stehen hochwasserfrei auf schmalen Betonpfeilern der Schleusenplattform (Abb. 13). Durch entsprechendes Versetzen der Umlaufverschlüsse und der Kniehebel der Torantriebe der 12-m- und 15-m-Schleuse lassen sich, wie die Abbildung zeigt, die auf der Mittelmauer eines jeden Hauptes erforderlichen vier Antriebe hintereinander auf einem gemeinsamen Pfeiler unterbringen. Bei Störungen im elektrischen Antriebe treten die vorgesehenen Handantriebe an seine Stelle.

Eine nicht unwesentliche Ersparnis soll durch Einfassung der Schleusen-kammern mit eisernen Spundwänden erzielt werden; sie beträgt nach angestellten Kostenvergleichen bei den Doppelschleusen in Griesheim und Eddersheim zusammen etwa 1 Mill. RM. Bei den vorhandenen Gefällen ist mit Larssenprofil III und IV auszukommen. Als Verankerungswände dienen kurze eiserne Spundwände aus Abfallbohlen. Die Kammerspundwände sind in der Schleusensohle durch Betonriegel gegeneinander abgestützt, zwischen denen kräftiges Betonprismenpflaster auf umgekehrter Kiesfilterunterlage angeordnet ist.

Auf möglichst vollkommene Ausgestaltung der Schleusenvorhöfen ist Wert gelegt. Sie sind bei 60 m Sohlenbreite im Oberwasser 550 m und im Unterwasser 500 m lang und werden wie die Schleusen-kammern mit verankerten eisernen Spundwänden eingefast.

Die Leistungsfähigkeit der alten Schleuse in Kostheim (s. oben unter 1 und Abb. 4) ist, abgesehen von ihrer unzulänglichen Breite, dadurch stark eingeschränkt, daß ihr Unterdrempel bei niedrigen bis hierher zurückstauenden Rheinwasserständen zu hoch liegt. Sie soll deshalb beseitigt und durch eine an derselben Stelle zu erbauende neue 15 m breite Schleuse ersetzt werden. Die Ausführung eiserner Kammerwände ist bei ihr nur in der unteren, großen Kammer möglich, für die obere, kleine Kammer müssen wegen des aus der divergierenden Lage der Achsen der jetzigen Schleusen für die Verankerung eiserner Wände entspringenden Platzmangels massive Kammermauern gebaut werden. Der zu den beiden Schleusen gehörende Unterkanal ist bereits im Jahre 1928 durch Herstellung eines eisernen Leitwerkes am linken Ufer auf 60 m Sohlenbreite erweitert. Restliche Baggerarbeiten am Ausgang des Unterkanals sind zur Zeit noch im Gange (Abb. 4 im Hintergrunde links vom aus dem Unterkanal ausfahrenden Schleppzuge).

6. Wasserkraftwerke.

An den Staustufen Griesheim und Eddersheim soll die Wasserkraft ausgenutzt und der anfallende elektrische Strom an die Stadt Frankfurt abgegeben werden. Die Ausbauwassermenge beträgt 194 m³/sek bzw. 180 m³/sek mit Überwasser an 86 bzw. 112 Tagen und die Höchstleistung an den Turbinenwellen 6990 PS in Griesheim und 5610 PS in Eddersheim. Nach Abzug der Verluste und des Eigenverbrauchs wird die im Elektrizitätswerk Frankfurt gemessene jährlich zu gewinnende Arbeit rd. 45 Mill. kWh betragen. In jedem Kraftwerk sollen drei Kaplan-turbinen, die je einen Schirmgenerator unmittelbar antreiben, aufgestellt werden. Neben der hohen spezifischen Drehzahl bieten Kaplan-turbinen den Vorteil großen Überlastungsvermögens bei fast gleichbleibendem guten Wirkungsgrade. Das Schalt-haus wird über den Saugschläuchen der Turbinen angeordnet.

Die Wasserkräfte am Wehr Kostheim sollen ebenfalls ausgenutzt werden; Stromabnehmerin ist hier die Stadt Mainz. Bei dem Einbau von gleich großen Turbinen wie in Eddersheim und

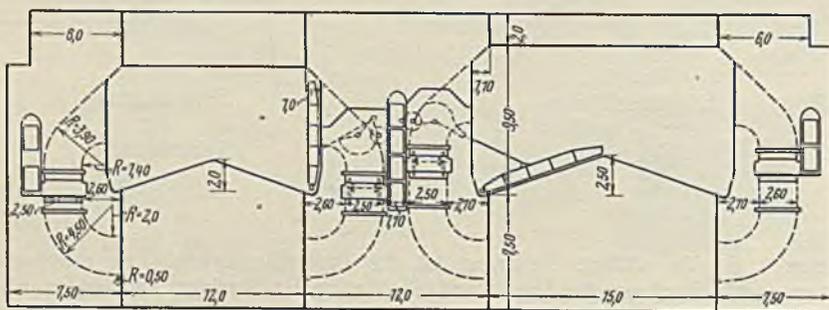


Abb. 13. Grundriß des Schleusenunterhauptes.

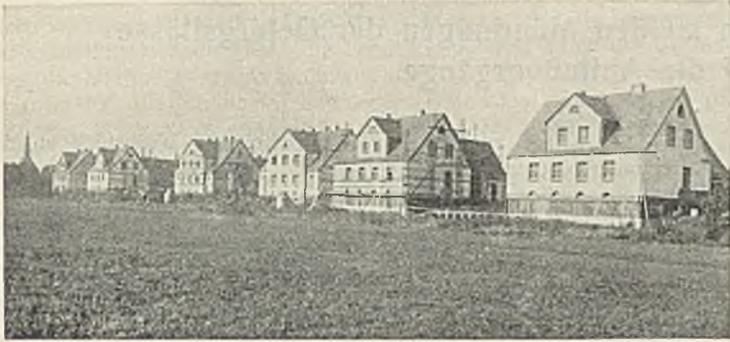


Abb. 14. Dienstgehöfte in Eddersheim.

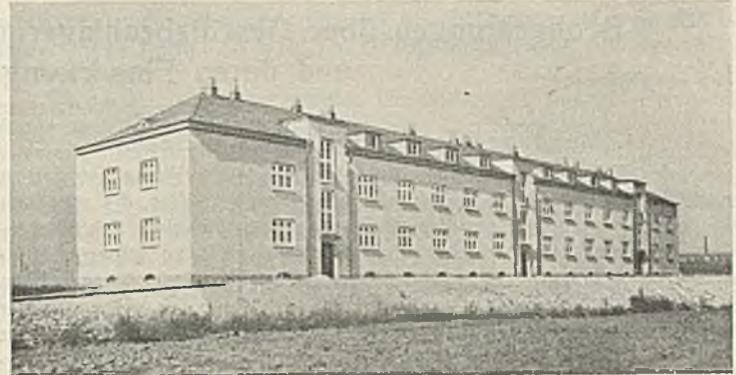


Abb. 15. Dienstgehöfte in Griesheim.

Griesheim können hier infolge des kleineren Gefälles nur 153 m³/sek ausgebaut werden, Überwasser ist an 163 Tagen vorhanden. Höchstleistung an den Turbinenwellen beträgt 3360 PS, die Jahresarbeit wird sich nach Abzug der Verluste und des Eigenverbrauchs auf rd. 14 Mill. kWh stellen. Die wirtschaftlichste Turbinendrehzahl ist zu 60/min ermittelt. Deshalb und um den Ausbau wirtschaftlicher zu gestalten, sind die Generatoren durch Stirnradgetriebe anzutreiben. Auch hier sollen drei Kaplan-turbinen eingebaut werden. Das Kraftwerk soll im Anschluß an die rechte Wehröffnung errichtet werden, dort, wo heute die später wegfallende Floßgasse liegt (Abb. 3).

7. Nebenanlagen.

Der Wehrquerschnitt (Abb. 7) zeigt den Bedienungssteg für die Wehranlage, der vor dem Kraftwerk vorbei und über die Schleusenanlage geführt wird. In Eddersheim und Griesheim ist beabsichtigt, ihn als Ersatz für wegfallende Fähren dem öffentlichen Fußgängerverkehr freizugeben. Die Stegunterkante soll in den Wehröffnungen 7,50 m über Normalstau und in der Schleusenanlage mit Rücksicht auf die großen Rheinkähne 1 m höher liegen (Abb. 6).

Für den Verkehr mit Fischernachen und kleinen Ruderbooten sind in Eddersheim und Kostheim neben dem Fischpaß zu erbauende Nachenschleusen von 2,50 m Breite und 12 m Stützlänge vorgesehen. In Griesheim soll auf Antrag und Kosten der Stadt Frankfurt mit Rücksicht auf den im Frankfurter Stadtgebiet stark entwickelten Motor- und Ruderbootverkehr eine Bootschleuse von 22 m Nutzlänge und 3,50 m l. W. erbaut werden.

Die für die Unterbringung des Betriebspersonals für die Schiffahrtsanlagen und die Kraftwerke vorgesehenen Dienstgehöfte sind in Eddersheim (Abb. 14) und in Griesheim (Abb. 15) bereits fertiggestellt und sollen während des Baues zur Unterbringung der für Bauleitung und Unternehmer erforderlichen Büros und ihres Personals dienen. Bei der im Frankfurter Stadtgebiet liegenden Staustufe Griesheim sind die zwölf Wohnungen unter Verzicht auf Stallräume zu einem großen Gebäude zusammengefaßt, während in Eddersheim die ländliche Bauweise in Form von sechs Einfamilien-Doppelhäusern mit angebautem Stall beibehalten ist. In Kostheim ist nur eine Ergänzung des schon vorhandenen Dienstgehöftes nötig.

8. Bauausführung und Bauzeit.

Als Bauzeit für die gesamte Umkanalisierung waren einschließlich der beiden verfloßenen für Vorarbeiten verwendeten Jahre fünf Jahre



Abb. 16. Kleiner Bagger als Löffelgerät.

vorgesehen. Die schwierige Finanzlage des Reiches läßt jedoch schon jetzt erkennen, daß die Herstellung der umfangreichen Bauten eine längere Zeit erfordern wird. Zunächst sind die Tiefbauarbeiten für die Staustufe Griesheim an die Arbeitsgemeinschaft Becker-Fiebig-Bauunion AG. und Max Hamann, Berlin, vergeben, die zur Zeit mit den Erd- und Rammarbeiten für die Schleuse und ihre Vorhäfen und für das Kraftwerk beschäftigt ist. Die für die Schleusen Gründung erforderliche Grundwasser-

absenkung (Unterfirma Joh. Keller, Renchen in Baden) ist in der Herstellung begriffen und teilweise schon im Betrieb. Die Trockenbaggergeräte laufen mit Ausnahme eines größeren Eimerkettenbaggers sämtlich auf Raupen und sind daher leicht beweglich und anpassungsfähig, besonders der in Abb. 16 u. 17 zu erkennende kleine Bagger. Er läuft auf der Baustelle schnell von einer Arbeitsstelle zur anderen und kann nach Abnehmen des Stieles ohne weiteres auf der Eisenbahn befördert werden. Bei Baggerschnitten bis 2,50 m Tiefe kann er als Löffelgerät arbeiten (Abb. 16), im übrigen leistet er, mit einer Schieberschaufel ausgerüstet, wie aus Abb. 17 zu ersehen, beim Abheben des Mutterbodens wertvolle Dienste. Das Schwenken des Stieles geschieht mittels einer Wendesäule, die auf dem Vorderteile des fest mit dem Baggeruntergestell verbundenen offenen Maschinenraumes steht. Letzterer ist mit einem schnell laufenden Automotormotor von etwa 50 PS ausgerüstet.

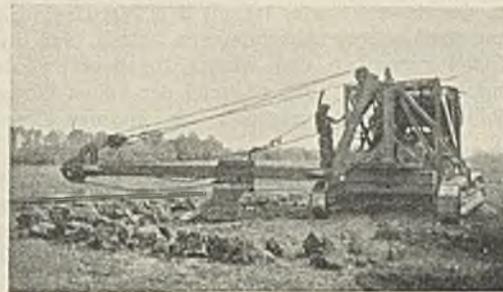


Abb. 17. Kleiner Bagger beim Mutterbodenabheben.

Im übrigen sind bisher noch folgende Firmen für die Großbauten der Umkanalisierung beschäftigt:

1. Herstellung der Wehrwalzen und der Fußgängerstege:
 - a) Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, Werk Gustavsburg: Wehrwalzen nebst Antrieben für Eddersheim und Kostheim;
 - b) Maschinenfabrik Krupp-Gruson, Magdeburg, unter Beteiligung der Firma Noell, Würzburg: Wehrwalzen nebst Antrieben für Griesheim;
 - c) Firma Louis Eilers, Hannover, für die Fußgängerstege als Unterfirma zu a und b.
2. Herstellung der Tore, Umlaufverschlüsse und Notverschlüsse für die Schleuse Griesheim
 Maschinenfabrik Schmidt, Kranz & Co., Nordhausen, unter Beteiligung der Dortmunder Union (Torkonstruktion) und der Firma Fries Sohn in Frankfurt (Notverschlüsse).
3. Dortmunder Union: Lieferung der Notverschlüsse für die Wehröffnungen und von eisernen Spundwänden.
4. Maschinenfabrik Dingler, Zweibrücken, Lavis Sohne, Offenbach, und Friedrich-Wilhelm-Hütte, Mülheim, Ruhr: Lieferung der Verankerungs- und Ausrüstungsteile für die eisernen Spundwände der Schleuse und des unteren Vorhafens.
5. Aktiengesellschaft für Hoch- und Tiefbauten, Frankfurt a. M., hat das eiserne Leitwerk im unteren Vorhafen der Schleuse Kostheim hergestellt.
6. Firma Fischer, Gustavsburg, und Rheinische Baggerei, Duisburg, haben die für Beton Zwecke benötigten Kies- und Sandmengen in den zu vertiefenden Teilen der Fahrinne im Main gebaggert und an den Baustellen in Eddersheim und Griesheim abgelagert.

Die Anlagen der Staustufe Griesheim sollen spätestens im Sommer 1932 in Betrieb genommen werden, und mit dem Bau der beiden Stufen Eddersheim und Kostheim soll so frühzeitig begonnen werden, daß sie längstens zwei Jahre nach der Betriebseröffnung der Griesheimer Anlagen dem Betriebe übergeben werden können.

Beobachtungen über Geschiebeablagerungen an den Mündungen der Gebirgsflüsse und deren Einwirkung auf die Abfluvvorgänge.

Alle Rechte vorbehalten.

Von eidgen. Oberbauinspektor A. von Steiger, Bern.

1. Mündung von Gebirgsflüssen in Seen.

An der Mündung eines vor kurzem korrigierten Flusses in einen See sieht man öfters eine Ablagerung von Sand und Kies, die schädlich wirkt, indem sie zu falschen Vermutungen und irrtümlichen Schlußfolgerungen, zu unnötigen Ausgaben und zuweilen auch zu schweren Enttäuschungen Anlaß gibt. Tatsächlich vermögen auch diese Ablagerungen das klare Niederwasser zu stauen, so daß sich zuweilen mitten in der Korrektionsachse ein kleiner See bildet. Auf alle Fälle entsteht eine große Entrüstung unter den Interessenten, und man verlangt eine Verlängerung der Dämme und klagt schon im voraus über die bevorstehende Gefälleabnahme im oberen Laufe der neuen Korrektion. Es kommt dann einmal ein recht großes Hochwasser, wobei jedermann versäumt, hinzugehen, um zu sehen, was vorgeht. Nachher findet man wieder die der Mündung vorgelegten Kies- oder Sandbänke, und der Stau greift noch viel weiter hinauf in das Niederwasser des Flusses. Aber was man möglicherweise nicht findet, sind die untersten hundert Meter der neuen, gut fundierten Wuhre, die gänzlich bis zum letzten Stein spurlos verschwunden sind.

Kann der Stau des Niederwassers solche Wirkung haben? Ich glaube kaum. Die Wuhre sind auch nicht in der Niederwasserperiode verschwunden, sondern während des kurzen Zeitraumes, in dem das Hochwasser diese verhängnisvollen Vorgänge in der Flußsohle den menschlichen Blicken entzog. Eine genaue Aufnahme der Hochwasserspuren zeigt eine gleichförmige Zunahme des Wasserspiegel-Gefälles, und die Ergebnisse, im Längenprofil aufgetragen, liefern eine regelmäßige Senkungskurve, ein Fallen des Wasserspiegels um mehrere Meter auf einer Länge von wenigen hundert Metern. Man kann daraus auf eine starke Steigerung der Schleppkraft schließen, der Beweis hierfür ist mit dem Verschwinden der Wuhre erbracht. Wenn dann spätere Ausgrabungen zeigen, daß die Wuhrsteine an Ort und Stelle versunken und wieder zugedeckt worden sind, so kann kein Mensch bezweifeln, daß während der hohen Wasserstände des Flusses die Sohle viel tiefer ausgespült war, als man diese unmittelbar nachher findet.

Die an einer Mündung bei Niederwasser eingemessene Sohle übt auf den Hochwasserabfluß gar keine Wirkung aus, weil sie erst durch Auffüllung der Auskolkungen entsteht, wenn bei stark zurückgegangenem Fluß der mit etwas Verzögerung nachfolgende Geschiebetrieb durch den inzwischen angestiegenen See gestaut wird. Ein weiteres Hochwasser findet den See wieder tiefer und wird sich aufs neue den Ausfluß öffnen. Die Ablagerung in der Mündung, die man nachher sieht, kann größer oder kleiner sein als die vor dem Hochwasser beobachtete. Sie besteht aber zum Teil aus anderem Material.

Diese Vorgänge können am besten an Hand der seit Jahren an der Mündung der Maggia in den Langensee gemachten Erhebungen erläutert werden. Ich möchte zunächst auf den Wasserspiegel vom 24./25. September 1924 hinweisen, der in der Mündungsstrecke einen deutlichen Abfall von etwa 4 m auf eine Länge von 500 m zeigt, obschon der Kanal zu Anfang der neunziger Jahre erstellt worden ist und der Fluß bei seinen Hochständen viel schweres Geschiebe und große Steinblöcke führt. Schon im Anfang wurde eine Wuhrstrecke von einigen hundert Metern vom Flusse beiderseitig unterkolt und versenkt; man hat bis heute nichts mehr von diesen sehr großen Bausteinen gesehen. In den folgenden Jahren war vor der Mündung immer eine Ablagerung von schwerem Geschiebe eingemessen worden, die je nach dem Höchststande des Sees zu Ende des Hochwasserabflusses hoch oder tief, aber immer einige Meter höher als das Flußbett vorgefunden wurde. Dennoch haben alle Interessenten und Gutachter nur von einem Stau gesprochen. Im Jahre 1924 hat dann die Maggia im Bereich ihrer Senkungskurve beiderseitig weitere 1000 m Wuhre verschwinden lassen. Die nachträglich aufgeschotterte Sohle liegt nun weit über der Fundamenthöhe der Wuhre. Der Fluß wird jetzt an der Mündung etwa doppelt so breit belassen als weiter oben, um die Geschwindigkeitszunahme herabmindern zu können. Das Längenprofil zeigt die Wasserspiegel- und die Sohlenlinie, wie sie sich unmittelbar nach dem Verlauf des Hochwassers einstellten. Der Fluß hatte abgenommen, der See dagegen war gewachsen, das Geschiebe wandert langsamer als das Wasser, und es mußte bei diesem dann wirklich eintretenden Stau die ganze Auskolkung wieder einfüllen.

Am Tessin soll auch zuerst ein ansehnliches Wuhrstück an der Mündung unterspült und eingesunken sein. Ich habe dort im Jahre 1900 das Delta etwa 500 m lang vorgefunden, und man hatte einen Plan für die Verlängerung der Dämme vorgelegt, um der Stauung zu begegnen. Infolge eingehender Beobachtungen ist man von einer Verlängerung der Dämme abgekommen und beschränkt sich darauf, eine möglichst weitgehende Ausbreitung des Deltas zu erzielen. Der Tessin hat an der Mündung ein Gefälle von etwas mehr als 1‰.

An der Rhone vertieft sich gegenwärtig die Sohle in der Mündungsstrecke am Genfer See, während sich sonst überall Erhöhung einstellt.

An der Reußmündung in den Urnersee hat sich im Jahre 1900 die Sohle sofort nach der Erstellung der Wuhre um 2 m vertieft, so daß die ganze Uferpflasterung nachgerutscht ist. Der Kanton sperrte dann den Abfluß mittels eines versenkten, mit Steinen gefüllten Schiffes; diese Grundschwelle, die tiefer als die vorgesehene Sohle war, wurde sofort vom Fluß auf die Seite geschoben, und die übermäßige Tiefe ist nach 29 Jahren heute noch nicht ausgefüllt.

Der Escherkanal leitet die geschiefeführende Linth in den Wallensee; er besteht schon seit 120 Jahren, jedermann kann das Delta vor der Mündung sehen; bis heute kämpft man mit den Sohlenvertiefungen, die im Kanal unmittelbar oberhalb der Mündung ihr Maximum erreichen.

Eine betonierte Schwelle an der Mündung des Laveggio bei Capolago wurde unterkolt und zum Einsinken gebracht, und doch sah man nachher nur die nachträgliche Auflandung.

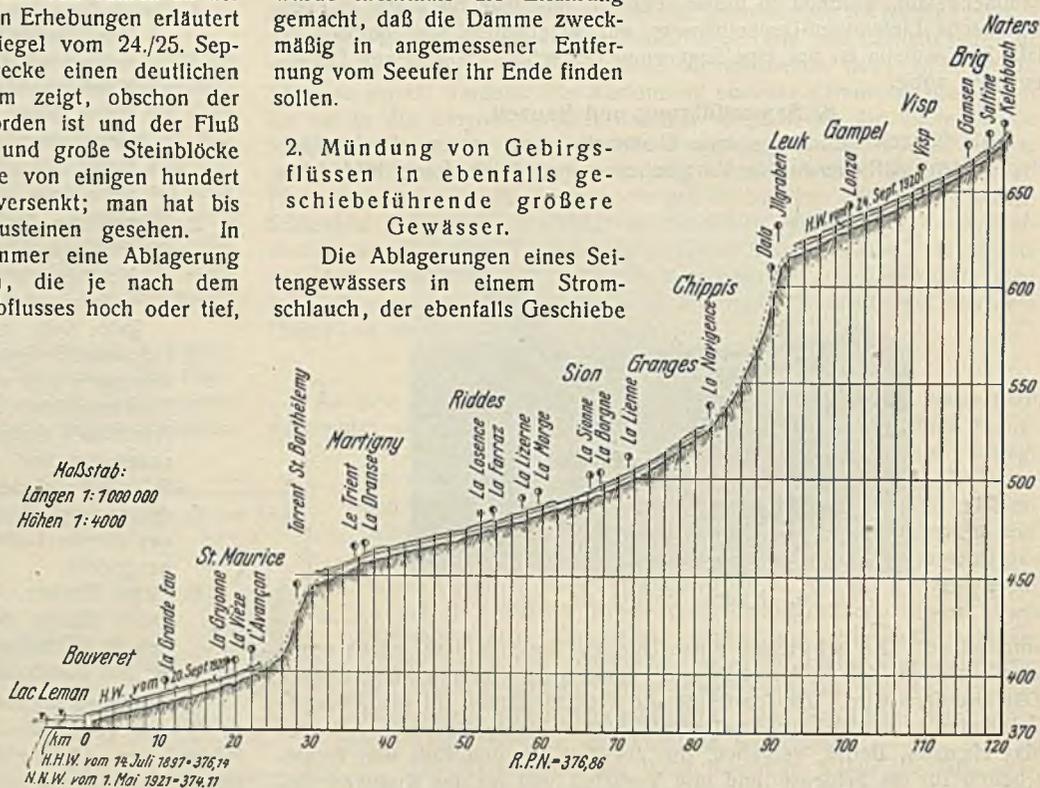
Am Cassarate bei Lugano verschwanden die beiderseitigen Ufermauern auf mehr als 100 m Länge von der Mündung aufwärts ganz im Schotter; man fand sie dann bei der Neufundierung als große Stücke etwa 1,20 m unter der Flußsohle.

Also vielerorts, auch bei Flüssen, die sich im allgemeinen erhöhen und ihren Austritt in den See scheinbar sperren, hat man mit Sohlenvertiefung in den unteren Strecken nahe der Mündung zu rechnen.

Grundsätzlich ergibt sich für Mündungen von Gebirgsflüssen in Seen aus allen diesen Wahrnehmungen, daß man mit erheblichen Senkungsercheinungen rechnen muß, während in der Regel nur die nach den Hochwässern eintretende Stauwirkung sichtbar bleibt. Es ist daher oft notwendig, eine tiefgründige Sohlensicherung als Schutz gegen die in den ersten Jahrzehnten bestehende Unterspülungsgefahr anzubringen. Bei größeren Gewässern wird mit Erfolg die Profildbreite gegen die Mündung hin allmählich erweitert; zuweilen führen die Ereignisse selber eine solche Anordnung herbei, wenn nicht im voraus der Natur in diesem Sinne entgegengekommen wurde. Da es sich bei den in Frage stehenden schweizerischen Gewässern zur Zeit nicht um Schifffahrt handelt, wurde mehrmals die Erfahrung gemacht, daß die Dämme zweckmäßig in angemessener Entfernung vom Seeufer ihr Ende finden sollen.

2. Mündung von Gebirgsflüssen in ebenfalls geschiefeführende größere Gewässer.

Die Ablagerungen eines Seitengewässers in einem Stromschlauch, der ebenfalls Geschiebe



führt, machen sich in erster Linie in der Ausgestaltung des Längenprofils des Hauptflusses bemerkbar. In zweiter Linie wird durch die Veränderung der Vorflut auch das Seitengewässer beeinflusst. Die unmittelbare Stauwirkung, die in einem gegebenen Zeitpunkt durch die vor der Mündung liegende Materialanhäufungen ausgeübt wird, reicht nicht weit in den Fluß hinauf und ist als solche unbedeutend. Wenn aber die Zufuhr von Geschiebe stetig ist und größere Steine enthält, als der Hauptfluß an der betreffenden Stelle führt, ohne daß durch das Seitengewässer eine entsprechende Vermehrung des Abflusses und damit der Schleppkraft eintritt, dann führen die größeren Gerölle zu einer Steigerung des Sohlgefälles und dementsprechend auch zu einer bleibenden Hebung des Längenprofils.

Die Rhone zwischen Brig und dem Genfer See bildet ein auffallendes Beispiel der Einwirkung von Seitengewässern mit besonders schwerer Geschiebeführung auf das Längenprofil des Hauptflusses. Unter der Mündung des Illgrabens und an derjenigen des Barthélemybaches finden wir außerordentlich starke Gefälle, die dann mit der Entfernung von dieser Stelle im Verhältnis, in dem die Geschiebeteile unterwegs sich abschleifen, abnehmen, so daß das 120 km lange Längenprofil in drei Äste zerfällt, die eine auffallende Ähnlichkeit untereinander zeigen.

Die übrigen, viel bedeutenderen Zuflüsse, die aber in der Geschiebemischung des Hauptflusses keine auffällige Änderung herbeiführen, bedingen auch keine sichtbare Gefällunstetigkeit.

Es liegt demnach die Vermutung nahe, daß das Längenprofil der auf ihrem eigenen wandernden Geschiebe fließenden Gebirgsflüsse durch die Größe der Geschiebeteile sehr stark beeinflusst wird.

Schon Wey hat in den Jahren 1878 bis 1886 am St. Gallischen Rhein Untersuchungen gemacht über die Geschiebegrößen, wobei für die einzelnen Kiesbänke die an der Oberfläche sichtbaren Steine sortiert und gewogen wurden.

Unsere Versuche, auf Grund der Bildung von Mittelwerten aus den Gewichten, Volumen oder Abmessungen der Geschiebeteile eines Flusses einen Zusammenhang mit dessen Längenprofil zu finden, haben zu keinem Ergebnis geführt; dagegen scheint folgende auf empirischem Wege aufgestellte Formel die das Längenprofil der geschiebeführenden Gebirgsflüsse bestimmenden Faktoren hervortreten zu lassen.

Wir setzen $J = n \cdot \frac{l}{t}$, worin J das Gefälle, n ein Koeffizient, t die größte Tiefe bei Hochwasser (örtliche Kolke ausgenommen), l die größte Abmessung der größten Geschiebe.

Die hier angegebenen Faktoren lassen sich annähernd bestimmen, während die Untersuchungen über die bei der Bettbildung in Betracht fallenden Mittelwerte ins Uferlose führen. Man bedenke, daß je nach dem Verlauf einer Anschwellung die Flußsohle mit durchschnittlich

schwererem oder leichterem Material überdeckt sein kann, so daß sich Ermittlungen solcher Art nicht nur örtlich, sondern auch zeitlich weit ausdehnen müßten.

Die größte Länge der größten Geschiebe, die nur bei Hochwasser einigermaßen beweglich werden, laßt sich von einem Kenner des Flusses vielerorts bestimmen, und die Wahrnehmungen in der Natur zeigen, daß diese Grenzwerte mit den Mittelwerten in einem Verhältnis stehen, das auf lange Gewässerstrecken hin mit einem und demselben Koeffizienten ausgedrückt werden kann. Dieser Faktor scheint sich auch von Fluß zu Fluß nicht gar zu sehr zu ändern.

Wir finden, soweit sich die Frage heute beurteilen läßt:

für Flüsse im Naturzustande $n = 0,04$ bis $0,05$,

für Flüsse mit teilweise rohem Uferschutz oder stark hervortretenden Bühnen $n = 0,03$ bis $0,04$.

Bei Flüssen mit beiderseitiger Bewehrung sinkt der Koeffizient n zuweilen bis unter $0,02$ herab. Die in der Zeiteinheit vorbeiwandernde Geschiebemenge scheint, außergewöhnliche Fälle ausgenommen, keinen sehr erheblichen Einfluß auszuüben, dagegen ändert sich der Koeffizient mit der Art der Uferlinie. Unregelmäßige Profile, die zu großen Verschiedenheiten in den Abflußgeschwindigkeiten führen, ergeben die geringste Räumungskraft und benötigen bei gegebener Tiefe das größte Gefälle. Auch scheinen Bühnen, die auf der Flußsohle Querströmungen verursachen, ebenfalls viel Energie der abfließenden Wassermassen dem Geschiebebetrieb zu entfremden. Der geschlossene Abfluß des ganzen Hochwassers mit möglichst einheitlicher Geschwindigkeit führt zu den geringsten benötigten Gefällen.

Die oben angegebene Formel ist allerdings nicht genau genug, um ganze Flußlängenprofile im voraus zu bestimmen, es dürften sich aber für den Praktiker folgende Ratschläge ergeben: Sohlenhebungen des Hauptflusses an der Mündung eines Zubringers können durch Zurückhaltung des schweren Geschiebes, Verbauung der Anbrüche im Einzugsgebiet oder auch durch periodisches Abräumen der größeren Steine auf dessen Schuttkegel behoben werden.

Ferner kann in Betracht kommen die Vermehrung der Tiefe durch Verengung des Profils mittels Parallelwerke und schließlich durch Zusammendrängen der Wassermassen in ein möglichst einheitliches Profil. Doch bleibt bei allen Maßnahmen zu beachten, daß die Flußlängenprofile einer sich nur langsam unter den äußeren Einflüssen verändernden Gleichgewichtslinie zustreben, während künstliche Einwirkung auf die Flußsohle eine örtliche, rasche, oft aber auch nur vorübergehende Reaktion des Gewässers herbeiführt.

Die Veränderung des Sohlgefälles, die durch Umbau eines Bühnensystems in einen von Leitwerken begrenzten Kanal erreicht werden kann, wird gegenwärtig an der Rhone durch einen Versuch im großen studiert.

Über die Verwendung von Humerohren bei der Kanalisation von Uelzen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Stadtbaurat Viktor Schmah, Regierungsbaumeister a. D. in Uelzen (Hannover).

(Schluß aus Heft 5.)

Natürlich sprechen hier die örtlichen Verhältnisse sehr mit, die Anfuhr, die Lagerung auf der Baustelle, die Straßenbreite usw. Sämtliche

Rohrabmessungen bis 1,50 m Durchm. wurden mit gewöhnlichen dreibeinigen Böcken verlegt. Lediglich für die Verlegung der 1,80 m i. l. weiten Rohre wurde die aus Abb. 5 ersichtliche Krankonstruktion aus Holz erbaut, die auf Rollen längs der Baugrube bewegt wurde. Abb. 6 u. 7 zeigen Ausführungen mit Rohren von 1,5 und 1,2 m Durchm. Die angewandte Asphaltichtung bewirkt auch eine nahezu vollkommen wasserdichte Fuge. Selbst kleine Bewegungen dürften keine Undichtigkeiten hervorrufen. Der Asphalt klebt an den Rohren unbedingt fest an und bleibt immer in gewissen Sinne elastisch.

Da auch die Rohre selbst vollkommen wasserdicht sind, lassen sich auf die Weise Kanäle bauen, die praktisch vollkommen wasserdicht sind. Es

kommt noch hinzu, daß durch die Genauigkeit der Ausführung und die langen Rohrenden sich ein Kanal ergibt, der mit Leichtigkeit schnurgerade zu legen ist, und der infolge seiner Glätte und infolge des Fehlens jeglicher Absätze dem Wasser den denkbar leichtesten Abfluß ermöglicht. Diese Eigenschaft des fertigen Kanals bewirkt auch, daß die Sinkstoffe weniger Gelegenheit haben, sich festzusetzen, daß sie also viel leichter zum Abfluß kommen und daß sie auch bei der Kanalreinigung viel leichter zu entfernen sind. Dabei wurden alle diese Arbeiten völlig mit ungelerten Notstandsarbeitern aus-



Abb. 6.

Verlegung von Humerohren, 1,50 m Durchm. in 3 m breite Baugrube, etwa 3,5 m tief.

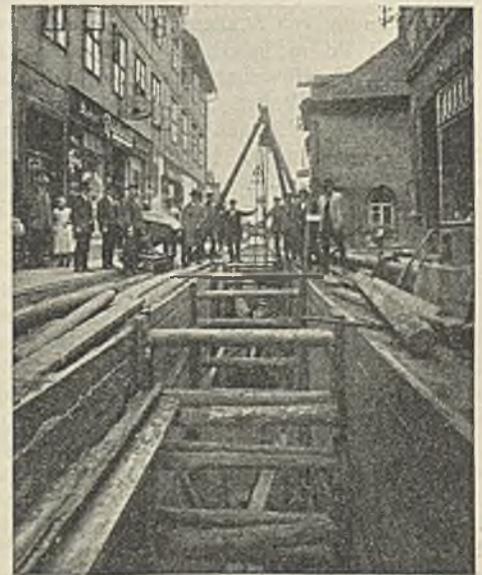


Abb. 7. Verlegung von Humerohren, 1,20 m Durchm. in 2 m breite Baugrube, etwa 3 m tief.

Lfd. Nr.	Straße	Material	Durchmesser cm	Baugrubenbreite m	Sohlen-tiefe m	Kosten in RM f. 1 lfd. m										
						des eigentlichen Kanals, und zwar					der Zubehörungen					Summe
						des Rohrmaterials	der Arbeit mit übrigem Material	Zuschlag für			Sinkkasten	Kanalanschlüsse	Besondere Ausführungen	Unvorhergesehenes		
								Dränageschächte	normale Schächte	Spüleinrichtungen						
7	8	9	10	11	12	13	14	15	16							
1.	Rudolf-, Kreuz-, Stiftstraße	Steinzeugrohre	25	0,80	2,20	10,40	14,90	—	2,95	—	5,19	5,35	Frost:	1,00	4,50	44,28
2.	} Gartenstraße	"	30	0,80	2,25	12,00	15,05	—	3,00	—	8,90	5,07	—	—	7,45	51,47
3.			40	1,00	2,60	18,00	21,30	—	3,00	—	8,90	5,07	—	—	7,45	63,72
4.	Achterstraße	Humerohre	50	1,30	2,00	12,75	18,65	—	6,90	—	7,10	18,60	Abbrucharbeiten:	1,00	6,00	71,00
5.	} Veerßer Landstraße	"	60	1,30	2,30	15,70	25,50	4,50	5,15	3,00	9,70	2,50	Aufhöhungsarbeiten:	4,73	3,08	73,86
6.			70	1,40	2,40	23,00	28,10	4,50	5,15	3,00	9,70	2,50	dsogl.	4,73	3,08	83,76
7.			80	1,50	2,48	25,00	32,00	4,40	6,05	—	3,90	4,40	"	3,03	7,50	86,31
8.			90	1,60	2,85	37,00	40,60	4,40	6,05	—	3,90	4,40	"	3,03	7,50	106,91
9.	Dietrichstraße	"	100	1,70	3,05	40,50	41,40	4,40	6,05	—	3,90	4,40	"	3,03	7,50	111,21
10.	Veerßer Straße	"	120	2,00	3,40	46,70	73,55	5,06	4,35	3,15	—	—	Pos. 14 u. 15 bereits in Pos. 8 enthalten.	—	—	120,25
11.	Johnsburgstraße	"	150	3,00	3,00	66,50	91,00	4,35	5,10	5,20	—	—	wie lfd. Nr. 10	—	—	157,50
12.	Lüneburger Landstraße	"	150	3,00	4,00	66,50	107,70	4,35	5,10	5,20	—	—	wie lfd. Nr. 10	—	—	174,20
13.	Lüneburger Straße	"	180	2,80	3,10	111,80	96,45	7,20	10,85	8,30	—	—	wie vor	—	—	208,25

geführt. Die Rohre liegen teilweise nun etwa 2 1/2 Jahre in der Erde, und es hat sich nirgends bei den Ausführungen irgendein erheblicher Mangel gezeigt. Schwere Belastungen, z. B. das Einwalzen einer neuen Chausseurung mittels 17,5 t schwerer Dampfwalze, hatten, wie genaue Kontrollen ergeben haben, keinerlei erkennbaren Einfluß auf den Zustand der Rohrleitung, obwohl z. B. infolge ungünstiger Straßenhöhenlage an einzelnen Stellen über den 1,80 m i. l. weiten Rohren nur eine Deckung von 0,80 m vorhanden war, so daß der Walzendruck voll auf den Rohrscheitel einwirkte.

Auch das wirtschaftliche Ergebnis der Ausführungen entsprach den Erwartungen. Es wurden Kanäle aller Größen von 25 cm bis 1,80 m Durchm. verlegt. Lediglich bei den kleineren Abmessungen von 25 cm, 30 cm und teilweise 40 cm Durchm. bin ich in Rücksicht auf die vielen Abzweigstellen in den eng bebauten Stadtteilen zu der Verwendung von Steinzeugrohren übergegangen, obwohl diese teurer in der Ausführung waren. Von 50 cm Durchm. an werden nur noch Humerohre gelegt. Aus einer Anzahl von Teilstrecken größeren Umfangs wurden nun von mir die durchschnittlichen Kosten für einen solchen Kanal errechnet, die Gesamtbeträge in die Einzelbeträge zergliedert und die gefundenen Werte, die als Durchschnittswerte gelten können, in die obenstehende Zusammenstellung eingeordnet. Zu den Einzelpreisen ist folgendes zu bemerken. Die Preise für das Material verstehen sich einschließlich des Dichtungsmaterials frei Waggon Bahnhof Uelzen. Bei den Steinzeugrohren sind die erforderlichen Abzweige und Formstücke im Preise einbegriffen. Der Einheitspreis für die Arbeit umfaßt den Erdaushub einschließlich einer unter den Rohren verlegten Dränage, sowie einschließlich Einbringens von grobem Kies um diese Dränage und als Unterbettung für die Rohre, ferner das Heranbringen der Rohre an die Baustelle sowie ihr Verlegen, das Wiedereinfüllen des Bodens und die Wiederherstellung des Pflasters. In drei weiteren Positionen sind die Kosten für die normalen Schächte, für Dränageschächte und für Spüleinrichtungen besonders auf 1 lfd. m ausgerechnet. Die Preise für die Ausführung von Straßensinkkasten und Kanalanschlüssen wurden ebenfalls auf 1 lfd. m berechnet, um den Anteil der Gesamtkosten zu erhalten, der als Unvorhergesehenes bezeichnet wird. In diesem Kostenanteil sind alle diejenigen Arbeiten enthalten, die nicht im lfd.-m-Preis für die Arbeit verdingen werden konnten, z. B. Umliegung von Wasserleitungen, Gasleitungen, Kabeln, Kosten für Bauleitung usw. In den gesamten Kostenangaben sind keine Grundwassersenkungskosten enthalten. Über diese wird späterhin berichtet. Zu der Zusammenstellung wird noch folgendes bemerkt: Die Ausführung Nr. 12 mit Rohren von 1,50 m Durchm. war eine der ersten probeweisen Ausführungen mit verhältnismäßig breiter Baugrube. Bei späteren Ausführungen wurden geringere Baugrubenbreiten zugrunde gelegt. Diese breite Baugrube bewirkte eine größere Aushubmenge für 1 lfd. m und hat insofern außer dem an sich dadurch gegebenen Mehraushub noch eine Verteuerung des Einheitspreises bewirkt. Denn es mußte bei der verhältnismäßig engen Straße nicht allein ein Teil des Bodens abgefahren und der fehlende Teil in der Längsrichtung wieder herantransportiert werden, sondern es mußte auch durch besondere Arbeiter der Boden ziemlich hoch aufgestapelt werden. Diese Mehrkosten wirken sich in dem ziemlich hohen Einheitspreise der betreffenden Position aus. Im allgemeinen ist aber zu erkennen, daß bei den Ausführungen auch für die größeren Abmessungen verhältnismäßig schmale Baugruben verwendet werden konnten. Diese Baugruben waren jedenfalls bedeutend schmaler als bei Maulprofilen gleicher Leistung, und sie bewirkten vor allen Dingen wegen der nicht zu großen Bodenmassen die glatte reibungslose Durchführung der Kanalisationsarbeiten. Im Durchschnitt einer größeren Aus-

führung von 3921 m Kanal in den Abmessungen von 25 cm bis 1 m Durchm. ergab sich ein Mittelpreis für die Ausführung von 74,717 RM für 1 lfd. m.

In diesem Preise sind

- 2,68 RM für Bauzinsen
- 8,16 „ für Hausanschlüsse
- 4,68 „ für Grundwassersenkung
- 5,00 „ für Straßensinkkasten
- 7,00 „ für Unvorhergesehenes und
- 47,20 „ für die eigentliche Kanalausführung

enthalten. Der diesen Preisen zugrunde liegende tarifmäßige Tiefbauarbeiterlohn beträgt 92 Pfg. Der tarifmäßige Facharbeiterlohn (Maurerlohn, 126 Pfg. Für Unkosten, Überwachung der Bauausführung usw. wurde von den Unternehmern durchschnittlich mit einem Aufschlage von 50 % zu den Tariflöhnen gerechnet.

Die Ausführung dieser Rohrlegungsarbeiten mußte, wie bereits eingangs erwähnt, im Grundwasser geschehen. Fast überall lag die Rohrsohle etwa 1,80 m unter dem bekannten normalen Grundwasserspiegel, dessen Lage durch Bohrungen vorher ermittelt und in die Lage- und Höhenpläne eingetragen war. Durch die Ausführung der Kanalisation sollte, wie auch bereits erwähnt, eine dauernde Absenkung des Grundwasserspiegels im Stadtgebiet eintreten. Die örtlichen Verhältnisse ließen unter diesen Umständen eine dauernde Absenkung des Grundwasserspiegels um rd. 80 cm als praktisch erscheinen. Um dieses zu erreichen, war die Mitführung einer Dränage unter dem gesamten Kanalsystem vorgesehen. Diese Dränage erhielt unter dem Hauptsammler eine lichte Weite von 25 cm Durchm. und lag seitlich 45 cm unter Rohrsohle. In den Nebensammlern wurde der Querschnitt auf 20, in den übrigen Kanälen auf 10 cm Durchm. vermindert. Um den Grundwasserspiegel, falls er zu weit absinken sollte, heben zu können, wurden an einzelnen Stellen besondere Schächte eingebaut, die dem Wasser gewissermaßen einen Damm entgegenstellten und in denen die Dränagerohrleitung durch einen Spindelschieber absperrbar war. Die Dränageleitungen wurden im übrigen genau wie die eigentlichen Kanalleitungen durch besondere Revisionsschächte zugänglich gemacht. Diese Anordnung ergab gleichzeitig die Möglichkeit, mit den Feuerwehrmotorspritzen im Brandfalle der Dränage Wasser entnehmen zu können. Auch die Entnahme von Sprengwasser für das Straßenreinigungswesen soll künftig aus diesen Schächten geschehen. Diese Dränage allein war bei dem starken Wasserandrang während der Bauausführung nicht imstande, das Grundwasser abzuleiten, ganz abgesehen davon, daß fast überall Fließsand angeschnitten wurde. Es mußte deshalb durchweg eine künstliche Absenkung des Grundwassers stattfinden. Die Absenkungsarbeiten wurden zunächst in der üblichen Weise vorgenommen derart, daß neben der Baugrube in einem durchschnittlichen Abstände von 10 m etwa 10 m tiefe, mit Filtertresse überzogene und mit Filterkies umschüttete Filterbrunnen eingebohrt und aus diesen mittels einer 200 mm Durchm. weiten Saugleitung und Saugschenkeln von 100 mm Durchm. das Grundwasser abgepumpt wurde. Aus durchschnittlich 6 bis 8 solcher Filterbrunnen konnten 60 bis 80 m³ Wasser stündlich bei etwa 7 m manometrischer Saughöhe gefördert werden. Abb. 8 zeigt deutlich diese Gesamtanordnung. In Abb. 4 ist sie ebenfalls erkennbar, desgleichen die Meßeinrichtung für das Wasser mit Poncelet-Überfall. An einzelnen Stellen, wo etwa 2,50 m tief das Grundwasser abzusenken war, mußten die Brunnen auf 5 m zusammengerückt werden, an anderen Stellen, wo der Wasserspiegel nur 1 m bis 1,20 m zu senken war, konnte die Brunnenentfernung auf 15 m gebracht werden. Die Kosten für eine derartige Grundwasserbewältigung stellten sich im Durchschnitt einer größeren Aus-

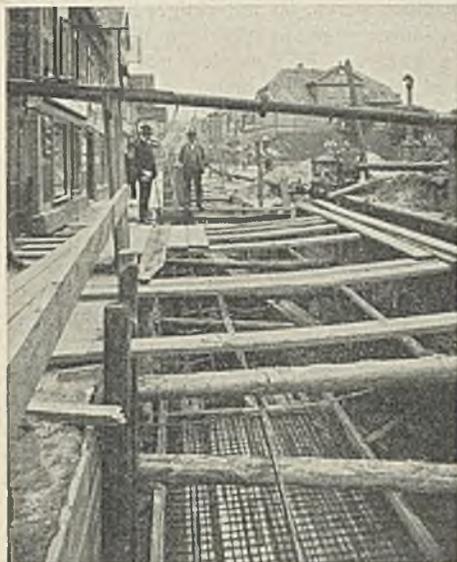


Abb. 8. Anordnung der Grundwasserabsenkungsanlage.

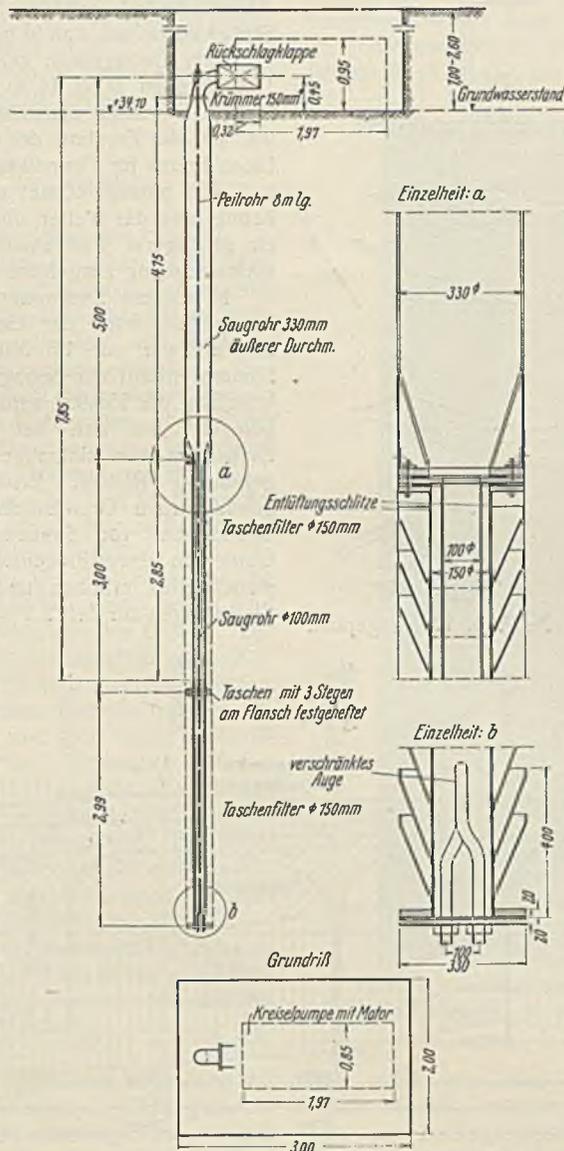


Abb. 9. Absenkungsgerät mit Hempeltaschenfilter.

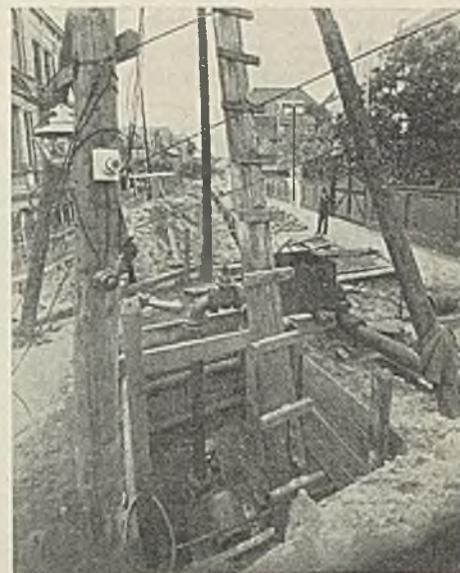


Abb. 10. Grundwasserabsenkung mit Einzelbrunnen Bauart Hempeltaschenfilter.

führung auf 23,10 RM/lfd. m. An einzelnen besonders schwierigen Stellen stiegen diese Kosten bis auf 30 RM/lfd. m. Diese erheblichen Unkosten für die Grundwasserbewältigung gaben mir Veranlassung, in Erwägungen darüber einzutreten, ob nicht mit Hilfe gewebeloser Brunnen eine Verbilligung zu erzielen war. Die Verwendung derartiger Brunnen hatte sich bei Wasserwerken in den letzten Jahren eingebürgert, und auch bei Grundwasserabsenkungsarbeiten größeren Umfanges, z. B. dem Bau von Untergrundbahnen, hatte sich ihre Anwendung als wirtschaftlich erwiesen. Bei kleineren Ausführungen, wie in vorliegendem Falle, waren nach meinen Informationen nennenswerte wirtschaftliche Erfolge bisher nicht erzielt worden. Dies lag wohl zum großen Teil daran, daß bei den meisten Konstruktionen solcher gewebeloser Brunnen ein ziemlich erheblicher Bohrdurchmesser erforderlich war und auch die Ausführung der Kiesschüttungen umständlich war, so daß die Ausführung solcher Brunnen einem flotten Baufortschritt der eigentlichen Kanalisationsarbeiten nicht folgen konnten. Gerade auf eine außerordentliche flotte Bauausführung mußten wir aber in Rücksicht auf die bei uns zur Verlegung kommenden Humerohre besonderen Wert legen. Von allen gewebelosen Brunnenfiltern kam deshalb im vorliegenden Falle einzig der sogenannte Hempelbrunnen in Frage. Dieser erforderte nur einen Bohrdurchmesser von 40 cm. Auch war die Schüttung der einzelnen Filterkiesschichten für den Baubetrieb einfach genug über Tage herstellbar. Um für den Grundwasserabsenkungsbetrieb ein einfaches, wiederholt verwendbares Gerät zu haben, wurde der in Abb. 9 dargestellte Grundwasserabsenkungsbrunnen durchkonstruiert. Er besteht im wesentlichen aus einem 6 m langen, in zwei Schüsse aufgeteilten eigentlichen Filterrohr, auf welches das Saugrohr der Kreiselpumpe unmittelbar aufgebaut ist. Filterrohr und Saugrohr sind miteinander verflanscht. Außerdem erhält das Filterrohr an derselben Flanschstelle noch ein Einhängerrohr von 2 m Länge. Die Fußplatte des unteren Filterrohrs erhielt zum Ziehen des Brunnens eine verschränkte Öse. Das Saugrohr mußte zur Erleichterung des Ziehens der ganzen Konstruktion denselben Durchmesser wie das Hempeltaschenfilter haben. Über Tage setzte sich an dieses Saugrohr ein Krümmer und eine Rückschlagklappe an, und an diese wurde die Kreiselpumpe mit 150 mm l. W. unmittelbar angeschlossen. Selbst bei großer Wasserentnahme von 60 bis 80 m³/h, mit der gerechnet wurde, mußten die Widerstände in dieser Konstruktion sehr gering sein. Der einzige Teil, in dem ein nennenswerter Reibungswiderstand entstehen konnte, ist das 2 m lange Einhängerrohr im Filter. Der gesamte Eintrittswiderstand in der Saugleitung errechnete sich auf nicht mehr als 20 cm. Verbunden mit dem geringen Eintrittswiderstand des eigentlichen Hempelfilters war zu erwarten, daß die Saugwirkung der Maschine fast in voller Höhe für die Absenkung des Wasserspiegels ausgenutzt werden konnte. Die Anwendung besonderer in die Filterrohre einführbarer Unterwasserkreiselpumpen erforderte größere Kosten und wurde deshalb nicht in Erwägung gezogen. Um aber die Saughöhe der Kreiselpumpen gut ausnutzen zu können, war

grundsätzlich geplant, die Grundplatte der Kreiselpumpe etwa 10 cm über Grundwasserspiegel einzubauen. In Abb. 10 ist die Kreiselpumpe mit dem Rückschlagventil in dem Schacht sowie auf dem Gelände die Wassermeßeinrichtung deutlich erkennbar. Man erkennt auch, daß die Baugrube auf einer langen Strecke von jeder hindernden Grundwasserabsenkungsleitung frei ist. Die Erfahrung lehrte, daß die gewählte Konstruktion in bezug auf Betriebsicherheit günstig war. Es konnten fast durchweg Saughöhen an der Maschine von 7 m manometrisch erreicht werden. Die in dem Peilrohr des Absenkungsgerätes vorgenommene Kontrollmessung ergab kaum irgendwelche Unterschiede gegenüber der Anzeige des Manometers. Wir haben fast durchweg im Peilrohr einen Wasserstand von 6,85 bis 7 m unter Pumpenmitte festgestellt. Es war von vornherein zu erwarten, daß diese Pumpen in einem größeren Abstände würden angeordnet werden können. Um bei der Wahl dieses Abstandes nicht auf rohe Schätzungen angewiesen zu sein, wurden bei einem der ersten Brunnen in Art der hydrologischen Vorarbeiten die Grundwasserabsenkungskurven nach drei verschiedenen Richtungen mit Hilfe des bekannten hydrologischen Dreiecks bestimmt. Die Absenkungskurven sind in Abb. 11 u. 12 dargestellt. Für die Folge wurde nun angenommen, daß diese Kurven in ähnlicher Form wiederkehren würden,

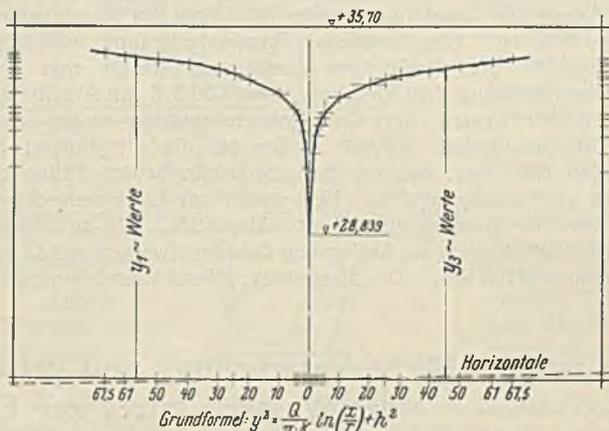
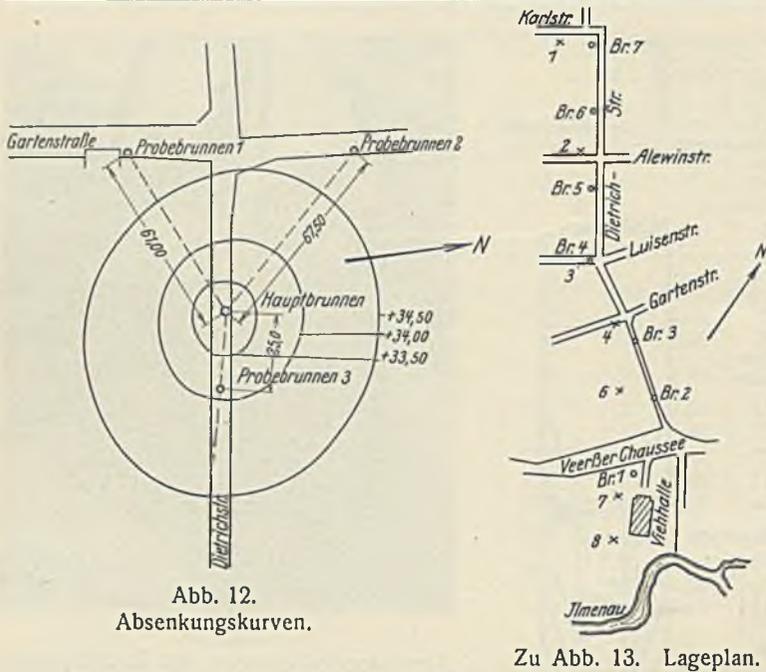


Abb. 11. Absenkungskurven.

was ja nicht ganz zutrifft, da die K-Werte des Bodens mit der Korngröße sich ja ständig ändern. Es war aber mit Hilfe dieser Kurven zeichnerisch mit genügender Genauigkeit möglich, den Brunnenabstand zu ermitteln, bei dem der Schnittpunkt der beiden Kurvenäste gerade eben unter der trocken zu legenden Kanalsole liegt. Dabei mußte natürlich berücksichtigt werden, daß ein feineres Korn des Untergrundes auch steilere



Absenkungstiefe annähernd dieselben waren, ist mit einiger Sicherheit der Schluß zu ziehen, daß in beiden Jahren ungefähr dieselben Wassermengen aus dem Untergrunde gezogen wurden. 1928 wurden mit Hilfe dieser 170 Brunnen 1085 lfd. m Kanal eingebaut, während in diesem Jahre 2062 lfd. m unter denselben Bedingungen hergestellt wurden. Insofern war also das Ergebnis der diesjährigen Ausführung wirtschaftlich günstiger. Diese Preise für Grundwasserabsenkung müssen den Werten in der Tabelle a. S. 128 hinzugerechnet werden. Bei den Durchschnittswerten ist, wie bereits aus der weiter oben aufgestellten Zusammenstellung ersichtlich, ein niedrigerer Wert einzusetzen, da nur ein Teil der Kanäle mit Grundwasserabsenkung ausgeführt zu werden brauchte.

In diesem Zusammenhange wird es von Interesse sein, wie die laufenden Kosten der Gesamtausführung gedeckt werden. Der ganze Entwurf war mit 1,5 Millionen Reichsmark veranschlagt. Von dieser Summe entfällt ein Betrag von 145 284 RM auf die Kläranlage. Die Aufbringung der Kosten wird durch eine besondere Kanalgebührenordnung geregelt, die sich auf § 4 des Kommunalabgabengesetzes stützt. Es werden feste einmalige (Anschlußgebühren) und laufende (Benutzungsgebühren) erhoben. Erstere betragen 20 RM f. 1 lfd. m Front des angeschlossenen Grundstückes und 12 RM f. 1 lfd. m Hausanschluß des Grundstückes von Straßenmitte an gerechnet. Die Benutzungsgebühren werden in einem Prozentsatze des staatlich veranlagten Grundvermögenssteuerwertes erhoben und jeweils beim Etat für ein Jahr beschlossen. Sie betragen zur Zeit 2,5‰. Diese Belastung entspricht 4‰ der Friedens-

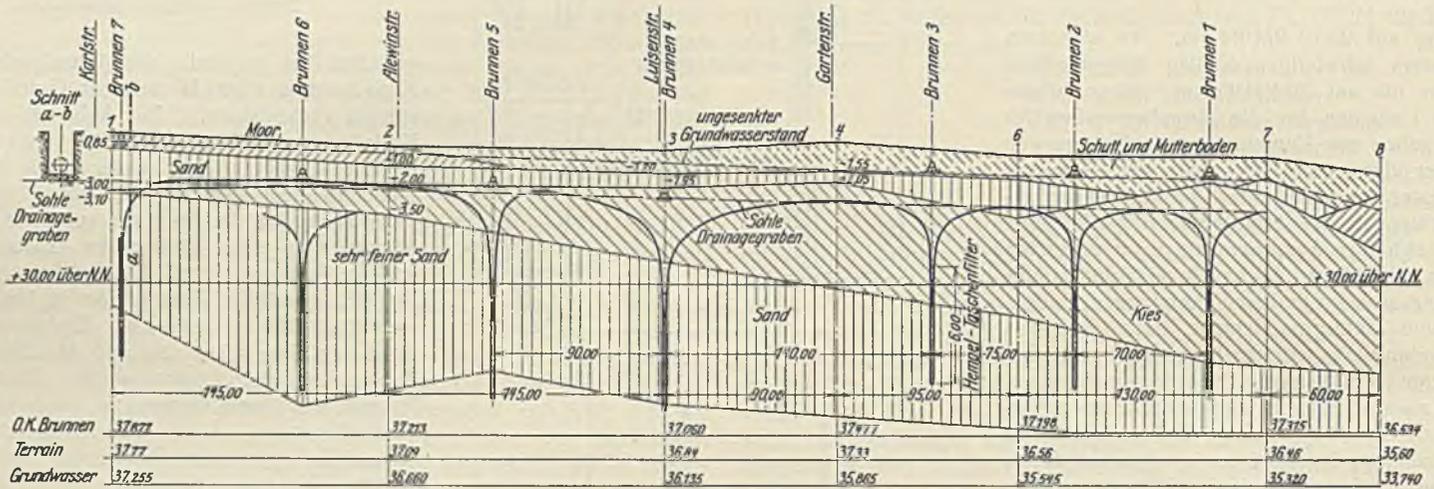


Abb. 13. Grundwasserabsenkung für den Nebensammler Dietrichstraße. Längsschnitt.

Kurven bedingt. Da man nun in der Folge weiterhin noch insoweit Vorteile herausholen konnte, daß man die nächste Pumpe immer 10 cm über den nun bereits abgesenkten Wasserspiegel (also nicht über dem ursprünglichen Spiegel) anordnete, ergaben sich langsam steigende Brunnenabstände. Abb. 13 zeigt ein Ausführungsbeispiel einer Absenkung von etwa 1,80 m mit Hilfe unserer Brunnen. Die wirtschaftlichen Ergebnisse der neuen Anordnung waren sehr günstige. Infolge des geringen Bohrdurchmessers waren die Bohrkosten nicht erheblich. Die Füllung der Taschen des Hempelfilters ging schnell vonstatten, und infolge der geringen Länge der Saugleitung waren Störungen im Maschinenbetriebe fast ausgeschlossen. Eine besondere Pumpenbedienung erübrigte sich. Im Durchschnitt der diesjährigen Ausführung kostete nun 1 lfd. m Grundwasserabsenkung 6,20 RM ohne, etwa 8,60 RM mit Abschreibungen. Die vorjährigen Kosten der Grundwasserabsenkung waren also bei gleicher Absenkungstiefe 3,7 mal größer als die diesjährigen Kosten. Dabel ergab sich aber, daß der Strombedarf in beiden Fällen nur unwesentlich voneinander abwich. 1928 waren zur Entfernung des Grundwassers aus 170 Brunnen alter Konstruktion 2977 RM an Stromkosten entstanden. 1929 kostete die Entfernung des Grundwassers aus 17 gewebelosen Brunnen 3105 RM. Da Strompreis, Maschinenwirkungsgrad und

mierte. Eine angemessene Verzinsung und Amortisation der festen Gebühr und der im Hause entstehenden einmaligen Anlagekosten kann ebenfalls auf die Mieter umgelegt werden. Sie beträgt, soweit sich dies bisher übersehen läßt, 1 bis 3‰ der Friedensmiete. Die Deckung der Gesamtanlagekosten ist nun die folgende: Die feste Anschlußgebühr beträgt nach den bisherigen Veranlagungen etwa 25‰ der Baukosten. Aus den Mitteln der produktiven Erwerbslosenfürsorge kommt als Zuschuß, allerdings als Ausgleich für die Minderleistung der Notstandsarbeiter, rd. 9‰ der Baukosten auf. Daneben werden rd. 36‰ in Form eines Darlehns gegeben, das mit 4‰ verzinst wird und in 10 bis 15 Jahren tilgbar ist. Der Rest von 30‰ ist als Anleihe auf dem freien Markt zu durchschnittlich 8½‰ Zinsen und 2‰ Tilgung bei 95‰ Auszahlung beschafft worden. Disagio und Bauzinsen sind auf Neubaukonto verrechnet worden und belasten die Bauausführung mit bisher durchschnittlich 6,61 RM f. 1 lfd. m. Dabei ist aber zu berücksichtigen, daß während der Zeit der Bauausführung diese hoch verzinslichen Anleihen höher als 30‰ der Bausumme sein müssen. Denn es ist zu beachten, daß die festen Gebühren nicht sofort eingehen, daß vielmehr hier größtenteils monatliche Ratenzahlungen auf etwa zwei Jahre verteilt gewährt werden mußten.

Die wirtschaftliche Verarbeitung von getrennten Zuschlagstoffen und die selbsttätige Regelung des Wasserzusatzes zur Erzielung eines gleichmäßigen Betons.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. Oskar Spetzler, stellvertretendem Geschäftsführer des Ruhrverbandes.

Von Amerika aus hat der Gußbeton seinen Siegeszug angetreten; er hat es ermöglicht, die in neuerer Zeit in aller Welt errichteten Großbauten wirtschaftlich und kurzfristig fertigzustellen. Der zwar geringeren Festigkeit des Gußbetons gegenüber dem Stampfbeton stehen außer der wesentlich kürzeren Bauzeit noch folgende Vorteile gegenüber: Kleinere Gesteinskosten, große Homogenität des Betons, Zusammenfassung der Arbeitsfugen auf wenige Stellen und große Dichte des Bauwerks. Grund-

legend für die Wirtschaftlichkeit und die Güte, d. h. also die Festigkeit, Dichte und den Widerstand gegen Schwinden und Abnutzung dieses Baustoffes, sind nicht nur die Zementmenge und die richtige Auswahl der Zuschlagstoffe, sondern vornehmlich die Zusammensetzung und die Korngröße der einzelnen Zuschlagstoffe, sowie das richtige Verhältnis der Korngrößenklassen zueinander und der Wasserzusatz. Über die für die Betonaufbereitung zweckmäßige Kornzusammensetzung und über das

Gütemaß der Zuschlagstoffe liegen zahlreiche wissenschaftliche Untersuchungen und praktische Baustellenerfahrungen vor. Nachfolgend sollen nun die Vorteile der getrennten Zugabe von Kies und Sand zur Betonierung an Hand der beim Ruhrverband-Essen angestellten Versuche und gemachten Bauerfahrungen behandelt werden. Die Hauptfaktoren für die Güte des Betons sind:

- die Güte und Menge des Zements,
- die Güte und Kornzusammensetzung der Zuschläge,
- die Menge des Wassers und
- die sorgfältige Verarbeitung und Behandlung des Betons.

Hierbei bestimmen Güte und Menge der Zuschläge vornehmlich die Wirtschaftlichkeit, aber ein gleichmäßiger Beton ist auch nur durch ein ständig gleichmäßiges Gemenge der zum Aufbau des Baustoffes benötigten Materialien zu erzielen. Dies setzt voraus, daß Zement, Wasser und Zuschläge stets in gleichem Mengen- und Güteverhältnis zueinander stehen. Hier reichen die bisherigen amtlichen Bestimmungen nicht aus, es fehlen dort die Angaben über den Wasserzementfaktor, über die Korngrößen, Abstufungen der Zuschläge usw. Die Forderung der Mindestzementmenge ist unwirtschaftlich. Der Zementverbrauch ist wesentlich abhängig von dem Hohlraumgehalt der Zuschläge. Deshalb ist die richtige Güte und Abstufung der Korngrößen, der Zuschläge von außerordentlich wirtschaftlicher Bedeutung.

Der Wasserzusatz ist abhängig vom Mischungsverhältnis und vornehmlich von der Korngrößenzusammensetzung des Klessandgemisches. Je mehr Sand in einer Betonmischung enthalten ist, desto größer wird der Wasseranspruch und desto kleiner die Festigkeit des Betons. Der Idealzustand für die Herstellung des Betons auf der Baustelle wäre, Einrichtungen zu schaffen, die das Kiessandgemisch nach einer bestimmten, möglichst weitgehend abgestuften Korngrößenzusammensetzung in die Mischtrommel aufgeben. Solche Einrichtungen sind aber, selbst bei Großbauten sehr teuer und meist auch undurchführbar. Wesentlich einfacher und auch wirtschaftlich ist dagegen die Zerteilung der Zuschlagstoffe in Sand und Kies. Hierbei sind die Korngrößen von 0 bis 7 mm als Sand bezeichnet, alles übrige fällt unter den Begriff Kies. Bei dieser Trennung der Zuschlagstoffe werden die folgenden Vorteile erzielt:

1. Das Mengenverhältnis zwischen Sand und Kies kann für jede Mischung hinreichend genau eingehalten werden.
2. Der Wasseranspruch zur Erreichung einer bestimmten Konsistenz des Betons ist gleichmäßig, da der Sandanteil mit der beigegebenen Zementmenge als Hauptträger des Wasseranspruchs konstant ist. Kleine Abweichungen in der Korngrößenzusammensetzung des Sandes wirken sich nicht beachtlich aus.
3. Die Betonfestigkeiten weisen wegen der genaueren Einstufung der Rohstoffe, insbesondere wegen des gleichmäßigen Wassergehaltes, nicht mehr die sonst üblichen großen Schwankungen auf, so daß mit einer Mindestfestigkeit bei sorgfältiger Aufbereitung gerechnet werden kann.
4. Das Betongemisch bleibt gleichmäßig, ein Vorteil, der besonders bei Gußbeton sehr zu Buch schlägt.
5. Wegen der genauer durchführbaren Baukontrolle lassen sich erhebliche Zementersparnisse erzielen, wodurch die für die getrennte Aufbereitung entstehenden größeren Kosten aufgewogen werden.

Der Ruhrverband Essen führt auf seinen Großbaustellen die getrennte Verwendung der Zuschlagstoffe seit längerem durch und macht damit zur Erzielung eines gleichmäßigen, aber auch wirtschaftlichen Betons die besten Erfahrungen. Außerdem wurde noch das Sandsättigungsverfahren eingeführt. Die Größe des richtigen Wasserzusatzes hängt wesentlich von den Witterungsverhältnissen, Wind, Regen, heißes oder kaltes Wetter, kurzum von dem Feuchtigkeitsgehalt der Zuschläge, besonders des Sandes, ab. Diese Einflüsse wirken sich vor allem im Sommer aus. Es ist besondere Vorsicht geboten, wenn, wie meist, Sand und Kies bis zu ihrer Verwendung dauernd im Freien lagern und so vom Regen durchnäßt oder durch Wind und Sonnenstrahlen übermäßig ausgetrocknet sind. Es wird dann die Feststellung des richtigen Wasserzusatzes erheblich erschwert. Es gibt zwei Ursachen, die den Wasseranteil verändern,

1. den Feuchtigkeitsgehalt der Zuschläge,
2. die Unregelmäßigkeiten in der Mischanlage.

Wenn man nun bedenkt, daß der Wassergehalt einer Sandsorte bis zu etwa 30% des Sandgemisches ausmacht und so das Volumen einer und derselben Sandsorte infolge des Feuchtigkeitsgehaltes des Sandes Schwankungen bis zu 40% aufweisen kann, so ist die Bedeutung eines Arbeitsverfahrens für die Erzielung eines gleichmäßigen Betonzeugnisses ohne weiteres klar. Naheliegend könnte eine Arbeitsweise sein, die allen Sand vor seiner Verwendung zunächst trocknet. Dieses Verfahren wäre aber viel zu teuer. Wirtschaftlich ist nur das Sandsättigungsverfahren, das darauf hinausläuft, die Schwankungen des Wassergehalts des Sandes auszuschalten, indem man den Sand vor Verwendung zur Betonbereitung mit Wasser sättigt, um so den Wasserzusatz konstant zu halten. Die anfänglich geäußerten Bedenken, sofort mit der Naßmischung zu beginnen,

haben sich durch zahlreiche Versuche als unbegründet erwiesen. Die Hauptbestandteile einer solchen Anlage sind ein Sandmeßbehälter mit verstellbarem Boden, drei Wasserbehälter, und zwar einer als Wasserlieferer *W* (Abb. 1)¹⁾, der das zum Anmachen nötige Wasser enthält, dem-

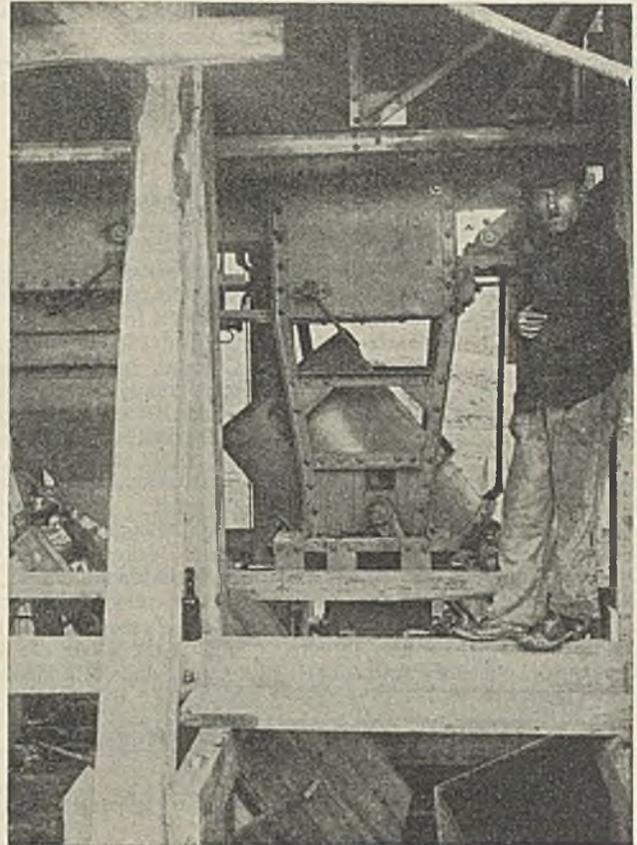


Abb. 2. Sandsättigungsanlage, rechts das Sandgefäß umgekippt zum Entleeren, in der Mitte der Wasserlieferer für die Sättigung, links das Kiesmeßgefäß.

nach wird sein Inhalt dem Trockensand der Mischung entsprechend bestimmt; ein weiterer, wesentlich kleiner bemessener, der die zur Mischung benötigte restliche Wassermenge *w* enthält und unmittelbar an die Mischmaschine selbsttätig abgibt. $W + w$ ist die Gesamtwassermenge, bestimmt durch den erforderlichen Wasserzementfaktor und durch die Größe der Mischmaschine. Das dritte Gefäß ist nicht unbedingt erforderlich, es dient zum Abmessen des durch den Feuchtigkeitsgrad des Sandes überschüssigen Wassers, das nicht in die Maschine gelangen darf und lediglich zur Kontrolle meßbar aufgehoben wird. Ferner gehören noch zur Anlage: ein Schüttelrost oder Sandsieber und ein Abstreichschieber.

Der Vorgang ist folgender: Das Ventil des Wasserlieferers *W* wird geöffnet, so daß das Wasser in den Sandbehälter ablaufen kann. Gleichzeitig sibt die Maschine den Sand in den Behälter mittels des Schüttelsiebes. Hierdurch wird die vollständige Anmischung des Sandes mit Wasser erreicht. Sobald eine über das für die Anmischung des Sandes nötige Maß hinaus-

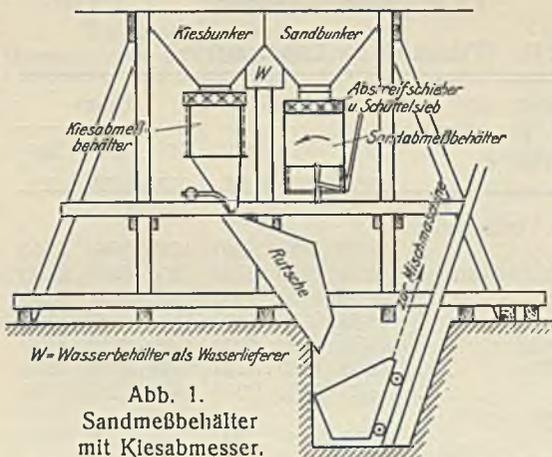


Abb. 1. Sandmeßbehälter mit Kiesabmesser.

gehende Menge Wasser vorhanden ist, fließt es in den Überlauf ab. Sobald der Sandbehälter voll ist, wird abgestrichen und eine Klappe geöffnet, so daß Sand und Wasser selbsttätig in die Mischtrommel entladen. Das überschüssige Wasser wird dann nicht der Mischmaschine zugeleitet. Der ganze Vorgang dauert wenig mehr als eine halbe Minute. Abb. 2 zeigt einen Sandmeßbehälter vereinigt mit einem Kiesabmesser, wie er beim Ruhrverband in Gebrauch ist. Durch diese

¹⁾ Spetzler-Mühle, „Die Baukontrolle beim Gußbeton“. Berlin 1929. Wilhelm Ernst & Sohn.

Einrichtung, die mit einer selbsttätigen Zement- und Traßwaage in Verbindung steht, werden die Hohlräume des Sandes mit Wasser ausgefüllt und wird eine vollständig selbsttätige Regelung der Zusammensetzung des Betons erreicht. Dieses wassergesättigte Gemisch ergibt selbsttätig einen Beton von ständig gleicher Konsistenz. Der größte Vorteil ist aber, daß man immer dasselbe Sandvolumen in der Mischung hat, da wassergesättigter Sand und trockener Sand dasselbe Volumen haben. Hieraus muß sich zwangsläufig eine Gleichmäßigkeit des Materials ergeben. Eine solche Anlage kostet für einen 750-l-Mischer nur etwa 4000 RM. Sie macht sich sehr bald bezahlt.

Diese Anlage wurde in zwei Jahren beim Ruhrverband mit bestem Erfolg ausprobiert. Wir möchten sie heute nicht mehr missen. Seitdem ist es gelungen, bei möglichster Ersparung des teuren Zementes einen durchaus gleichmäßigen und guten Beton zu erzielen. Die früher immer wieder aufgetretenen Streuungen in der Festigkeit fallen hier fort. So bedeutet die Anwendung des Wassersättigungsverfahrens gemeinsam mit der getrennten Verarbeitung von Sand und Kies einen außerordentlich wirtschaftlichen Erfolg. Die Sättigungsmaschine wurde nach Angaben des Ruhrverbandes von der Firma Gauhe, Gockel & Co., Oberlahnstein, zu unserer Zufriedenheit hergestellt.

Alle Rechte vorbehalten.

Eine Neuerung im Bau deutscher Löffelbagger.

Von Dipl.-Ing. Riedig, Dresden-N.

Hinsichtlich der Ausnutzung und der Verwendbarkeit bietet die nachfolgend beschriebene deutsche Bauart eines Löffelbaggers viele Vorteile. Der von Orenstein & Koppel AG. gebaute Bagger ist in einfachster Weise in einen Tieflöffel-, Greif-, Planier- oder Schleppschaufelbagger oder in einen Kran oder eine Ramme umwandelbar. Das Gestell mit den Maschinen ist so eingerichtet, daß lediglich durch äußere Veränderungen (Einsetzen eines anderen Auslegers oder andere Führung des Kübels) die erwähnten Maschinen zustande kommen. Die Umwandelbarkeit von Löffelbaggern ist zwar bereits in der „Bautechn.“ 1927, Heft 51, S. 742 angedeutet worden. Das dort Angegebene bezieht sich aber auf amerikanische Bagger, während es sich hier um eine deutsche Ausführung handelt. Die Abbildungen von amerikanischen Baggern stellen außerdem Bagger verschiedener Firmen und nicht — wie im folgenden — einen Baggertyp einer Firma dar. Die Anordnung der Winden ist bei der deutschen Bauart anders, deren Vorteile besonders bei der Form als Schleppschaufelbagger hervortreten.

Abb. 1 zeigt schematisch den Bagger in der Zusammenstellung als normaler Löffelbagger. Die Tabellen 1 und 2 enthalten die Hauptabmessungen, die für alle Einrichtungen gültig sind, und die Abmessungen als Löffelbagger.

Tabelle I. Hauptabmessungen (Abb. 1).

A	Breite des Unterwagens	3120 mm
B	Länge	3680 "
C	Kurzes Ende der Raupenkette.	1715 "
D	Langes	1965 "
E	Breite der Raupenkette	700 "
F	Lichtes Maß zwischen Oberwagen und Planum	1200 "
G	Hintere Ausladung des Oberwagens	3000 "
H	Größte Breite des Oberwagens	3020 "
I	Durchfahrhöhe	4020 "

Turasdurchmesser 780 mm, Hubtrommeldurchmesser 380 mm, Hubseildurchmesser 2×16 mm.

Dampfmaschinen		Dampfkessel für 12 atü Betriebsdruck	
für Heben und Fahren	150×170 mm	Heizfläche	10,3 m ²
für Drehen	110×120 "	Überhitzerheizfläche	2,06 "
für Vorstoßen	110×120 "	Rostfläche	0,825 "
Kohlenkastinhalt	1,2 m ³	Wasserkastinhalt	2 m ³

Tabelle II. (Windekraft am Löffel 8000 kg.)

	Löffelinhalt	0,75 m ³			0,5 m ³		
		Auslegerneigung			Auslegerneigung		
		60°	45°	30°	60°	45°	30°
		mm	mm	mm	mm	mm	mm
K	Mitte Bagger bis Vorderkante Ausleger	4630	5880	6840	4630	5880	6840
L	Planum bis Oberkante Ausleger	7300	6350	5100	7300	6350	5100
M	Größte Reichweite	7880	8450	8900	8300	8850	9300
N	Reichhöhe	7960	6500	4720	8500	6980	5100
O	Ausschüttweite	6950	7530	8000	7500	8100	8550
P	Ausschütthöhe	6200	4850	3220	6800	5400	3680
Q	Reichtiefe	1180	1530	2040	1600	2000	2450
R	Anfang des Planums von Mitte Bagger	2100	2500	2900	2100	2500	2900
S	Ende des Planums von Mitte Bagger	5000	5400	5600	5000	5400	5600
T	Reichweite bei größter Reichhöhe	6350	7770	8730	6400	7950	9050
U	Reichhöhe bei größter Reichweite	4200	3850	3350	4200	3850	3350
V	Ausschüttweite bei größter Ausschütthöhe	6350	7350	8000	6400	7750	8520
W	Ausschütthöhe bei größter Ausschüttweite	4600	4250	3750	4600	4250	3750
X	Reichweite bei 2,4 m Reichhöhe Löffelverschiebung	2650	2650	2650	3210	3210	3210

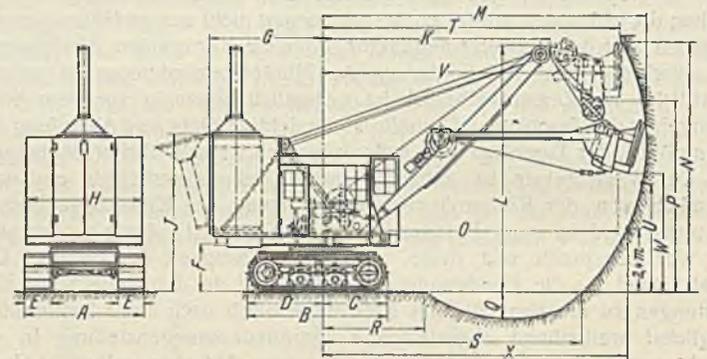


Abb. 1. Schema des Löffelbaggers.

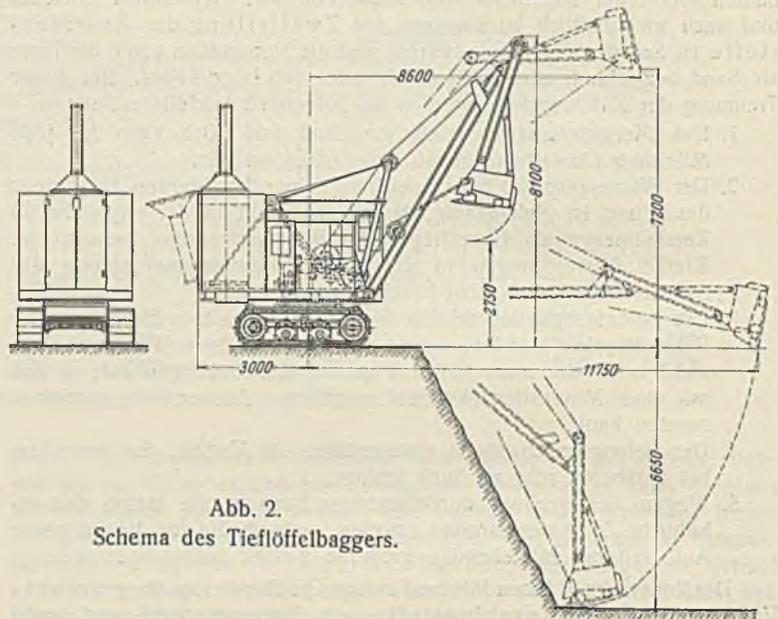


Abb. 2. Schema des Tieflöffelbaggers.

Außer dem Dampftrieb können auch elektrischer Betrieb oder Antrieb durch Rohölmotor durch Austausch der Antriebsmaschinen eingerichtet werden. Das Raupenbandfahrwerk ist gefedert und ergibt daher ein ruhiges Fahren, große Anpassung an Bodenunebenheiten und geringen spezifischen Flächen- und Überhitzerdruck. Die Raupenketten im Unterwagen können in jeder Lage des Oberwagens vom Führerstand aus gesteuert werden. Zur Erleichterung der Bedienung werden die Kupplungen durch Preßluft gesteuert.

Durch eine einfache Veränderung in der Führung des Löffels kommt der Tieflöffelbagger zustande (Abb. 2 u. 3). Infolge der gleichzeitigen Bewegung von Löffel und Ausleger sind alle Arbeiten unter Planum bis zu 6,65 m Tiefe möglich. Der Löffel ist am festen

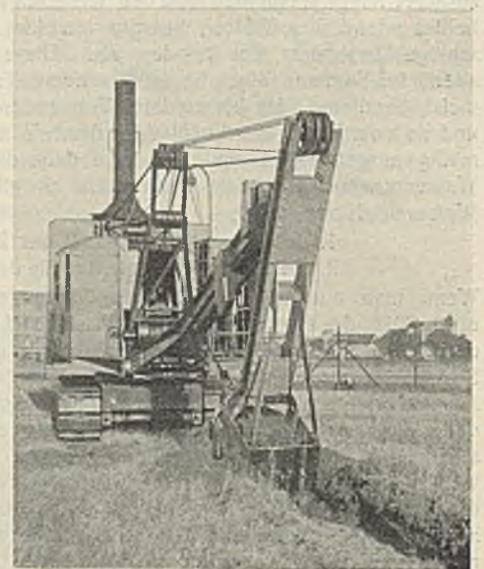


Abb. 3. Ansicht eines Tieflöffelbaggers.

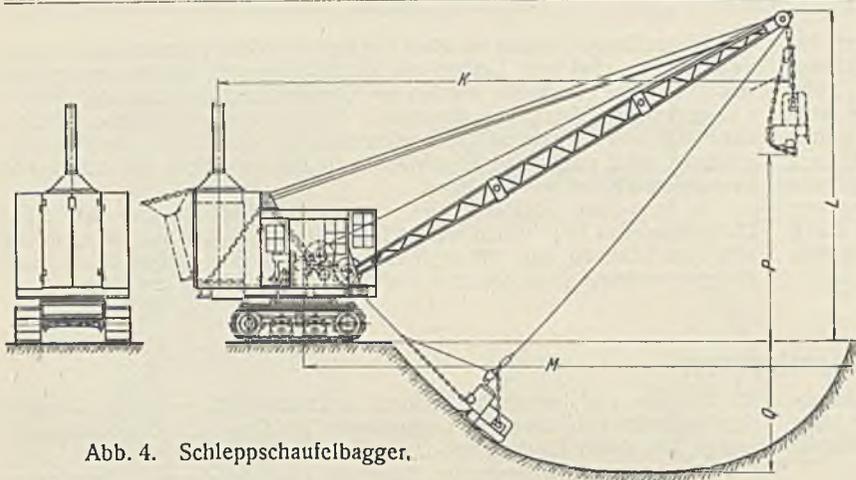


Abb. 4. Schleppschaufelbagger.

Stiel drehbar befestigt und mit Stahlzähnen versehen. Zum Entleeren des Löffels wird entweder die Klappe des hochgezogenen Löffels vom Führerstand aus geöffnet (zum Beladen von Wagen) oder der Löffel wird mit geschlossener Klappe ausgeschwenkt, so daß der Inhalt aus der offenen Seite des Löffels herausfällt (beim Anschütten eines Dammes neben dem Graben). Der Bagger arbeitet immer oberhalb der Grube, so daß die Abfuhr des gebaggerten Materials keine Schwierigkeiten bereitet, und steht weit genug von der Grube entfernt. Durch seitliches Verdrehen des Oberwagens läßt sich jede Kanalbreite herstellen. Zum Ziehen von Gräben arbeitet der Bagger rückwärts fahrend, wobei das lange Ende der Raupenkette dem Graben zugewendet ist.

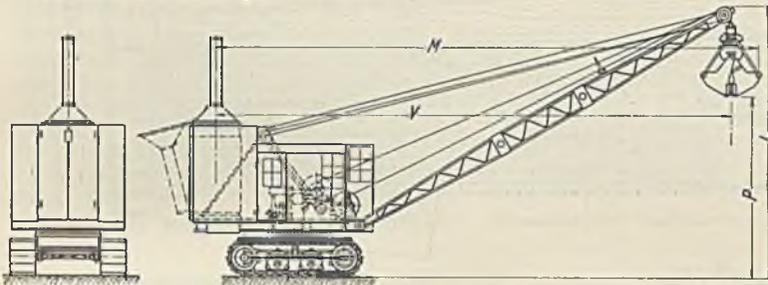


Abb. 5. Greifbagger.

In der Anordnung als Schleppschaufelbagger (Abb. 4) ist der Bagger besonders wegen seiner großen Reichweite zum Ausheben von Gräben und Kanälen geeignet. Die hauptsächlichsten Abmessungen gibt die Tabelle III.

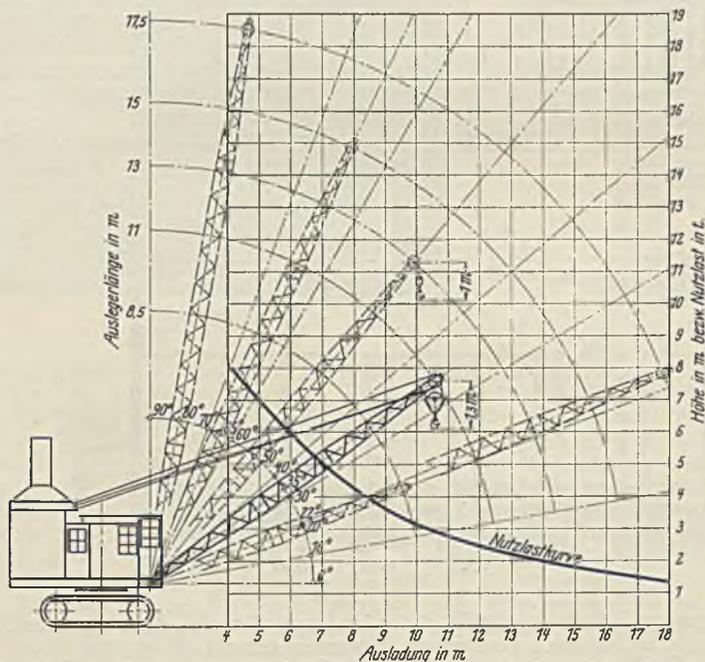


Abb. 6. Fachwerkausleger des Kranes in verschiedenen Längen und Neigungen.

Die Einziehwinde hat einen besonderen Aufbau, so daß keine Führungsrollen für das Schleppseil notwendig sind, der Seilverschleiß gering wird und die Schaufel sehr nahe an den Bagger herangezogen werden kann, wodurch sich der Arbeitsbereich und die Grabtiefe vergrößern.

Der Greifbagger (Abb. 5) hat eine Winde mit zwei gleichen Seiltrommeln, von denen die eine im normalen Löffelbagger-Windwerk vorhanden ist. Beide Trommeln wickeln die vier Seilstränge des Greifers

$L = 11\,100\text{ mm}$, $P = 9\,000\text{ mm}$,
 $U = 1\,250\text{ mm}$, $V = 7\,250\text{ mm}$,
 Baggewicht = 800 kg,
 Ausleger 11 m lang.

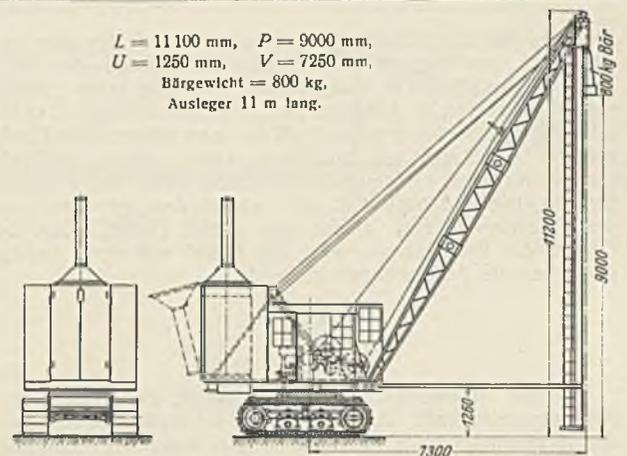


Abb. 8. Ramme.

Tabelle III.

Arbeitsbereich b. Böschung 1:1,5	K mm	L mm	M mm	P mm	Q mm	Ausleger 13 m lang	
Neigungswinkel des Auslegers	40°	11 620	10 450	15 900	6 700	5 050	Schleppschaufelinhalt 0,5 u. 0,75 m ³
	30°	12 950	8 600	16 450	4 850	5 400	Schaufelbreite 1000 mm bei 0,5 m ³
	20°	13 900	6 550	16 600	2 750	5 400	Schaufelbreite 1200 mm bei 0,75 m ³

mit gleicher Geschwindigkeit auf und sind bei der Auf- und Abbewegung miteinander gekuppelt. Die Senkbewegung geschieht mit rückwärtslaufender Maschine, die die Geschwindigkeit ohne Anwendung der Bremse regelt. Die Bremse dient lediglich zum Halten. Der Inhalt des Greifers beträgt für normale Bodenbaggerung 0,75 oder 0,5 m³.

Tabelle IV.

Ausleger 11 m lang				
Neigungswinkel		55°	40°	25°
L	Hohe des Auslegers	10 600 mm	8 675 mm	6 225 mm
M	Grabweite	9 155 "	11 235 "	12 780 "
P	Ausschütthöhe	7 495 "	5 470 "	3 020 "
Baggertiefen bei Böschung				
{ 1:2,5		4 160 "	5 850 "	7 100 "
{ 1:5		3 460 "	4 850 "	5 900 "
V	Ausschüttweite	8 170 "	10 240 "	11 795 "

Greiferinhalt 0,5 m³

	mm
Größe Hubhöhe	14 000
Entfernung von Mitte Bagger bis Böschungsrand	2 000
Größe Weite des geschlossenen Greifers	1 550
" geöffneten Greifers	1 970
" Breite des Greifers	1 100
Diagonale des geöffneten Greifers	2 260

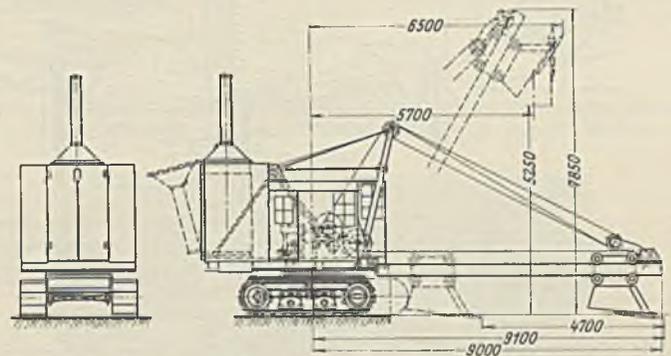


Abb. 7. Planierbagger.

$K = 9\,000\text{ mm}$, $L = 7\,800\text{ mm}$, $O = 5\,600\text{ mm}$, $P = 5\,250\text{ mm}$, $R = 9\,100\text{ mm}$,
 $S = 4\,700\text{ mm}$, $T = 6\,500\text{ mm}$.

Abb. 6 zeigt den Fachwerkausleger des Kranes in verschiedenen Längen und Neigungen. Zur Vergrößerung der Auslegerlänge werden Zwischenstücke eingeschaltet. Bei Lasten bis 3 t greift das Seil unmittelbar am Haken an, bei größeren Lasten wird am Haken eine Flasche vorgesehen.

Zum Abtragen von Erdmassen geringer Mächtigkeit bei der Herstellung großer waagerechter Flächen wurde bisher in der Hauptsache der Eimerkettenbagger verwendet. In festem steinigem Boden und in welligem

Gelände trat der Löffelbagger an seine Stelle, der aber bei geringer Abtragshöhe unwirtschaftlich arbeitet und infolge der Schwierigkeit der Führung des Löffels in waagerechter Richtung keine gleichmäßige Fläche schafft. Für solche Arbeiten ist im Planierbagger (Abb. 7) eine wirtschaftliche Maschine gegeben, mit der man waagerechte Flächen von gleichmäßiger Beschaffenheit herstellen kann. Beim Straßenbau z. B. zur Herstellung des ebenen Untergrundes steht der Planierbagger in der Straßenmitte und bestreicht mit seinem Ausleger durch die Schwenkung des Oberwagens eine Fläche von großer Breite. Zum Entleeren durch Öffnen der Bodenklappe wird der Löffel mit dem Ausleger angehoben und über die Abfuhrwagen gedreht.

Ist der Bagger bereits mit einer Greifer- oder Schleppeinrichtung versehen, so sind zum Umbau als Rammbock nur die Bärführung und der Bär nötig. Die Führungen werden am Kopf des Auslegers befestigt (Abb. 8) und gegen den Oberwagen abgesteift. Die Hubtrommel dient zum Heben der Pfähle und die vordere Trommel zum Heben des Bären. Die Führungsschienen sind versenkbar angebracht, so daß mit dem Bär auch unter Planum gearbeitet werden kann.

In Sand- und Kiesboden bei einer Wandhöhe von 4 m und einem Drehwinkel von 100° macht der Löffelbagger vier Spiele in 1 min, woraus sich eine Leistung von 180 m³/h ergibt. An Kohle werden dabei genau 80 kg/h verbraucht, so daß auf 1 m³ nur 0,45 kg Kohle entfallen.

Vermischtes.

Neuer Straßenbahnbetriebsbahnhof der Hamburger Hochbahn-Aktiengesellschaft. Auf dem 18 944 m² großen Grundstück an der Allee und Immermannstraße in Altona ist ein neuer Straßenbahnbetriebsbahnhof errichtet worden, dessen Lageplan Abb. 1 zeigt.

für das Fahr- und technische Personal und mehrere Lagerräume. — Außerdem befindet sich über den Lagerräumen für Sand eine Sandtrocknungsanlage, die durch Niederdruck-Dampfheizung bedient wird.

6. achtgleisige Wagenhalle: Eingebaut sind hier der mit a) bezeichnete

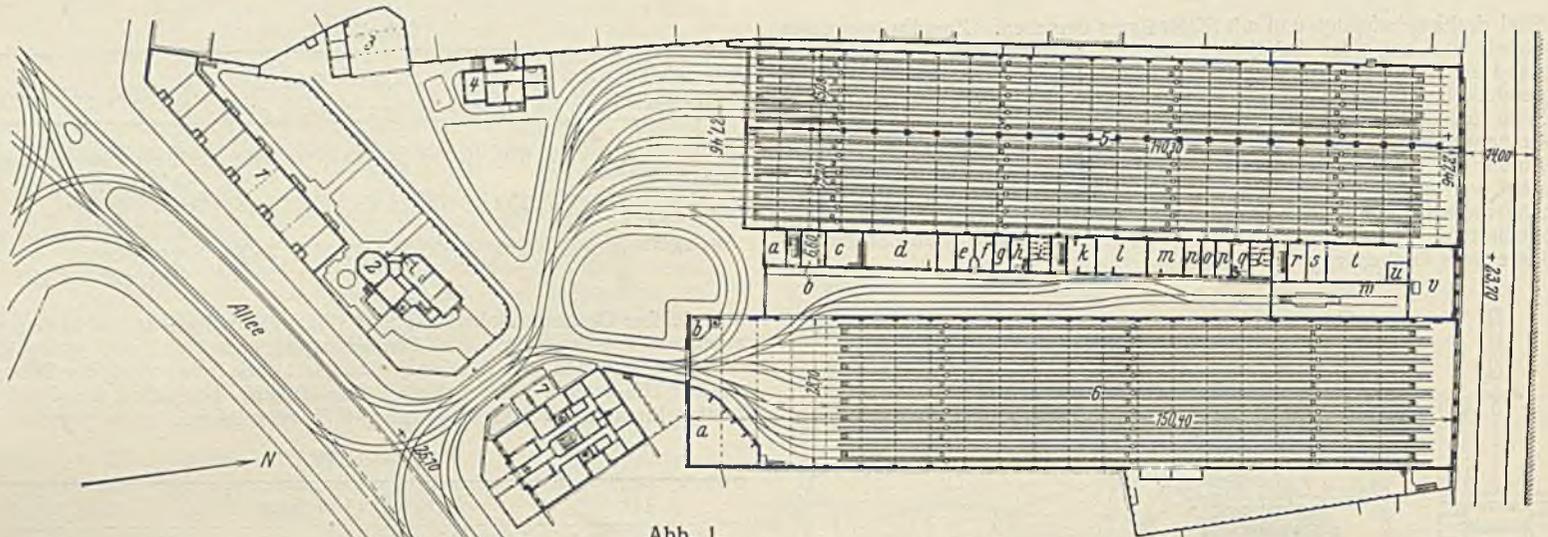


Abb. 1.

große Salzlagerraum und das mit b) bezeichnete Zimmer für den Bahnhofskontrollleur; 7. Fahrkartenverkaufshäuschen. Die Gebäude sind in Ziegelrohbaumassiv errichtet. Die Wagenhallen haben freitragende eiserne Dachkonstruktionen (Abb. 2).

Abb. 3 zeigt die Ansicht der Wagenhalle an der Immermannstraße. Durch die ganze Tiefe der Hallen sind durchgehende Ausbesserungsgruben vorgesehen. Für die Tageslichtbeleuchtung der Wagenhallen sind eine entsprechende Anzahl kittlos eingedeckter Oberlichter zur Ausführung gelangt.

Die Zufahrtgleise von der Straße zu den Wagenhallen sind so angelegt, daß das Rangieren der Wagenzüge auf

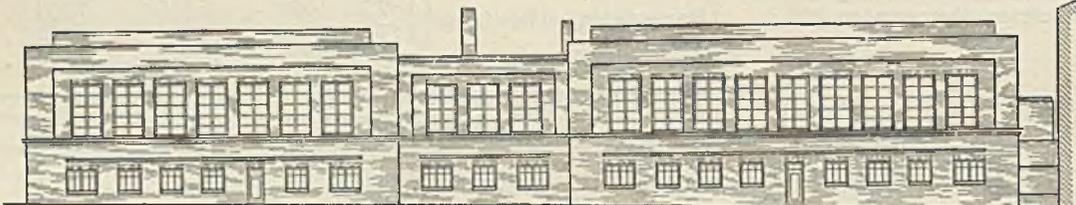


Abb. 3.

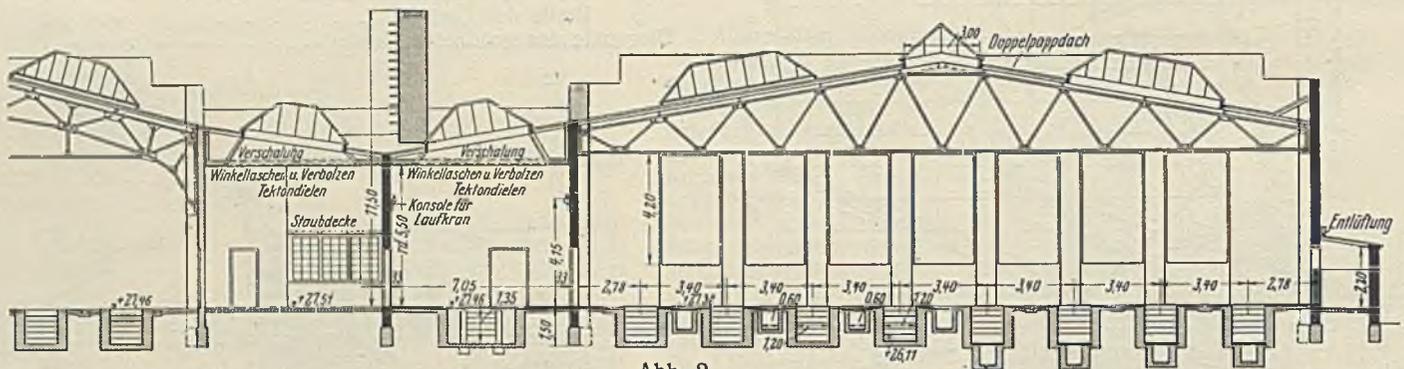


Abb. 2.

Die einzelnen Gebäude dienen folgenden Zwecken: 1. Ladenbauten an der Allee; 2. Beamtenwohnhaus; 3. Kraftwagenhalle für zwei Turmwagen mit Anbauten für Heizung und Materiallager; 4. Beamtenwohnhaus; 5. neungleisige Wagenhalle, getrennt durch eine Brandmauer.

Die Erdgeschoßräume in den Anbauten der Halle dienen folgenden Zwecken: a) Dienstzimmer für den Bahnhofsverwalter; b) Schreibstube; c) Kassenraum; d) e) Schafferraum; f) Wagenaufseher; g) Feuerungsmaterialien; h) Zentralheizungsraum; i) Abort; k) Lagerraum für getrockneten Sand; l) Lagerraum für feuchten Sand; m, n und o) Materiallager; p) Feuerungsraum; q) Zentralheizungsraum; r) Geräteraum; s) Öllagerraum; t) Magazinraum; u) Meisterzimmer; v) Schlosserei; w) Reparaturwerkstatt.

Im Obergeschoß des Anbaues sind Räume vorhanden für Unterrichtszwecke, Schreibstuben, Frühstücks- und Waschräume mit Brausebädern

eigenem Grunde durchgeführt werden kann, ohne daß dafür die öffentliche Straße in Anspruch genommen zu werden braucht.

Durch die eingebaute Gleisschleife können auch ganze Wagenzüge ohne Abkopplung der Beiwagen rückwärts in die Hallen geleitet werden. Der Höhenunterschied von rd. 3 m zwischen den Straßen Allee und Immermannstraße gestattete den Einbau von vier Dienstwohnungen an der Immermannstraße.

Hängebrücke über den Ohio bei Steubenville. Eine beachtenswerte Bauausführung für eine Kabelbrücke wurde nach einem Bericht in Eng. News-Rec. vom 30. August 1928 bei der Brücke über den Ohio-Fluß angewendet. Die Hauptöffnung der Brücke ist 209 m weit, während die seitlichen Öffnungen je 86 m überspannen. Die Kabel laufen an der Ost-

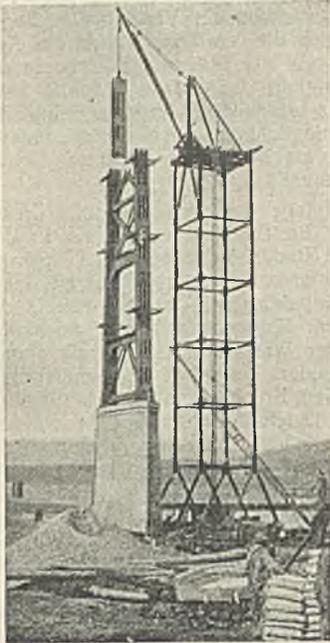


Abb. 1.

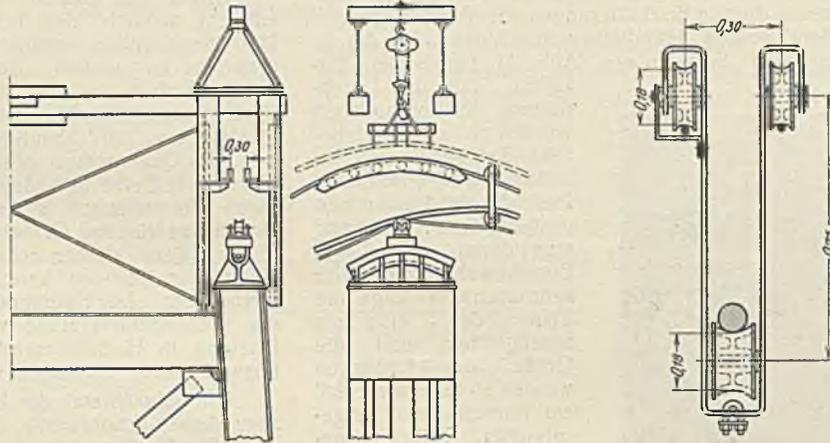
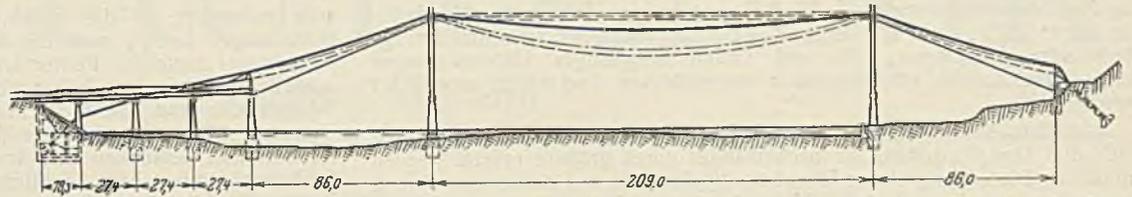


Abb. 4.

seite (Ohio) unmittelbar in das Ufer, während an der West-Virginia-Seite neben drei Seitenöffnungen von 27,4 m und einer Endöffnung von 18,3 m bis zur Verankerung entlanggeführt sind. Die Kabel liegen in der lotrechten Ebene der Verstefungsträger, die als durchlaufende Parallelträger von 4,25 m Höhe über die drei Öffnungen des Hängewerkes geführt sind. Die stah-

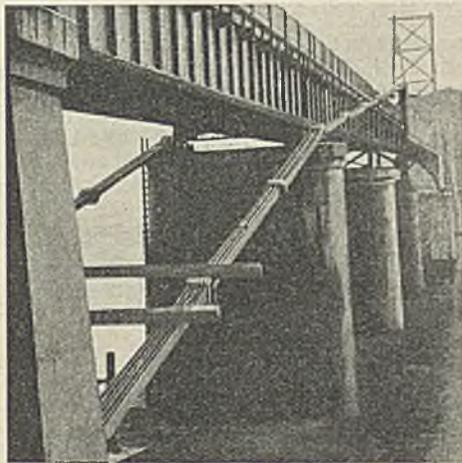
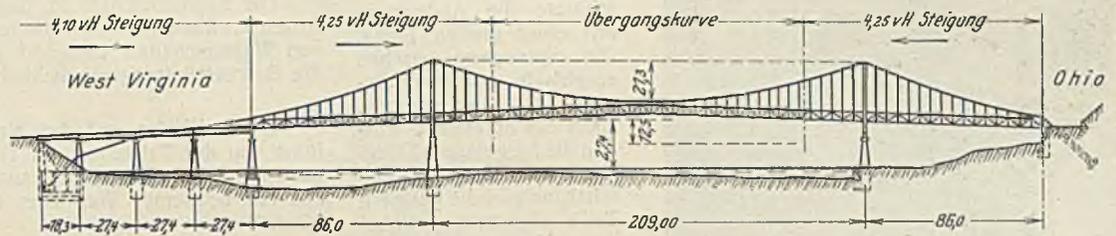


Abb. 3.

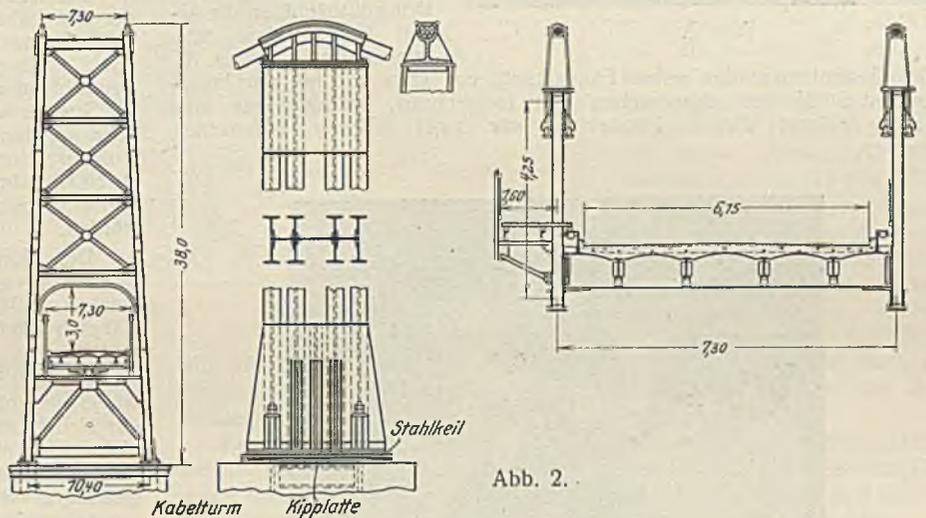


Abb. 2.

lernen Kabletürme von 38,00 m Höhe stehen auf schlanken Strompfählen. Sie wurden mittels eines Schwenkkranes (Abb. 1) aus einzelnen fertigen Stücken aufgerichtet. Die Aufstellung eines jeden dieser Türme erforderte nur sechs Werkstage. Der Fuß der Türme steht auf einer Kipp-Platte, um die Türme während der Montage der Mittelöffnung etwas neigen zu können (Abb. 2). Seitlich zu der Kipp-Platte sind stählerne Richtkeile unter den Turmfüßen vorgesehen. Die Kabelenden laufen in stählerne Augenstangenketten aus (Abb. 3), die nach den Verankerungen an den Ufern hinabführen. Die Fahrbahn besteht aus einer zwischen den Längsträgern gewölbten Eisenbetondecke (Abb. 2). Für die größte Belastung der Fahrbahn wurde ein 15-t-Fahrzeug und 42-t-Straßenbahnwagen angenommen. Die gesamte Verankerung wurde während des Spinnens der Kabel und der Montage der Türme vollzogen. Da die Zufahrtrampe der Brücke an der West-Virginia-Seite aus einer geraden, in Richtung der Brücke liegenden Strecke besteht, konnte hier das Kabel an Land gesponnen und mittels eines besonderen Transportkabels über die Öffnungen gebracht werden. Die Einzeleinrichtungen zum Transport des Kabels sind aus Abb. 4 ersichtlich.

kommt es darauf an, den Umbau in möglichst kurzer Frist durchzuführen. Eine zeitraubende und manchmal recht schwierige Arbeit ist nun der



Abb. 1.

Sprengung von Maschinenfundamenten in Innenräumen. Die fortschreitende Entwicklung der Technik verlangt in zahlreichen Betrieben häufig Umstellung und Anpassung der Bau- und Maschinenanlagen. Da für Erweiterungen oft kein Raum zur Verfügung steht, müssen dann bestehende Einrichtungen durch leistungsfähigere ersetzt werden. Hierbei

Abbruch von Bauteilen od. dgl. aus Eisenbeton oder Mauerwerk. Ein zweckmäßiges Verfahren, das bisher nur wenig Anwendung gefunden hat, ist die Sprengung in geschlossenen Räumen, über deren Durchführung

an Maschinenfundamenten J. W. Böttger in der Zeitschrift „Der Bohrer“ 1929, Heft 97, berichtet. Dabei handelt es sich um sprengtechnische Leistungen, die auf Grund sorgfältiger Untersuchungen und Berechnungen von besonders vorgebildeten Fachleuten ausgeführt werden.

In dem Maschinenhaus des Kraftwerkes Homburg (Saar) befanden sich drei Dampfturbinen, die nacheinander durch größere ersetzt werden mußten. Die umfangreichen Eisenbetonfundamente mit starker Bewehrung bestanden aus je drei durch Unterzüge verbundenen Pfeilerpaaren und waren auf einer gemeinsamen Grundplatte aufgebaut. Infolge des Entfernens eines der Fundamente durften Erschütterungen oder Beschädigungen der anderen in dauerndem Betrieb befindlichen Maschinen oder der in unmittelbarer Nähe liegenden Schaltanlage (Abb. 1) keinesfalls eintreten. Für die Durchführung der Sprengungen wurden nach den vorbereitenden Arbeiten Bohrlöcher durch Flottmann-Preßluftbohrhämmer hergestellt; ihre Anbringung war durch die dichte Eisenbewehrung teilweise sehr erschwert. Lage und Tiefe der einzelnen Sprenglöcher und die Größe der Ladungen wurden so bemessen, daß ein Fortschleudern abgesprengter Teile ausgeschlossen war. Gegen

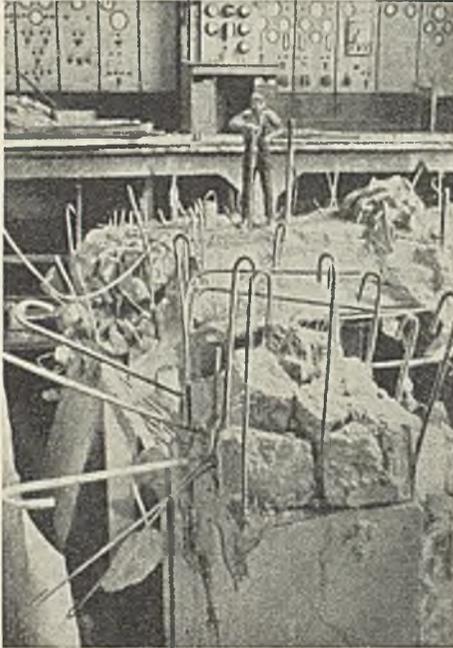


Abb. 2.

Staubentwicklung schützte die Abdeckung mit einer großen Plane. Die Sprengung geschah elektrisch, und zwar einzeln oder in Gruppen. Nach der Sprengung wurden die freigelegten Eisenlagen autogen abgeschnitten und die gelosten Teile abgeräumt, wobei die Verwendung von Drucklufthammern die Arbeit beschleunigte und erleichterte (Abb. 2 u. 3).

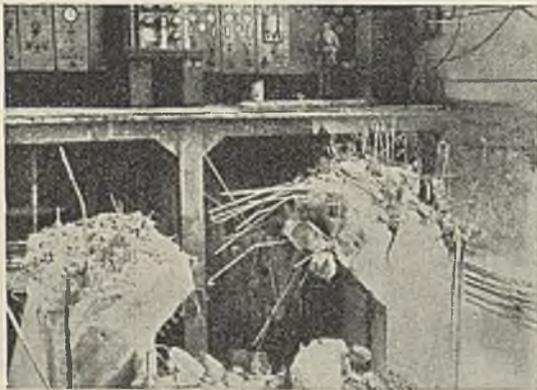


Abb. 3.

Die Abbrucharbeiten ohne Anwendung von Druckluft und Sprengstoffen hätten, sofern überhaupt durchführbar, Mehrkosten und vor allem einen bedeutenden Zeitverlust und Betriebsausfall verursacht. Die Heranziehung neuzeitlicher Arbeitsweisen, insbesondere des Sprengverfahrens, bei ähnlichen Fällen erscheint daher empfehlenswert, jedoch sollten mit derartigen Arbeiten nur erfahrene Unternehmer betraut werden, die Gewähr für gewissenhafte und sachkundige Ausführung bieten.

Dr. R.

Deutscher Wasserwirtschafts- und Wasserkraft-Verband. Am 4. Februar sprach in der Berliner Funkhalle Regierungsbaurat Dr.-Ing. M. Schirmer, Magdeburg, über „Die kulturtechnischen Grundlagen der Bewirtschaftung von Fluß-Niederungen“. Die Erhaltung alten Kulturlandes ist heute vielleicht noch dringlicher als die Schaffung von Neuland. Unter den alten Kulturböden an nimmt der Auenboden unserer Stromniederungen eine besondere Stelle ein durch seinen Nährstoffreichtum, aber auch durch die Schwierigkeit seiner Bearbeitung. Diese hängt zum großen Teile von der Durchführung guter Wasserwirtschaft ab. In den Vorländern unserer Stromniederungen ist dafür Sorge zu tragen, daß durch die Aufschlickung der Boden nicht zu

sehr aufwächst, da das Gefahren für die hinter dem Deich liegenden Niederungen bringt, weil mit dem Aufwachsen der Vorländer auch das Hochwasser ansteigt. Ferner erheben sich die Vorländer durch das Aufschlickern auch immer höher über das NW der Flüsse, sie verlieren die Bodenfrische und damit die Frohwüchsigkeit der Gräser. Abhilfe kann nur planmäßiges Angraben der Vorländer bringen; daneben ist den vielen Mulden und Schlenken Entwässerungsmöglichkeit durch ein geordnetes Grabennetz zu geben. Schließlich ist als Mittel der Sicherung guter Erträge die künstliche Beregnung zu nennen.

Hinter den Deichen ist die Hauptplage das Qualmwasser. Dieses entsteht dadurch, daß bei Hochwasser im Fluß dessen Wasser in den Untergrundsanden versinkt und in der Niederung unter dem Überdruck senkrecht zutage tritt. Da es sauerstoffarm und nährstofffrei ist, laugt es die Krume aus und tötet die Bodenbakterien. Das Grabennetz der Flußniederungen aber hat neben dem Niederschlagwasser noch das Qualmwasser mit abzuführen. Ziel der Wasserwirtschaft muß einmal sein, das Qualmwasser dort, wo es besonders stark auftritt, nämlich dicht hinter dem Deich in Bodenentnahmestellen, Bruchkolken und Sandfeldern, durch Verwallungen abzuriegeln, die Deichschlosser genannt werden. Das bringt für das Grabennetz oft eine solche Entlastung, daß man die übrige Fläche stärker aufschließen und dadurch von Qualm Schäden fast vollständig befreien kann. Dazu dienen Dränungen und ein dichtes Grabennetz. Der Hauptgraben selbst bedarf sorgfältigster Planung, damit das vorhandene Gefälle voll ausgenutzt wird und bei ausreichender Leistung in Hochwasserzeiten das Grundwasser in trockener Zeit nicht unweckmäßig abgezogen wird.

Oft ist während der Hochwasserzeit künstliche Vorflut erforderlich; dazu dienen Schöpfwerke, die das Wasser über den Deich heben können. Auch Randgrabenanlagen sind oft geeignet, schädliches Wasser billig zu beseitigen.

Die Landwirtschaft in diesen Gebieten ist heute durch den hohen Arbeitskraftbedarf dieser Böden so schwer gefährdet, daß die Abwehr von Wasserschäden dringend notwendig und das letzte Mittel ist, um die Bewirtschaftungsmöglichkeit zu erhalten.

Die Seilbahn auf das Nebelhorn. Die neueste deutsche Seilbahn führt von der Talstation am Trettach-Hotel in Oberstdorf zu der 1925 m hoch gelegenen Bergstation am Nebelhorn im bayrischen Allgäu, von wo aus ein bequemer Weg zum rd. 2300 m hohen Gipfel des Nebelhorns führt.

Die Nebelhornbahn, die von einer Gesellschaft gebaut wird, die sich aus der Lokalbahn AG., München, einer Reihe Oberstdorfer Teilnehmer und der ausführenden Firma Fühles & Schulze, München, zusammensetzt, stellt mit einer Gesamtlänge von 4850 m die längste Seilbahn in Deutschland und zugleich auch die höchste dar. Wegen der großen Länge der Strecke wurde diese in zwei Abschnitte unterteilt, wie bei der Seilbahn auf den Patscherkofel und die Nordkette bei Innsbruck. In halber Höhe ist eine Zwischenstation eingeschaltet. Der Antrieb der Bahn, der durch Dieselmotoren geschieht, liegt auf der Bergstation, und zwar können beide Strecken von hier aus mit Hilfe eines Spannübertriebes betrieben werden.

Der Höhenunterschied zwischen der Berg- und Talstation beträgt 1100 m; die größte Spannweite tritt in der oberen Strecke auf, und zwar beträgt sie 1000 m, während in der unteren Strecke die größte Spannweite 850 m beträgt; die größte Höhe über dem Gelände wurde zu 120 m ermittelt.

Die acht Stützen sind als Portalstützen in Eisenkonstruktion ausgebildet, wobei die größte Stützhöhe 30 m beträgt. Besonders auffallend ist bei der Nebelhornbahn die große Länge der Seilschuhe, ein Umstand, der nicht nur eine Schonung der an den Stützen besonders beanspruchten Seile bedeutet, sondern sich auch für die Fahrgäste in besonders angenehmer Weise äußern dürfte.

Die Fahrtdauer für die beiden Teilstrecken beträgt je 7 min, so daß sich einschließlich Umsteigen eine Fahrtdauer von 20 min ergibt. Bei einem Fassungsraum der Kabinen von 24 Personen können daher bei einem Zehnminutenbetrieb stündlich 144 Personen befördert werden.

Als beteiligte Firmen sind hauptsächlich zu nennen: die Seilbahnfirma Fühles & Schulze in München, die Eisenkonstruktionsfirma Grohmann & Frosch, Leipzig, die Lieferfirma für die Seile, nämlich Adolf Deichsel in Hindenburg in Oberschlesien, und die Elin AG. für den elektrischen Teil der Anlage.

Die gesamten Arbeiten sind so weit vorgeschritten, daß mit der endgültigen Eröffnung binnen kurzem gerechnet werden kann. F. F.

INHALT: Die Umkanalisierung des Untermain. — Beobachtungen über Geschlebe-ablagerungen an den Mündungen der Gebirgsflüsse und deren Einwirkung auf die Abfluvvorgänge. — Über die Verwendung von Humerohren bei der Kanalsation von Uelzen. (Schluß) — Die wirtschaftliche Verarbeitung von getrennten Zuschlagstoffen und die selbsttätige Regelung des Wasserzusatzes zur Erzielung eines gleichmäßigen Betons. — Eine Neuerung im Bau deutscher Löffelbagger. — Vermischtes: Neuer Straßenbahnbetriebsbahnhof der Hamburger Hochbahn-Aktiengesellschaft. — Hängebrücke über den Ohio bei Steubenville. — Sprengung von Maschinenfundamenten in Innenräumen. — Deutscher Wasserwirtschafts- und Wasserkraft-Verband. — Seilbahn auf das Nebelhorn.