

DIE BAUTECHNIK

18. Jahrgang

BERLIN, 20. September 1940

Heft 40/41

Alle Rechte vorbehalten.

Bau des Schleusenkanals der Staustufe einer Flußkanalisierung.

Von Regierungsbaurat Dr.-Ing. Hans Mügge, Vorstand eines Wasserstraßen-Neubauamtes.

I. Allgemeines.

Die im folgenden beschriebene Staustufe ist als erste einer Flußkanalisierung im Frühjahr 1935 mit den Erdarbeiten für den Schleusenkanal begonnen worden. Die Grundlagen der Kanalisierung, ihre Vorgeschichte und Bedeutung sowie eine Übersicht über die geplanten baulichen Maßnahmen sind bereits in einer früheren Veröffentlichung in der Bautechnik dargelegt worden. Die Lage der Staustufe ist so bestimmt worden, daß sie sowohl den Anforderungen der Landeskultur in der Höhenlage des Stauspiegels als auch denen der Schifffahrt durch Abschneiden stark gekrümmter Schleifen und schwieriger Strecken des Stromes in günstigster Weise entspricht (Abb. 1).

Die Staustufe besteht aus einem Wehr mit Straßenbrücke, dem die Stromschleife abschneidenden Schleusenkanal mit Schleppzugschleuse, den fünf durch die Verkehrsbedürfnisse bedingten Kanalbrücken und den Nebenanlagen.

wasserfrei liegenden Bauanlagen des Durchstichs, wie Deiche und Schleuse, liegen nahezu in der Richtung des Hochwasserstromes, so daß sie ihn nicht behindern. Die Brückenrampen sind, weil sie in Rücksicht auf eine möglichst zweckmäßige Wegführung ungünstig zum Hochwasserstrom angelegt werden mußten, möglichst kurz gehalten und in den ungünstig zum Hochwasserabfluß liegenden Teilen mit Durchlässen versehen.

II. Lage und Linienführung der Staustufe.

Die Linienführung (Abb. 1) des Schleusenkanals ist durch die naturgegebenen Abzweigungspunkte aus dem Strom, durch die Bedingungen für die Lage der Schleuse sowie durch zwei Ortschaften, die auf der geradlinigen Verbindung der Abzweigungspunkte liegen, festgelegt. Diese Ortschaften zwingen dazu, mit dem Schleusenkanal so weit östlich auszubiegen, daß einerseits der Erwerb teurer Gärten und Baugrundstücke zugleich zugunsten der ohnehin durch Landabgabe stark in Anspruch genommenen Anwohner vermieden, andererseits die Gefahr von Wasserschäden in den nächstgelegenen bebauten Grundstücken, die schon heute unter mangelnder Vorflut leiden, nicht unnötig vergrößert wird.

Für die Wahl der Schleusenbaustelle waren die folgenden Bedingungen maßgebend. Die Geländeoberfläche zeigt an der gewählten Stelle eine geringe natürliche Erhebung gegenüber dem Gelände des unteren Vorhafens. Eine Verlegung der Schleusenbaustelle nach Süden würde eine unwirtschaftliche Vergrößerung des Bodenaushubs und Grunderwerbs durch die größere Länge des tief eingeschnittenen Unterkanals zur Folge gehabt haben; eine Verlegung nach Norden kam nicht in Frage, da im Schifffahrtsinteresse ein möglichst großer Krümmungshalbmesser und eine über mindestens zwei Schiffslängen reichende Zwischengerade zwischen der Schleusenausfahrt und dem Bogenanfang gefordert werden mußte.

Die Abzweigung des oberen Schleusenkanals (Abb. 3) liegt dicht oberhalb eines ziemlich scharfen Bogens des Stromes. Die westliche Stromstreichlinie wird hier möglichst schlank in die Wasserspiegellinie des Oberkanals bei gewöhnlichem Stau eingeführt. An der oberen Trennungsspitze zwischen Kanal und Strom ist eine mit Öffnungen versehene Mole vorgesehen. Versuche über ihre Länge, ihre Stellung zum Strom und ihre Ausführungsart sind in Aussicht genommen.

Der Schleusenkanal verläuft von seiner oberen Abzweigung aus dem Strom bis etwa 210 m unterhalb des Schleusenunterhauptes in gerader Linie. Hieran schließt sich eine 520 m lange Krümmung mit 1000 m Halbmesser an, die mit einer 450 m langen Geraden in eine günstig gelegene Stromkrümmung übergeht.

Das Wehr kann nicht unmittelbar unterhalb der Abzweigung des Oberkanals angeordnet werden, da sonst der hochwasserführende Stromquerschnitt in unzulässiger Weise eingengt werden würde. Es ist vielmehr etwa 1700 m weiter unterhalb so weit an das rechte Ufer des Hochwasserquerschnitts herangerückt, wie es das dort gelegene Dorf zuläßt (Abb. 1). Die Entwässerung des Geländes auf dem rechten Ufer konnte dabei verbessert werden, indem ein hier mündender Bach abwärts in das Unterwasser des Wehres verlegt wurde.

III. Vorflutverhältnisse und Maßnahmen zum Schutze gegen Stauschäden.

Durch den Schleusenkanal werden mehrere Gräben und Bachläufe, die die westliche Geest zum Strom hin entwässern, abgeschnitten. Diese Wasserläufe sollen durch einen neuen Hauptentwässerungsgraben abgefangen werden, der an der Westseite des Schleusenkanals entlang führt

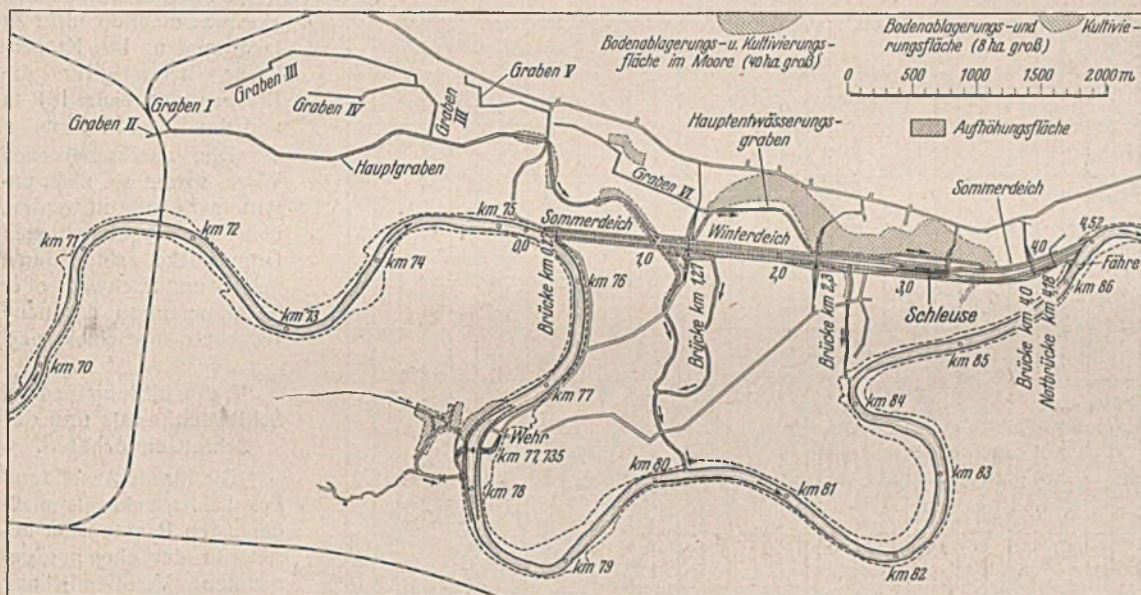


Abb. 1. Lageplan der Staustufe.

Die Einbauten der Staustufe sind möglichst an den Höhenrand des Hochwasserabflußquerschnitts gelegt, um keinen unnötigen Aufstau des Hochwassers zu schaffen. Die neu errechnete Hochwasserspiegellinie ist auf Abb. 2 eingetragen; sie weicht von der alten nur sehr wenig ab, und zwar so, daß eine Erhöhung des Hochwassers nach Durchführung der Kanalisierung nicht eintritt. Auch die sonstigen Wasserabflußverhältnisse des Stromes werden durch den Bau der Staustufe nicht nachteilig beeinflusst. Die geringe Wassermenge, die für die Schleusenungen gebraucht wird und daher durch die Durchstiche fließt, spielt für die Wasserführung des Stromes keine Rolle.

Der Schleusenkanal durchbricht an der oberen und unteren Abzweigung die vorhandenen Sommerdeiche, die auf dem linken Ufer die gesamte Marsch im Bereich der Flußschleife gegen Sommerhochwasser schützen. Damit die Sommerhochwasser nicht vom Schleusenkanal aus die Marsch überfluten können, müssen Ober- und Unterkanal auf ihre ganze Länge — soweit sie nicht bereits durch Winterdeiche geschützt sind — mit einer dem Sommerdeich an den Abzweigungspunkten entsprechenden Kronenhöhe eingedeicht werden. Auf eine vollständige Eindeichung des Kanals auch gegen Winterhochwasser mußte verzichtet werden, um den Hochwasserstrom, dessen Haupttrichtung vor allem am Südende des Kanals die Kanalachse in spitzem Winkel kreuzt, nicht abzuschneiden. Lediglich das mittlere Kanalstück zwischen der Brücke in km 1,27 und der Schleuse ist im Interesse der Schifffahrt mit Winterdeichen eingefaßt.

Die Hochwasserführung auf beiden Seiten des Durchstichs bleibt bestehen. Das oberhalb der Abzweigung des Durchstichs aus dem Strom austretende Winterhochwasser soll auch fernerhin das zwischen dem Geestrande und dem Durchstich liegende Gelände überfluten. Die hoch-

und kurz unterhalb der Schleuse ins Unterwasser mündet. Die abgeschnittenen Teile dieser Bachläufe östlich des Schleusenkanals müssen im Interesse der Landwirtschaft (Viehtränken) künstlich bewässert werden. Zu diesem Zwecke sind bei km 1,17 und 2,560 zwei Bewässerungsdurchlässe vorgesehen, die eine Spelung aus dem Oberwasser mit Hilfe der Kanalseitengräben ermöglichen.

Der Mühlenbach, der den Unterkanal etwa bei km 4,24 kreuzt, wird unmittelbar in das Unterwasser der Schleuse eingeleitet. An seiner Mündung sowie an der Mündung des Hauptentwässerungsgrabens sind mit Stufen versehene Absturzbauwerke vorgesehen, so daß keine Behinderung der Schifffahrt durch Querströmungen eintritt.

Durch den Aufstau des Stromes und des Grundwasserstandes werden die schon jetzt tief gelegenen Geländeteile auf dem linken Ufer nördlich der Eisenbahn zwischen dem Strom und dem Kanal einerseits und dem Geestrände andererseits voraussichtlich unter vermehrter Nässe und mangelnder Vorflut leiden. Zur Wiederherstellung der Vorflut sind folgende Maßnahmen vorgesehen:

1. Ausbau des obengenannten Hauptentwässerungsgrabens von der Bahnlinie bis zum Unterwasser der Schleuse,
2. Ausbau der zugehörigen Nebengräben unter Benutzung vorhandener Grabenzüge und
3. Aufhöhung der im Lageplan (Abb. 1) schraffiert gezeichneten, tief liegenden Marschflächen mit den Aushubmassen aus dem Schleusenkanal. Diese Flächen sollen mit kulturfähigem Boden so aufgehöhrt werden, daß die Winterüberflutungen noch unbehinderten Durchfluß finden. Der Mutterboden auf den Aufhöhungsflächen soll vor der Aufhöhung abgedeckt und nach der Aufhöhung wieder angedeckt werden.

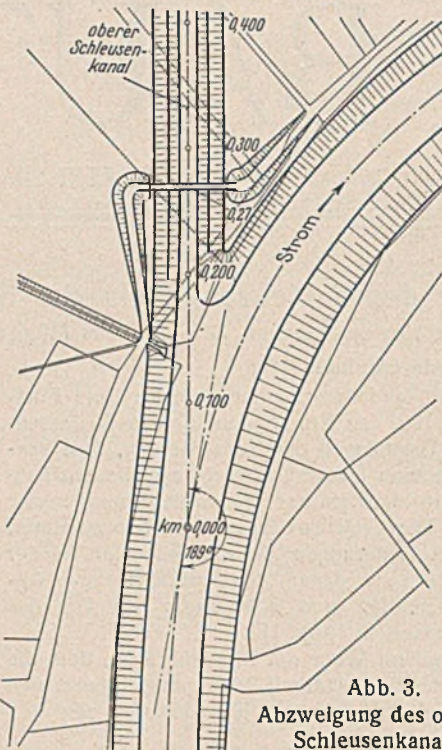


Abb. 3. Abzweigung des oberen Schleusenkanals.

IV. Aufrechterhaltung der Wegeverbindungen.

Der Schleusenkanal schneidet die Verbindungen der Insel zwischen Kanal und Stromschleife ab. Als Ersatz werden über den Schleusenkanal fünf Brücken erbaut, über die alles Nähere in Abschnitt VIII angegeben ist. Eine weitere Brücke nach Norm III der DIN 1071 ist über das Stromwehr geführt worden, gleichzeitig als Bedienungsteg und als Ersatz für die vorhandene Fähr im Zuge eines öffentlichen Weges. Sie ist bereits an anderer Stelle¹⁾ beschrieben worden.

Für die Brückenrampen ist mit Ausnahme der 1:20 geneigten Rampen der Brücke in km 0,27, die nur örtlichen Milch- und Weideviehverkehr vermittelt, eine Neigung 1:40 gewählt, so daß die Rampen in Rücksicht auf den Hochwasserabfluß nicht zu lang werden. Ihre Kronenbreite beträgt für die Brücken der Norm I 8 m und der Norm III 10 m.

Die durchschnittlichen Wege, soweit sie nicht unmittelbar überführt werden, und die abgeschnittenen Grundstücke sind durch Seiten- und Stichwege oder Stichrampen an das neue Wegenetz angeschlossen.

V. Ausbildung des Schleusenkanals und der Schleusenvorhöfen.

Die für die Ausbildung des Schleusenkanals maßgebenden Punkte sind bereits in der eingangs genannten Veröffentlichung über die Grundlagen der Kanalisierung genannt, sollen aber der Vollständigkeit halber hier nochmals angeführt werden.

Die Schleusenkanäle werden so ausgebildet, daß sich unter gewöhnlichen Verhältnissen zwei Schleppzüge gut begegnen können. Die Erfahrungen an anderen Stellen lassen es aber als richtig erscheinen, die Kanäle so einzurichten, daß auch bei abgelassenem Stau (bei einem Unglücksfall od. dgl.) die Schifffahrt einschiffig bis zu einer dem erhöhten Mittelkleinwasser (EMKIW.) entsprechenden Tauchtiefe von 1,4 m möglich ist. Hierbei soll dann unter dem Schiffsboden ein freier Raum von 0,2 m bleiben (vgl. Abb. 4a bis 4d). Es

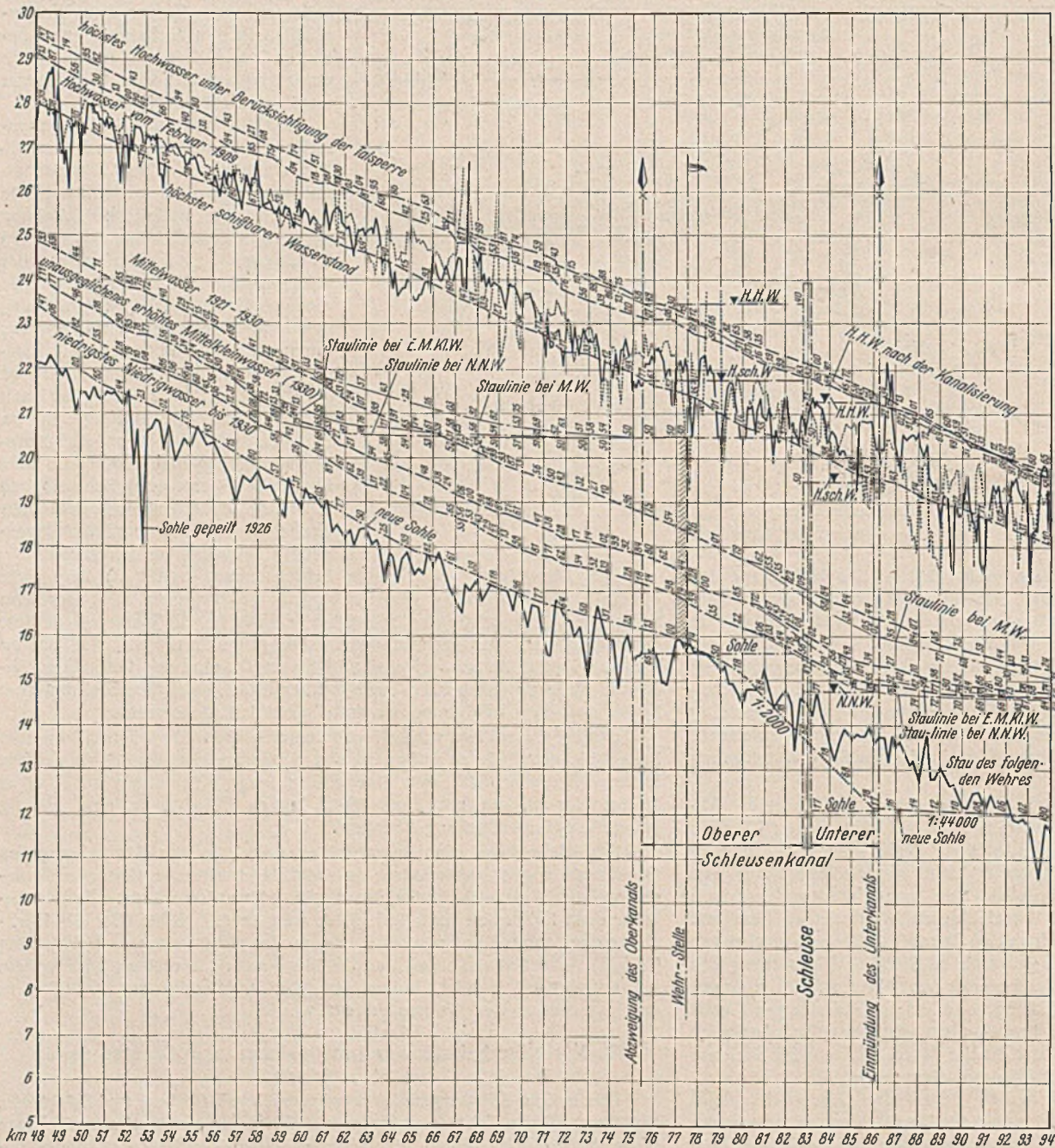


Abb. 2. Längsschnitt des Stromes im Bereich der Staustufe.

¹⁾ Bautechnik 1940, Heft 2/3, S. 24, Abb. 10 u. 11.

hat sich nämlich herausgestellt, daß die Schiffer bei jahrelangem Fahren durch den Schleusenkanal die Fahrverhältnisse auf dem Wehrram des Stromes nicht mehr kennen und es daher vorziehen, bei abgelassenem Stau — wenn auch unter Erschwernissen — weiter durch den Schleusenkanal zu fahren.

Im Unterwasser liegt die Sohle 2,3 m unter NNW.

Die Querschnittflächen der Oberkanäle sollen bei gehaltenem Stau wenigstens das Fünffache des eingetauchten Schiffquerschnitts, demnach also $5(2,0 \cdot 9,0) = 90 \text{ m}^2$ betragen. Das gleiche Maß gilt für die Unterkanäle bei EMKIW.

Bei NNW. ermäßigt sich der Querschnitt auf $F = 4(2,0 \cdot 9,0) = 72 \text{ m}^2$.

Die wenigstens 350 m langen Vorhäfen sind für die gewöhnliche Fahrt dreischiffig angelegt; bei niedergelegtem Stau sind sie zweischiffig.

An die im Oberwasser in der Mitte 0,3 m eingetleifte, im Unterwasser waagerechte Sohle setzt sich eine Böschung 1:4 und an diese eine Böschung 1:3 an. Die obere Böschung ist mit einer 0,3 m dicken Steinschüttung versehen, die im Oberwasser etwa 1,0 m unter Stauspiegel, im Unterwasser 1,0 m unter EMKIW. hinabreicht.

Zur Bequemlichkeit der Schifffahrt und etwaiger Baggerbetriebe sind in Höhe von etwa 1,0 m über Stauspiegel im Oberwasser und etwa 1,5 m über GW. im Unterwasser 2,0 m breite, mit Pollern besetzte Bermen angeordnet. Von hier ab setzt sich die Böschung je nach den örtlichen

Verhältnissen in der Neigung 1:3 oder 1:2 bis zum Gelände oder den Kanalseitendämmen fort.

Soweit die Hochwasserhältnisse es zulassen oder es erforderlich machen, sind die Schleusenkanäle auf Sommerdeichhöhe oder volle Deichhöhe eingedeicht. Die Deiche haben eine Kronenbreite von 3,5 m und eine landsseitige Böschung von 1:2 und 1:2,5.

Auf ihrer ganzen Länge sind die Schleusenkanäle mit einer genügenden Anzahl von Pollern und Treppen ausgestattet, um das Festmachen der Schiffe zu unterstützen und dabei eine Beschädigung der Kanalteile zu vermeiden. Die Einfahrt in die Kanäle von oberstrom aus soll durch die Molenwerke erleichtert werden.

VI. Deckwerksbauten, Sohlenbaggerungen und Stauwirkungen im Strom.

Zur Sicherung der Schifffahrt müssen diejenigen Deckwerke und ein Teil der Bühnen, die bei dem zukünftigen Stau unter Wasser kommen, über denen aber die erforderliche Fahrwassertiefe von 2,30 m nicht mehr vorhanden ist, bis 0,75 m über den Stau bei EMKIW. aufgehöhht werden.

An der Mündung des Schleusenunterkanals muß die Flußsohle zur Erzielung der bei NNW. erforderlichen Fahrwassertiefe von 2,30 m vertieft werden, und zwar stromab auf einer Strecke von 7 km mit einem Sohlgefälle von 1:44 000 und stromauf über etwa 6 km mit einer Steigung von 1:2000.

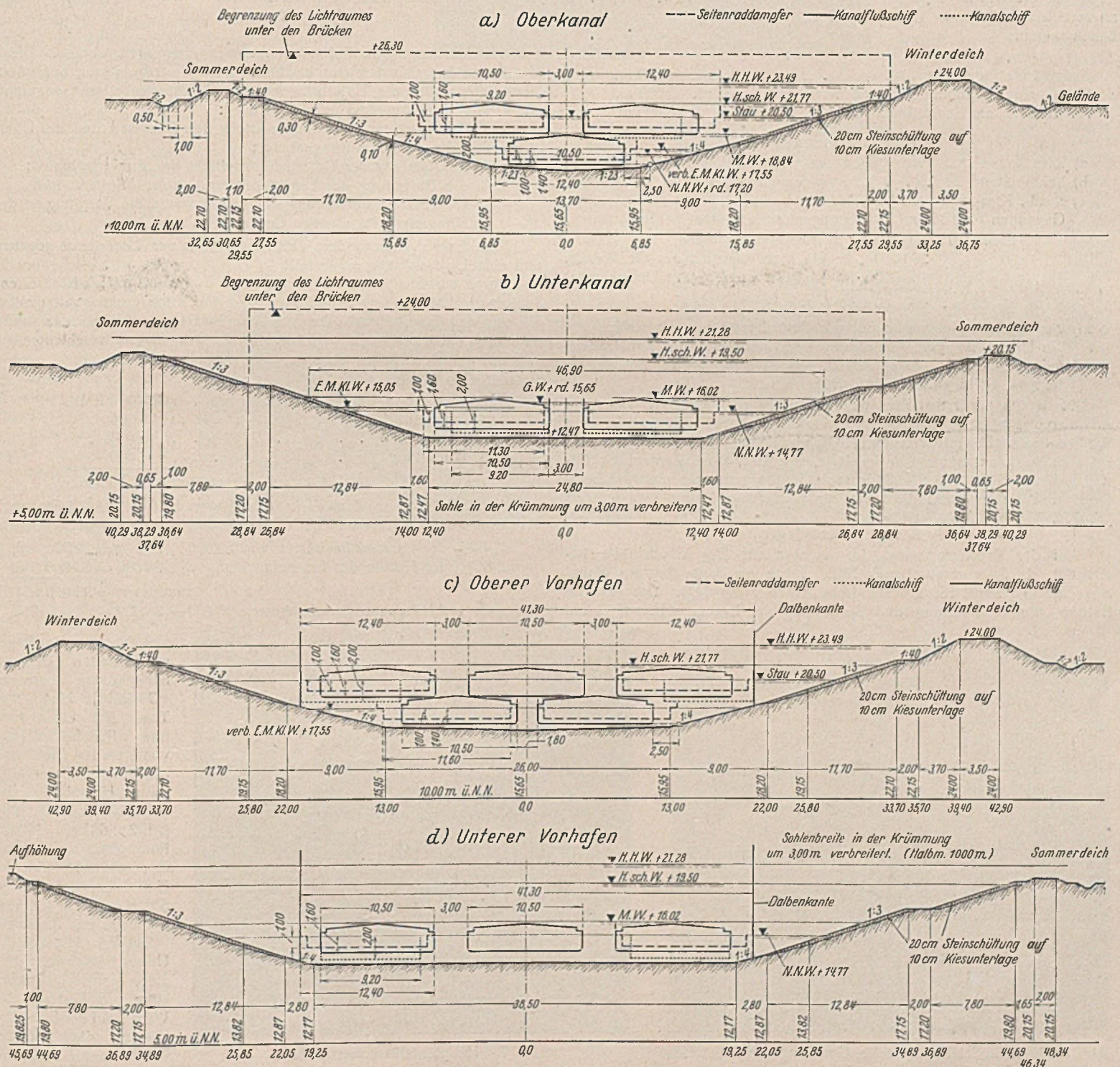


Abb. 4. Regelquerschnitte des Schleusenkanals.

In der Wasserspiegel-
linie des zukünftigen
Staus müssen die Ufer,
soweit erforderlich,
durch Steinschüttung
geschützt werden. Die
Wirkung des Staus
reicht, wie Abb. 2 zeigt,
bei EMKIW. etwa 23 km
stromaufwärts.

VII. Erdarbeiten.

1. Umfang der Arbeiten.

Die Erdarbeiten zum
Bau des Schleusenkanals
sind nach öffentlicher
Ausschreibung im Mai
1935 an die Bauunter-
nehmung A. Garre
& Sohn, Dortmund und
Bremen, vergeben wor-
den. Es waren insgesamt
1 130 000 m³ Boden zu
bewegen, die wie folgt
zu verteilen und einzu-
bauen waren.



Abb. 6a. Schneiden des Getreides.



Abb. 6b. Aufsetzen des Getreides.

Abb. 6a u. b. Nutzung der Aufhöhungsflächen in der Marsch.

Vorarbeiten:

- Baugelände herrichten = rd. 4 500 ar,
- Gelände der Aufhöhungsflächen herrichten . . = rd. 5 600 ar,
- Hachelwerk als Baustellenumzäunung anlegen = rd. 18 000 m.

Bodenbewegung:

- a) Rasensoden und Mutterboden zusammen 210 000 m³,
- b) Lehmboden zusammen 460 000 m³,
- c) Sand-, Kles- und sonstiger Boden:
Gewinnen 460 000 m³ mit Großgeräten aus dem Schleusenkanal,
Einbauen 100 000 m³ in die Brückenrampen,
260 000 „ in ein Moor westlich des Oberkanals
und 100 000 „ in ein Moor westlich des Unterkanals,
zus.: 460 000 m³; ferner

- d) verschiedene Nebenarbeiten, wie Beförderung von Baustoffen für die Uferbefestigung, Ausführung des Kofferbettes für Kanalseitenwege und auf den Brückenrampen sowie Herstellung von Böschungstrepfen, Pollern und Rohrdurchlässen usw.

Zu Beginn der Erdarbeiten wurde am südlichen Ende der Baustelle am linken Stromufer bei der Abzweigung des Schleusenkanals eine Schiffsentladestelle mit den nötigen Gleisanlagen angelegt, in der die auf dem Strom ankommenden Baustoffe, wie Kies, Sand, Zement, Schüttsteine, Eisentelle usw., mit Hilfe eines Greifbaggers oder eines anderen Geräts auf die zur Baustelle fahrenden Förderzüge übergeladen wurden (Abb. 5).

2. Arbeiterwohnlager.

Auf der Baustelle waren im Durchschnitt 250 Arbeitskräfte beschäftigt. In ihrer unmittelbaren Nähe wurde vor Baubeginn ein Wohnlager für insgesamt 150 großstädtische Arbeiter angelegt. Der gesamte Betrieb, die Unterhaltung und Verwaltung des Lagers sind auf Grund

der Ausschreibung dem Erdbauunternehmer übertragen worden. Diese Maßnahme hat sich durchaus bewährt. Dem Vertrage waren besondere „Richtlinien über die Unterbringung von Großstadtarbeitern“ angefügt, die u. a. genaue Angaben enthielten über:

1. die Ausrüstung des Lagers durch den Bauherrn und die Übergabe an den Auftragnehmer;
2. den Umfang der Unterhaltungspflicht des Auftragnehmers;
3. die Gestellung des Lagerleiters und seiner Mithelfer und
4. die gesamte Verwaltung des Lagers sowie die Verpflegung der Belegschaft im eigenen Betriebe.

Ferner wurden besondere „Richtlinien“ für den Lagerleiter gegeben und eine Lagerordnung aufgestellt.

Durch wirtschaftliches Haushalten und zweckmäßiges Aufstellen des Speisezettels durch den Lagerführer und den Koch konnte seit der Eröffnung des Lagerbetriebs das von den Insassen zu entrichtende Verpflegungsgeld ohne eine Verschlechterung des Essens von anfänglich 1,35 RM auf 1,04 RM je Mann und Tag gesenkt werden.

Die Gesamtkosten des Lagers betragen:

Barackenbauten mit Nebenanlagen . . .	53 000 RM,
Inneneinrichtung	28 000 „
Insgesamt	5 000 „
Bauleitung	4 000 „
zusammen 90 000 RM.	

Als Einnahmen aus dem Verkauf des Lagers bei seiner Auflösung nach fünfjähriger Betriebszeit sind nach dem Kostenanschlag angesetzt worden:

rd. 40% der Barackenbaukosten von 53 000	= 20 000 RM,
rd. 60% der Kosten der Inneneinrichtung von 28 000 =	16 000 RM,
zusammen = 36 000 RM.	

Hiernach verbleiben an Barackenkosten 90 000 — 36 000 = 54 000 RM.

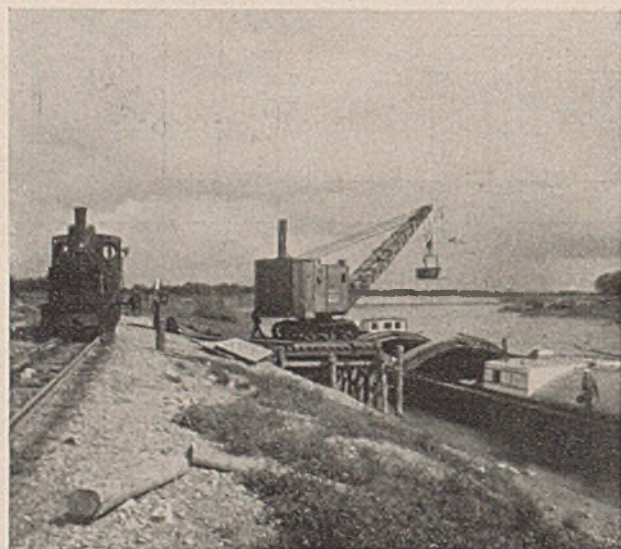


Abb. 5. Südliche Schiffsentladestelle, Umschlag von Baustoffen.



Abb. 7. Hauptentwässerungsgraben.

Die durch das Lager entstehenden Gesamtnebenkosten betragen 1,30 RM je Mann und Tag. Bei einer Hin- und Rückbeförderung von etwa 100 Großstadtarbeitern aus der weiteren Umgebung der Baustelle würden täglich 2 x 60 km = 120 km Förderstrecken entstanden sein und bei einer Unterbringung von je 50 Mann in einem Omnibus mit Anhänger 240 Fahrkilometer. Unter Berücksichtigung einer neun- bis zehnstündigen Wartezeit der Wagen auf der Baustelle würden die Beförderungskosten 1,34 RM

je Mann und Tag, d. h. 0,04 RM je Mann und Tag mehr betragen als die durch das Lager entstehenden Nebenkosten.

Der Bau des Lagers bringt also im Vergleich mit der täglichen Beförderung von Arbeitskräften einen kleinen Vorteil.

3. Ausführung der Erdarbeiten.

Nach Gewinnung des Mutterbodens im Handschacht wurde der in der Marsch in wechselnder Mächtigkeit anstehende Auelehmboden durch einen Löffelbagger mit 800 m³ Tagesleistung ausgehoben und auf einer weit verzweigten Gleisanlage mit Förderzügen auf die verschiedenen Aufhöhungsflächen in der Marsch verteilt. Die tiefliegenden Ländereien sind zum Schutze gegen spätere Verwässerung durch den Aufstau des Stromes durchweg mit dem im Schleusenkanal gewonnenen, kulturfähigen Auelehm aufgehöhht. Der auf diesen Flächen anstehende Mutterboden wurde sogleich wieder auf die aufgehöhhten Flächen übersetzt. In dieser Weise sind im ganzen 43 ha Marschweiden behandelt worden, die bereits seit vier Jahren wieder landwirtschaftlich genutzt werden (Abb. 6). Zusammen mit diesen Arbeiten wurde der Hauptentwässerungsgraben (vgl. Abschnitt III) ausgehoben und mit Rasensoden befestigt (Abb. 7).

Auch die Sommer- und Winterdeiche wurden sogleich mit dem bei der Ausbaggerung des Kanals gewonnenen Boden geschüttet und mit Rasensoden oder Mutterboden bedeckt.

Für die Beseitigung der im Schleusenkanal tiefer anstehenden Schichten und zur Herstellung des eigentlichen Kanalquerschnitts war ein Eimerkettenbagger von 1000 m³ Tagesleistung eingesetzt (Abb. 8a). Die bei diesem Betriebe nach dem letzten Baggerschnitt auf der westlichen Böschung noch verbleibende Berme wurde anschließend durch einen Schürfkübelbagger vor Kopf beseitigt (Abb. 8b).

Beim Ausheben des Kanalbetts wurden alte Stromschlenken und Altarme angeschnitten, die nach Verlegung des Stromlaufes sich mit dunklerem Flußschlamm und Sand angefüllt haben (Abb. 8c). Die dabei gewonnenen überschüssigen Abraumbodenmassen wurden auf Ablagerungsflächen in die 1,5 bis 2 km westlich des Kanals gelegenen Moore geschafft (siehe Abb. 1), wo sie 1 m hoch geschüttet und mit einer 20 cm dicken Schicht aus kulturfähigem Boden überdeckt wurden. Hierbei sind aus Moorflächen, Heide- und Ödland westlich des Oberkanals 40 ha und westlich des Unterkanals 8 ha Kulturland als teilweiser Ersatz für das zum Kanalbau benötigte Gelände neu gewonnen und sofort der landwirtschaftlichen Nutzung zugeführt worden (Abb. 9).

Im Anschluß an die Ausbaggerung des Kanals wurden die Uferböschungen mit einer 30 cm dicken Schicht aus Schüttsteinen auf Kiesunterlage gegen Wasserangriff befestigt (Abb. 8d).

Zum Schluß wurden die Trenndämme zwischen Kanal und Strom beseitigt. An der oberen Abzweigung des Kanals wurde, um einen für die Landwirtschaft möglichst gleichbleibenden Kanalwasserstand auch bei aufgehobenem Stau bei niedrigen Wasserständen des Stromes zu erzielen, ein mit schweren Schüttsteinen befestigter Damm als Grundschwelle belassen, dessen rd. 2,50 m breite Krone 1,0 m über MW des Stromes liegt (Abb. 8e). Bei Hochwasser kann er überströmt werden.

Der untere Trenndamm ist nach Beendigung der von ihm geschützten Erdarbeiten völlig beseitigt worden, so daß die Schiffe mit Baustoffen für die Schleppzugschleuse in den Unterkanal bis dicht an die Baustelle

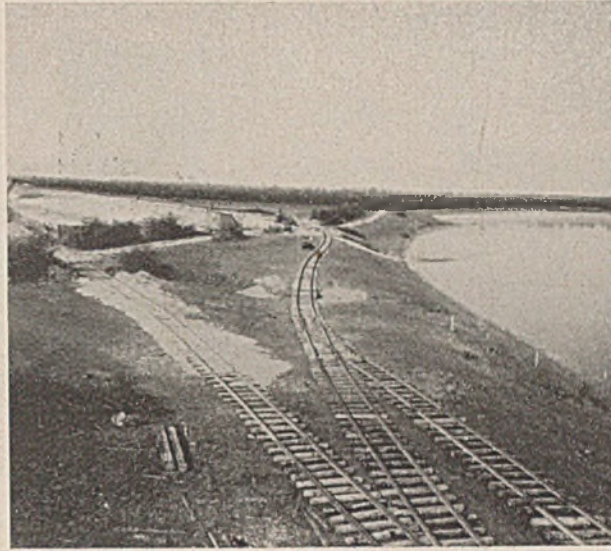


Abb. 8a. Baggerung mit dem Eimerkettenbagger am Südeude.



Abb. 8b. Beseitigung der Berme für den Eimerkettenbagger durch einen Schürfkübelbagger.



Abb. 8c. Durchschnittenen altes, mit dunklem Flußschlamm und Sand ausgefülltes Flußbett.



Abb. 8d. Einbau der Uferbefestigung.



Abb. 8e. Grundschwelle an der oberen Abzweigung.

Abb. 8a bis e. Bau des oberen Schleusenkanals.

heranfahen und hier löschen konnten.

Die Erdarbeiten sind vertragsgemäß durchgeführt und im Juli 1938 beendet worden.

VIII. Brücken und Durchlässe.

Die Verkehrsverhältnisse im Gebiete des Schleusenkanals erfordern die Anlage der aus Abb. 1 ersichtlichen fünf Brücken. Die wichtigsten Angaben über die Brücken und Durchlässe sind zur Übersicht untenstehend zusammengestellt.

Hierzu sei bemerkt: Die Brückenbauten Nr. 1 bis 3 und 5 der Übersicht sind grundsätzlich gleich durchgebildet

worden (Abb. 10). Sie unterscheiden sich im wesentlichen nur durch die Breite der Fahrbahn und durch die Lastenklasse.

Der in der Übersicht erwähnte Langersche Balken ruht auf massiven, zwischen eisernen Spundwänden gegründeten Widerlagern mit angehängten Flügeln, die gegen Abreißen im lotrechten Sinne und gegen Biegung durch Erddruck im oberen Teile mit Rund Eisen bewehrt sind.

Bei der Brücke in km 1,27 ruht der Langersche Balken auf Stahlwiderlagern aus Peiner Kastenspundbohlen mit Flügeln aus Klöckner-Spundbohlen, die gegeneinander verankert sind. Alle Einzelheiten der Brückenlage, der Boden- und Grundwasserverhältnisse, der Bauart der Widerlager, des Überbaues und der Fahrbahn sowie der Bauausführung sind vom Verfasser bereits veröffentlicht worden, so daß weitere Angaben hierüber sich an dieser Stelle erübrigen.

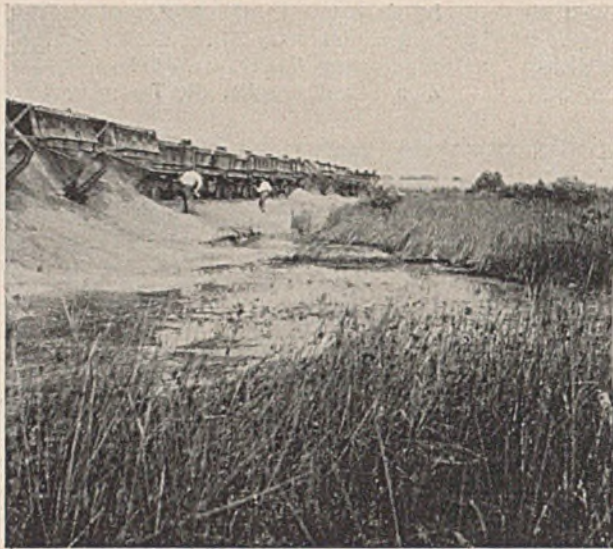


Abb. 9a. Abkippen des Bodens aus Förderbahnzügen.



Abb. 9b. Aufwuchs von Getreide und Rüben.

Abb. 9a u. b. Überschütten von Moorflächen.

Die Brücken Nr. 1 bis 3 sind bereits gebaut und dem Verkehr übergeben worden, die Brückenbauten Nr. 4 und 5 sind einstweilen zurückgestellt.

1. Brückenwiderlager.

Die massiven Widerlager der Brücken in km 0,27 und km 2,30 sind zwischen Stahlspundwänden von 4,50 m Länge auf mittelgroßem Kies gegründet. Dieser Bauart ist bei der später noch fertig zu stellenden Wegebrücke in km 4,0 vorgesehen, deren Stahlüberbau — aus Gründen der Eisenersparnis — voraussichtlich als Fachwerk von 64,24 m Stützweite ausgeführt werden wird.

Für die Gründung der Brücken sind die Bodenverhältnisse in der Nähe eines jeden Widerlagers durch je zwei Bohrungen von 11 bis 20 m Tiefe unter Gelände festgestellt. Die Bohrproben selbst sind an Ort

I. Zusammenstellung der Brückenbauten.

Nr.	Lage der Brücke in km des Schleusenkanals	Widerlager				Überbauten					Bemerkungen
		Bauart	Größe der Gründungsfläche B m/L m	Baugrund	größte rechnerische Bodenbeanspruchung kg/cm ²	Bauart	a) Stützweite m b) Höhe des Blechträgers m	Fahrbahn		a) Lasten- klasse DIN 1072 b) Norm DIN 1071	
	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	0,27	Beton zwischen Stahlspundwänden	6,85/7,80	festgelagerter sandiger Kies	2,33 (zul. 3,0)	Stahl, Langerscher Träger	a) 60,00 b) 1,82	Buckelbleche, Beton, Dichtung, Sandbettung, Kleinpflaster	4,50 m, davon 3,70 m Fahrbahn u. 2 · 0,40 m Schrammborde	a) III b) I	Fertig und dem Verkehr übergeben
2	1,27	Peiner Kastenspundwand und Klöckner-spundwand	unter jedem Lager 1 Kasten 1,35 × 1,36 m. Die Kästen sind durch eine Stahlwand und eine Eisenbetonplatte von 0,50 m Dicke verbunden	Sand, Kies und bis zu 5 m mächtige Schlamm-schichten	unter jedem Lager 4 Tragbohlen von 18 m und 23,50 m Länge	desgl.	a) 60,00 b) 1,82	desgl.	desgl.	a) III b) I	desgl.
3	2,3	Beton zwischen Stahlspundwänden	6,85/9,50	Sand und Mittelkies	2,41 (zul. 2,5)	desgl.	a) 60,00 b) 1,836	desgl.	6,20 m, davon 5,20 m Fahrbahn u. 2 · 0,50 m Schrammborde	a) III (I) b) III	desgl.
4	3,329 über das Unterhaupt der Schleppzug-schleuse	Beton der Kammermauern der Schleppzug-schleuse	—	Sand, Mittelkies mit dünnen tonigen Zwischen-schichten	—	Stahl, Blechbalken	a) 19,50 b) 1,80	Eisenbetonplatte, Dichtung, Schutzbeton, Sandbettung, Kleinpflaster	4,50 m, davon 3,70 m Fahrbahn u. 2 · 0,40 m Schrammborde	a) I b) I	wird erst später gebaut werden
5	4,0	Beton zwischen Stahlspundwänden	7,20/6,80	Grobsand und Mittelkies, naß	2,97 (zul. 3,0)	Langerscher oder Fachwerk-Träger	a) 64,24 b) noch nicht bestimmt	desgl.	desgl.	a) III (I) b) I	desgl.

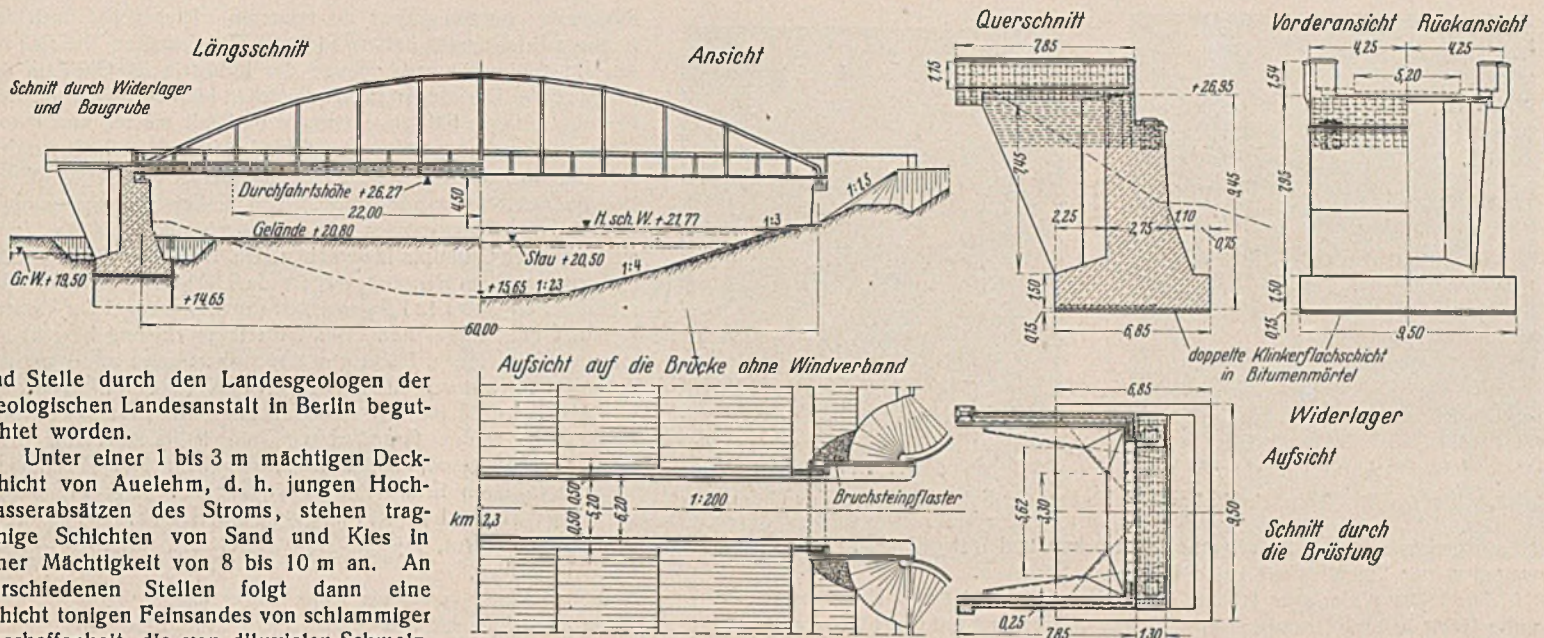


Abb. 10. Straßenbrücke in km 2,3.

und Stelle durch den Landesgeologen der Geologischen Landesanstalt in Berlin begutachtet worden.

Unter einer 1 bis 3 m mächtigen Deckschicht von Auelehm, d. h. jungen Hochwasserabsätzen des Stroms, stehen tragfähige Schichten von Sand und Kies in einer Mächtigkeit von 8 bis 10 m an. An verschiedenen Stellen folgt dann eine Schicht tonigen Feinsandes von schlammiger Beschaffenheit, die von diluvialen Schmelzwässern vor dem Eisrande abgesetzt wurde, und darunter sogenannter Bänderton, der aus ganz dünnen, teils mehr feinsandigen, teils mehr tonigen Lagen besteht.

Der Auelehm ist als Deckschicht ohne Einfluß auf die Gründung. Sand und Kies sind guter Baugrund. Die Brückenwiderlager werden daher allgemein auf dieser Schicht gegründet. Geringe Setzungen der stellenweise unter den Kiesen gelegenen tonigen und schlammigen Feinsande sind nicht ausgeschlossen, da sie jedoch durch tragfähige Schichten

von 5 bis 7 m Mächtigkeit überlagert sind, besteht zu Bedenken keine Veranlassung. Die Unterfläche der schlammigen Feinsande ist auch nur leicht geneigt, so daß Rutschungen nicht zu erwarten sind.

Aus Sicherheitsgründen sind aber die für die Gründungsschicht zulässigen Spannungen nicht voll ausgenutzt worden. Außerdem wird der Widerlagerfuß durch eine stählerne Bauwerkspundwand, die bis 1,0 m unter Kanalsohle gerammt wird, eingefaßt. Der an verschiedenen Stellen

II. Zusammenstellung der Durchlässe.

Nr.	Lage in km des Schleusenkanals	Zweck	Bauart	Hauptabmessungen					Deckendicke	Ausführungsweise	Bemerkungen
				Höhe m	Breite m	Querschnitt m ²	Länge m	Wanddicke m			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
a) Hochwasserdurchlässe in den Brückenrampen.											
1	1,27	Durchlassen von Hochwasser durch die Brückenrampen	Seiten- und Flügelwände Klöckner-Spundbohlen, W = 600 cm ³ /m; Mittelwand Pelner Kasten-Spundbohlen P. Sp 30 L	2,00	2 Öffnungen, je 4,00	2 (2 · 4) = 16,00	13,52 bzw. 14,36; mit Flügeln 20,00 bzw. 21,20	Klöckner-Spundwand, W = 600 cm ³ /m	Eisenbeton, 0,30 bis 0,50	je 1 Bauwerk in der östlichen und westlichen Brückenrampe	fertig
2	2,3		Eisenbeton, Flügel aus Larssen-Spundbohlen, W = 600 cm ³ /m	2,00	2 Öffnungen, je 4,00	2 (2 · 4) = 16,00	18,00; mit Flügeln 24,50	Eisenbeton 0,30 bis 0,53; Mittelstütze 0,40	Eisenbeton, 0,30 bis 0,50	desgl.	fertig
3	3,329		Betongewölbe	über-Graben-sole rd. 5,00	8,50	2 · 12,9 = 25,8	15,00; mit Flügeln 29,5	Scheiteldicke 0,30	Kämpferdicke 0,85	1 Bauwerk in der westl. Brückenrampe	wird erst später gebaut werden. Dieses Bauwerk wird mit dem Durchlaß unter b) 3 zu einem Durchlaß mit 3 Öffnungen vereinigt werden
b) Durchlässe im Hauptentwässerungsgraben.											
1	1,27	Durchlaß des Hauptentwässerungsgrabens in den Brückenrampen	Seiten- und Flügelwände Klöckner-Spundbohlen W = 600 cm ³ /m und 1000 cm ³ /m; Decke und Sohle in Eisenbeton	3,70	2,40	3,33 · 2,40 + $\frac{2,40 + 1,3}{2} \cdot 0,37 = 8,00 + 0,685 = 8,69$ m ²	18,00; mit Flügeln 26,00	Klöckner-Spundbohlen W = 600 cm ³ /m	Eisenbeton, 0,35	1 Bauwerk in der westl. Brückenrampe	fertig
2	2,3	desgl.	Eisenbeton	3,40	3,00	9,70	22,10; mit Flügeln 29,45	0,40	Decke und Sohle je 0,40	desgl.	fertig
3	3,329	desgl.	Betongewölbe	über Graben-sole 5,0	8,50	16,5	15,00; mit Flügeln 29,5	Scheiteldicke 0,30	Kämpferdicke 0,85	desgl.	wird erst später gebaut werden



Abb. 11a.



Abb. 11b.

Abb. 11a u. b. Straßenbrücke in km 2,3. Einbau der Sohlendichtung des Widerlagers.

erbohrte Bänderton ist im allgemeinen trocken und fest gelagert, so daß wegen seiner Tragfähigkeit keine Bedenken bestehen.

Für jedes Widerlager ist aus einem Bohrloch in 10 und 15 m Tiefe unter Gelände eine Grundwasserprobe entnommen und untersucht worden.



Abb. 12a. Ansicht der fertigen Brücke von Süden.

Das Ergebnis aus einigen Bohrlöchern zeigte zwar für den Beton der Widerlager unschädliches Grundwasser. Dagegen enthielt bei der Brücke in km 2,3 eine Grundwasserprobe aus einem 100 m vom östlichen Widerlager entfernten, im Zuge der Brückenrampe gelegenen Bohrloch 11 mg je l freie Kohlensäure, die den freien Kalk des Zements auflösen würde. Da ferner die große Wasserdurchlässigkeit des kiesigen Baugrundes einen Zustrom vom Schleusenkanal aus ermöglicht, ist ein starker Anteil von



Abb. 12b. Durchsicht von Osten.

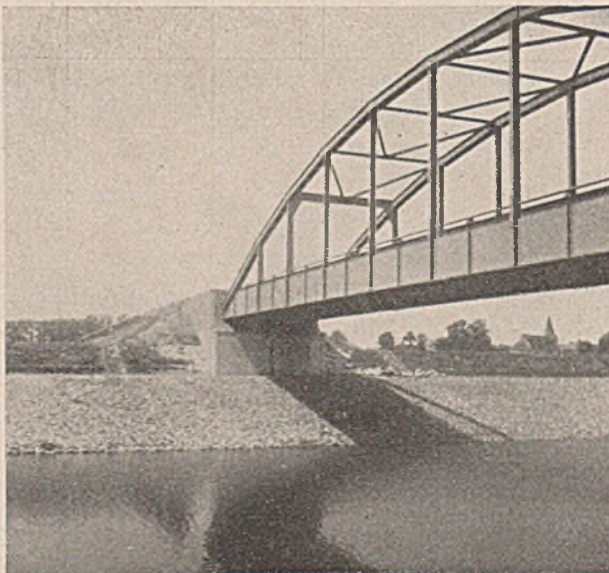


Abb. 12c. Ansicht gegen das westliche Widerlager.

Abb. 12a bis c. Straßenbrücke in km 2,3.

Flußwasser im Baugrunde zu erwarten. Dieses hat nach den früheren Erfahrungen betonschädliche Eigenschaften, die sich bei der stehenden Abwassermenge der Industrie im Oberlauf des Stroms unter Umständen noch verstärken können. Es ist deshalb der ungünstigste Fall angenommen und mit mörtel- und betonzersetzenden Eigenschaften des Grundwassers gerechnet worden.

Der sich aus der statischen Berechnung ergebende Widerlagerquerschnitt ist zur Vermeidung hoher Bodenpressungen während des Bauzustandes mit einer nach rückwärts um 2,25 m auskragenden Grundplatte versehen. Die Widerlagerlänge beträgt entsprechend dem Hauptträgerabstande 6,80 und 8,50 m. Den Anschluß an die unter 1:1,5 geneigten Böschungskegel der Rampen stellen Parallelfügel her. Die Widerlagerbrüstung besteht aus einer 0,25 m dicken, leicht bewehrten Eisenbetonmauer mit Abdeckplatte, die durch einen kräftigen Pfeiler abgeschlossen wird.

Als Baustoff ist mit Rücksicht auf die betonschädlichen Eigenschaften des Grundwassers ein kalkarmer, möglichst dichter Beton verwendet worden, der in seiner Zusammensetzung früheren Erfahrungen angepaßt ist. Das Mischungsverhältnis ist auf 1 m³ des aufgehenden Betons:

300 kg Zement,
75 kg Traß,
530 l Sand von 0 bis 7 mm Korngröße,
115 l Kiessand von 7 bis 15 mm Korngröße und
510 l Grobkies von 15 bis 50 mm Korngröße;

auf 1 m³ Eisenbeton:

300 kg Zement,
75 kg Traß,
530 l Sand von 0 bis 7 mm Korngröße,
400 l Kiessand von 7 bis 15 mm Korngröße und
260 l Kies von 15 bis 30 mm Korngröße.

Die Sohle ist durch eine doppelte, in Bitumenmörtel verlegte Klinkerflächenschicht, die erdberührten Widerlagerflächen sind durch einen doppelten Schutzanstrich gegen schädliches Grundwasser abgedichtet (Abb. 11a u. b).

Die Rammarbeiten erforderten für jedes Widerlager sechs Tage. In km 2,30 war eine Grundwasserabsenkung um 2,0 bis 2,5 m erforderlich. Sie wurde mit Hilfe von 14 bis 15 Stück Rammfilterbrunnen von 38 mm Durchm. durchgeführt, deren Filter 0,6 bis 1,0 m lang und durch eine spiralbewehrte Sammelschlauchleitung von 50 mm Durchm. an zwei Diaphragma-Pumpen angeschlossen waren. Damit das Grundwasser mit Sicherheit abgesenkt werden konnte, wurden die Filterbrunnen jeweils in eine nach außen weisende Spundwandwelle innerhalb des Spundwandkastens gesetzt. Erst zum Schluß der Betonierungsarbeiten, als die Betonsohle dem Grundwasserauftrieb mit Sicherheit standhielt, wurden diese Brunnen gezogen. Vor den Spundwandwellen, in denen sie standen, mußte jedesmal die Dichtungsschicht hochgezogen werden, damit der Betonkörper überall gegen schädliches Grundwasser geschützt war. Die Dichtungsarbeiten für ein Widerlager wurden innerhalb von zwei Tagen durchgeführt. Unmittelbar anschließend wurde innerhalb von zwei Tagen der Sohlenbeton im Mischungsverhältnis von 300 kg Zement, 75 kg Traß, 530 l Sand von 0 bis 7 mm und 660 l Kies bis 30 mm Korngröße bis zu einer Schichthöhe von 1,5 m eingebracht. Er nahm den Grundwasserauftrieb mit Sicherheit auf. Erst jetzt konnte die Wasserhaltung eingestellt werden.

Die Betonarbeiten wurden dann planmäßig fortgesetzt. In die gegenseitig mit Rundisen verankerte Schalung, die mittels Spannschlössern an einem Ankerende genau eingestellt werden konnte, wurde der weiche Beton mit Hilfe von Rutschen eingebracht und sorgfältig verarbeitet. Die Arbeitsfugen wurden durch Verzahnung im Beton und durch Einfügen von Eisenabfallenden als Anker für den Weiterbau vorbereitet.

Während der Beton für das westliche Widerlager von der dicht daneben aufgestellten Betonierungsanlage aus



Abb. 13b. Einbau des Bogens.

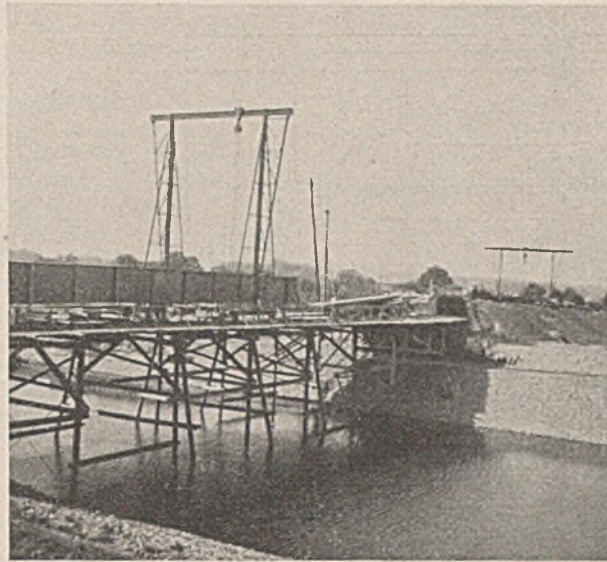


Abb. 13a. Vorstrecken der Hauptträger.

Abb. 13a u. b. Aufbau der Wegebrücke in km 1,27.



Abb. 14a. Einbau des ersten Feldes des Hauptträgers.



Abb. 14b. Gerüst.

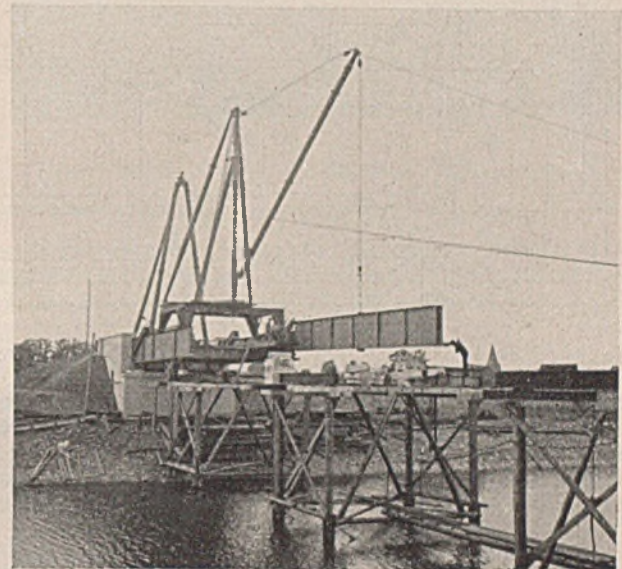


Abb. 14c. Einbau des zweiten Feldes des Hauptträgers.

unmittelbar eingebracht werden konnte, mußte er zum östlichen Widerlager auf einer leichten, quer über dem bereits zum Teil ausgehobenen Kanal angeordneten Förderbrücke von 65 m Länge geschafft werden. Irgendwelche schädlichen Einflüsse auf die Güte des Betons haben sich hierbei jedoch nicht ergeben, was besonders darauf zurückzuführen ist, daß er beim Einbringen in die Schalung von einer ausreichenden Anzahl von Hilfskräften sorgfältig durchgearbeitet wurde. Hierauf ist bei der Verwendung von weichem Beton besonderer Wert zu legen.

Der Bau der Widerlager der Brücke in km 0,27 wich von dem vorstehend beschriebenen nur insofern ab, als die Grundwasserabsenkung infolge des inzwischen unter offener Wasserhaltung betriebenen tieferen Kanalaushubes nicht mehr erforderlich war und als das Betonieren mit einer Anlage durchgeführt wurde, die zunächst auf dem westlichen und anschließend auf dem östlichen Kanalufer aufgestellt war, so daß ein längerer Förderweg für den fertigen Beton nicht nötig war.

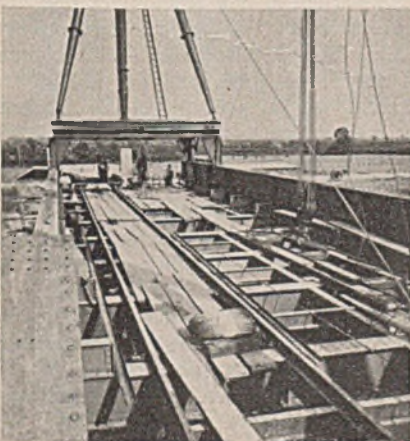


Abb. 14d. Einbau des Querträgers und Zwischenlängsträgers.



Abb. 14e. Einbau des Bogens.

Abb. 14a bis f. Aufbau der Straßenbrücke in km 2,3.

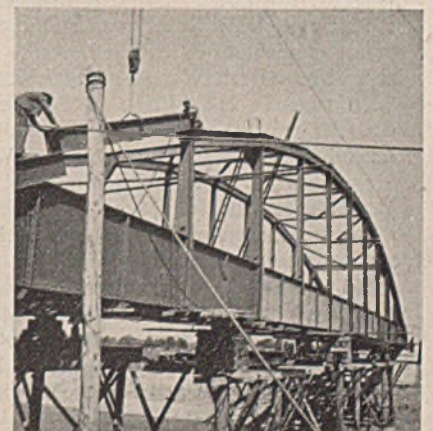


Abb. 14f. Einbau des Schlußstückes.

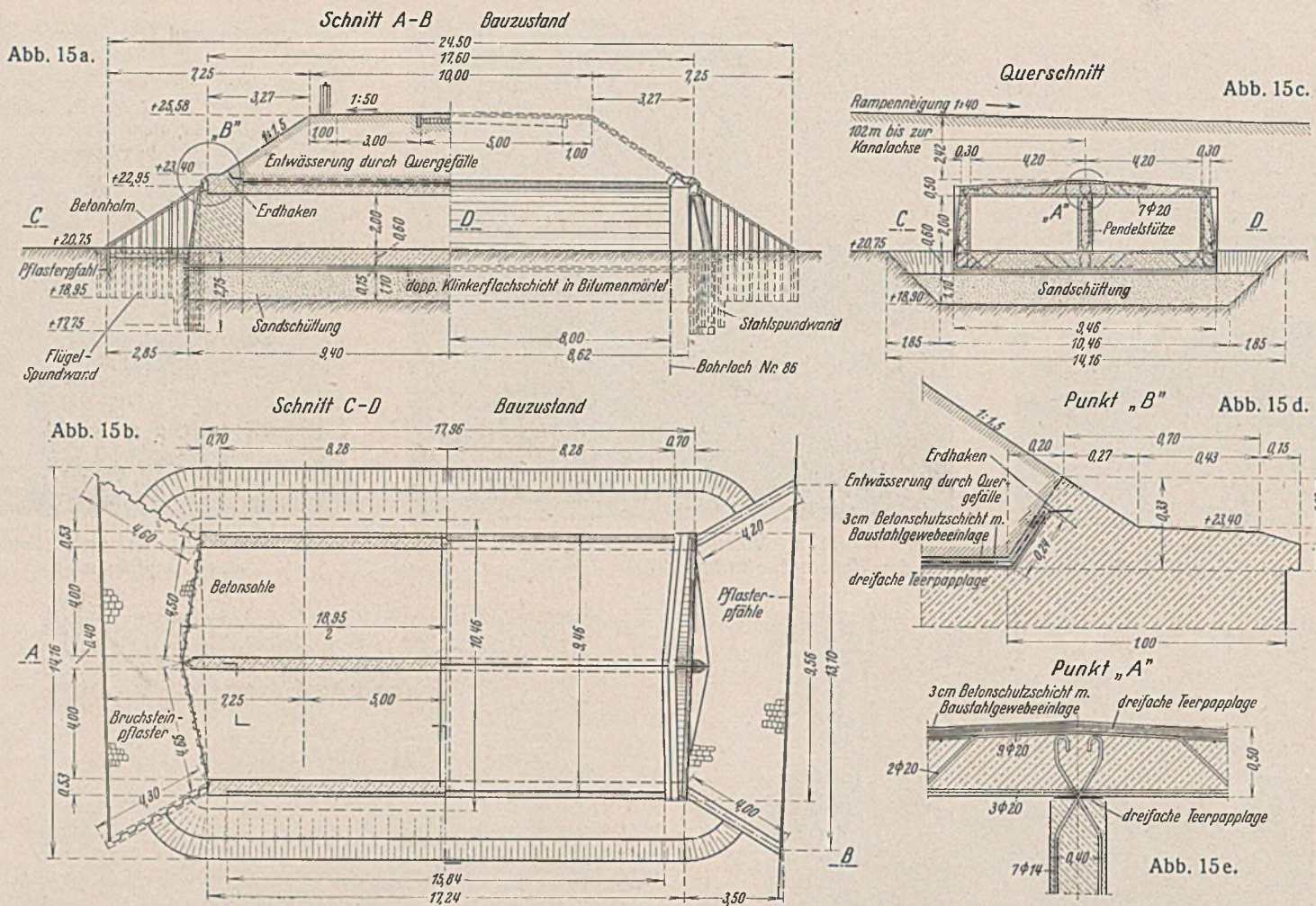


Abb. 15a bis e. Hochwasserdurchlaß in der Brückenrampe bei km 2,3.

Die später sichtbaren Betonflächen der Widerlager waren mit gehobelter und gespundeter Schalung versehen, während für die übrigen Flächen eine einfache raue Schalung genügte. Damit die Betonflächen jedoch möglichst ruhig und gleichmäßig wirkten, wurden die Stöße der Schalbretter so angeordnet, daß die später im Beton sichtbar bleibenden Stellen und kleinen Grate nur gerade lotrechte und waagerechte Linien bilden. Auch empfiehlt es sich, möglichst gleich breite Schalbretter zu verwenden, wodurch der ruhige Gesamteindruck dieser Linien noch wesentlich erhöht wird. Die wasserseitigen Ecken des eigentlichen Lagerkörpers sind mit einem 8 cm breiten Kanten-Scharnierschlag versehen. Die Deckplatten der Eisenbetonbrüstungsmauern sind an den Seiten und auf der Oberfläche in gleicher Weise scharriert worden, wodurch eine sehr gute Wirkung erreicht worden ist.

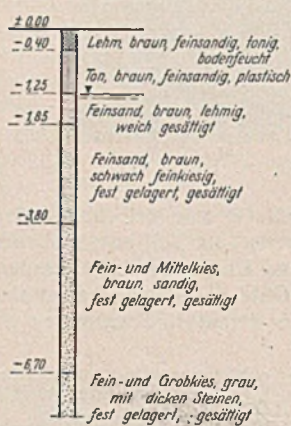
2. Überbauten der Brücken.

Wie bereits erwähnt, sind die Überbauten der drei Brücken über den oberen Schleusenkanal völlig gleichmäßig als Langersche Balken ausgebildet worden. Sie fügen sich in das flache Landschaftsbild besonders gut ein (Abb. 12a bis c).

Die Aufstellung der Überbauten ist auf zwei verschiedene Weisen durchgeführt worden. Bei den Brücken in km 0,27 und 1,27, die von der Stahlbauanstalt Schellhass & Druckenmüller G. m. b. H. in Bremen geliefert und aufgestellt wurden, wurde über das fertig ausgehobene und zum Teil schon mit Wasser gefüllte Kanalbett eine auf hölzernen Ramm-pfählen ruhende Hilfsbrücke mit durchgehendem Bohlenbelag errichtet, die nacheinander an beiden Baustellen verwendet worden ist. Die Überbauten wurden zum westlichen Widerlager angefahren, von einem Auslegerkran auf kleine Schemelwagen von 60 cm Spur übergeladen und in der Brückenachse verfahren. Der Einbau der Teile der Fahrbahn und der Bogen geschah mit Hilfe eines Torkranes, der außerhalb der Hauptblechträger auf Schienen lief (Abb. 13a u. b).

Bei der Brücke in km 2,30, die von den Kölsch-Fölzer-Werken AG. in Siegen (Westf.) geliefert und aufgestellt worden ist, wurden nur drei Gerüstböcke aus je zwei verschwerteten und verspannten Pfahljochen gerammt, die keinen durchgehenden Bohlenbelag trugen. Die an das westliche Widerlager angefahrenen Teile des Hauptblechträgers wurden von einem auf diesem Widerlager feststehenden Auslegerkran gehoben und in die nahezu endgültige Lage zwischen Widerlager und westlichem Gerüstbock eingebaut (Abb. 14 a u. b). Nach dem Anbringen der Quer- und Fahrbahnträger wurde ein besonderer Auslegerkran aufgestellt, der

Bohrloch Nr. 86



Zu Abb. 15.

mit einem torähnlichen Fuß auf der oberen Gurtplatte der beiden Hauptblechträger in der Längsrichtung verschoben werden konnte und daher in der Lage war, die folgenden beiden Längsträger, die vom westlichen zum mittleren Gerüstbock reichten, wieder vorzustrecken. Auf diese Weise wurden die Hauptträger, Querträger und Zwischenfahrbahnträger gerichtet (Abb. 14c u. d). Der Einbau des Bogens und der Hängestangen geschah dann mit Hilfe desselben Kranes von Osten nach Westen, wobei die Eisen-teile auf der fertigen Fahrbahn angefordert wurden (Abb. 14e u. f).

Die Fahrbahn wird mit 8 cm hohem Kleinpflaster aus Granit in durchschnittlich 3 cm hohem Sandbett befestigt, das als „regelloses“ Pflaster ausgeführt ist.

An den Widerlagern erhält die Fahrbahn eiserne Abschlüsse. Die Dehnungsfugen werden in der Fahrbahn durch Stahlgußplatten, in den Schrammborden und Fußwegen durch Raupenbleche überbrückt. Die beiden Straßenrinnen werden durch insgesamt vier gußeiserne Einläufe entwässert, die in solchem Abstände von den Brückenden angeordnet sind, daß das ablaufende Wasser die Kanalböschungen und nicht den Leinpfad trifft. Die Brückenden entwässern nach den Widerlagern. Das durch die Dehnungsfugen zwischen Überbau und Widerlager etwa durchsickernde Wasser wird mit je einer am Widerlager befestigten Entwässerungsrinne abgefangen.

Die Brückenfahrbahn ruht auf 1,39/1,15 m großen frei tragenden, 8 mm dicken Buckelblechen und in den schmalen Randstreifen auf 8 mm dicken Flachblechen. Diese Bauglieder bilden zugleich den unteren Windverband der Brücke.

Die Fahrbahn wird ausbetoniert (die Betondeckung der Fahrbahnplatte beträgt 20 mm) und erhält mit Rücksicht auf die Schaffung einer wirksamen und möglichst dauerhaften Brückendichtung eine durchgehende Metall-dichtung, die sogenannte „Alcuta“-Dichtung, die sich zusammensetzt aus:

1. Betonvoranstrich,
2. Heku-Klebmasse,
3. Alcuta-Metallbändern und
4. Asphaltbitumendeckmasse in doppeltem Anstrich.

Die Alcuta-Metallbänder bestehen aus einem rostbeständigen, geriffelten Aluminiumblech von 0,2 mm Dicke und 0,6 m Breite von größerer Festigkeit und Dehnbarkeit als Papp- und Jutebahnen. Sie wurden mit 7 cm Überdeckung mit Heku-Klebmasse aufgeklebt. Die Abdichtung wird an den Randträgern hochgezogen und durch Flacheisen wasserdicht angeklemt. Die mit 40 mm Feinbeton überdeckte Dichtung hat Quergänge von den Randträgern und von der Brückenmitte aus nach den äußeren Buckelblechreihen. Sie wird in jedem vierten Buckelblechfeld durch Abflußrohre entwässert, in die sie wasserdicht eingeklemmt ist. Alle Buckelbleche haben zur Entwässerung des Unterbetons gebördelte Abflußlöcher.

Die Schrammborde sind mit Raupenblechen belegt, die nicht mit dem Hauptträgerstehblech verbunden sind. Vor den Eckschrägen der Querrahmen werden diese Bleche ausgeschnitten, so daß alle wichtigen Bauteile der Brücke für Reinigung und Anstriche gut zugänglich bleiben.

Als Brückengeländer dienen die Blechträger und darüber angeordnete Holme aus C-Eisen.

Der Überbau enthält rechnermäßig für Lastenklasse III 150 t Stahl.

Alle Bauteile bestehen aus St37. Für die Fahrbahnrandträger, die Schrammborde und Fahrbahnabschlüsse ist St37 mit Kupferzusatz verwendet.

3. Hochwasserdurchlässe in den Brückenrampen.

In den auf beiden Kanalufeln angelegten Brückenrampen sind zur Aufrechterhaltung der düngenden Überflutung der Marsch durch das Hochwasser Hochwasserdurchlässe in 75 m Entfernung von den Brückenwiderlagern angeordnet. Sie haben je zwei Öffnungen von 4 m lichter Weite und 2 m lichter Höhe und sind bei der Straßenbrücke in km 2,3 in massiver Bauweise und bei der Wegebrücke in km 1,27 mit Wänden aus Stahlspundbohlen und Decken aus Eisenbeton hergestellt. In der westlichen Rampe zur Brücke über das Schleusenunterhaupt sind zur Eisenersparnis zunächst Gewölbe vorgesehen.

a) Massive Bauweise.

Bei dem Hochwasserdurchlaß in der Brückenrampe in km 2,3 hat sich bei der Entwurfsbearbeitung im Winter 1935/36 der umgekehrte dreistielige Eisenbetonrahmen mit frei aufgelagerter Eisenbetonplatte als die wirtschaftlichste Lösung ergeben (Abb. 15a bis e und Abb. 16).

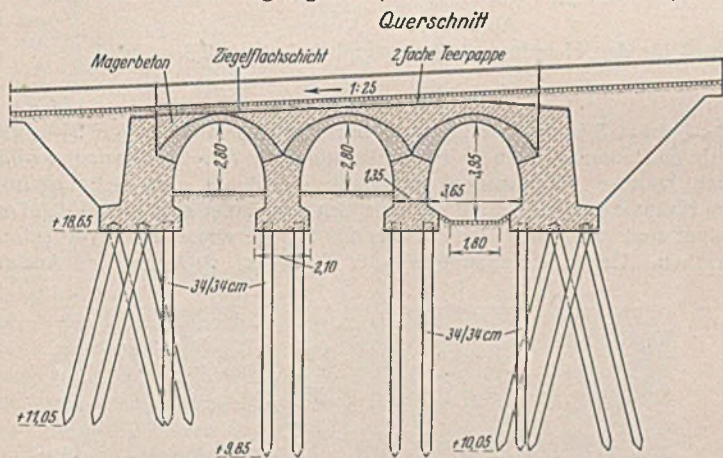


Abb. 17. Hochwasserdurchlaß in Verbindung mit dem Durchlaß des Hauptentwässerungsgrabens bei km 3,329.

Die Mittelstiele sind als Eisenbetonpendelstützen 0,40 m und die Eisenbetonsohle 0,60 m dick. Die durch die breite Bodenplatte erzielte Druckverteilung mit einer Bodenbeanspruchung von 1,0 kg/cm² ermöglichte eine Flachgründung. Die unter der Bauwerksohle liegenden, nicht tragfähigen Lehm- und Tonschichten wurden ausgehoben und durch eine 1,10 m mächtige eingeschlammte Kiessandschicht ersetzt. Die Bauwerke haben eine Gesamtlänge von 18 bis 20 m und sind durch je eine Dehnungsfuge in der Mitte in zwei Blöcke unterteilt. Die Ein- und Ausläufe sind durch Stahlspundwände und Flügelmauern eingefast, die mit Eisenbetonholmen abgedeckt sind. Gegen Unterläufigkeit werden sie durch leichte Stahlspundwände und gegen Auskolkern durch Abpflasterung mit Bruchsteinen auf Kiesunterlage geschützt, die noch durch hölzerne Pflasterpfahlreihen gegen Unterspülung gesichert ist.

Als Schutzmaßnahmen gegen schädliches Grund- und Flußwasser ist bei den Sohlen — wie bei den Brückenwiderlagern — eine doppelte, in Bitumenmörtel verlegte Klinkerflachsicht vorgesehen, bei den erdberührten Seitenflächen ein Voranstrich und ein doppelter Schutzanstrich sowie bei den zur Entwässerung mit Quergänge versehenen Decken eine dreifache Teerpapplage mit einer 3 cm dicken Betonschutzschicht mit Baustahlgewebeeinlage.

b) Bauweise in Stahlspundwänden.

Bei den gleich großen Hochwasserdurchlässen in den Brückenrampen bei km 1,27 sind für die Seitenwände und ihre Flügel Klöckner-Spund-

wände mit $W = 600 \text{ cm}^3$ von 2 bis 8 m Länge und für die stärker belastete Mittelwand Peiner Kastenspundbohlen 30 L von 4 und 10 oder 11 m Länge verwendet worden. Hierbei steht jede dritte der im allgemeinen 4 m langen Bohlen 10 oder 11 m tief im tragfähigen Untergrund. Die Eisenbetondecke ist 0,30 bis 0,50 m dick. Die Bauweise dieser Durchlässe ist vom Verfasser im einzelnen bereits an anderer Stelle veröffentlicht worden.

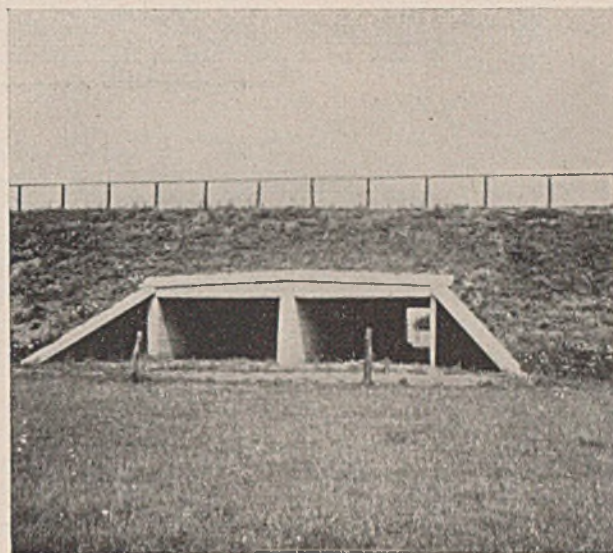


Abb. 16.

Hochwasserdurchlaß in der Brückenrampe bei km 2,3.

c) Ausführung als massive Gewölbe.

Vergleichsrechnungen haben die Verbindung des Hochwasser- und des Grabendurchlasses in km 3,329 zu einem massiven, aus drei Gewölben bestehenden Bauwerk als die wirtschaftlich günstigste Lösung ergeben.

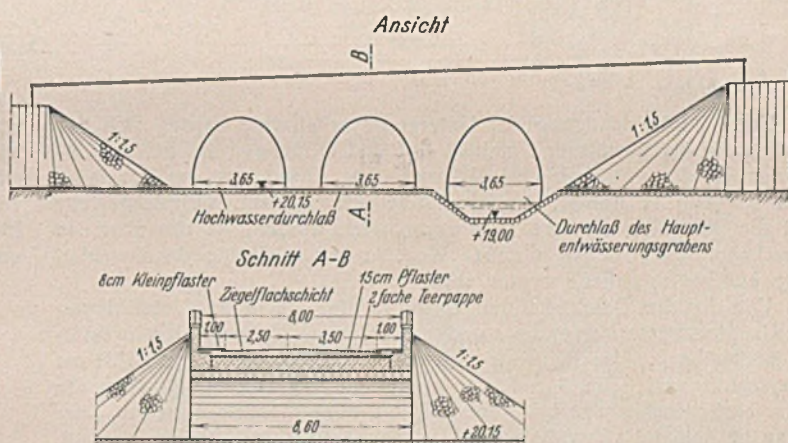


Abb. 17. Hochwasserdurchlaß in Verbindung mit dem Durchlaß des Hauptentwässerungsgrabens bei km 3,329.

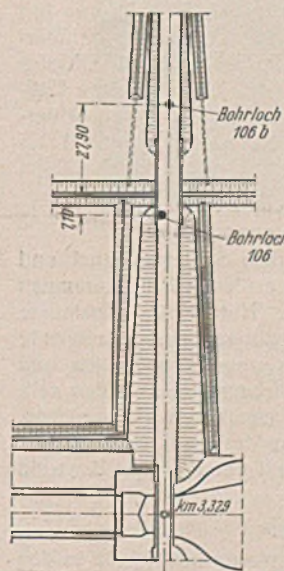


Abb. 17a.

Bohrloch 106

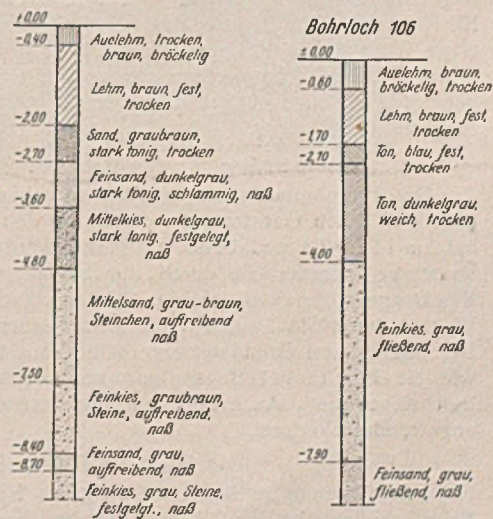


Abb. 17b.

Unter einer 2 m hohen Deckschicht aus Auelehm folgt bis zu 4 m Tiefe eine weiche Tonschicht. Die darunter bis 14 m Tiefe anstehenden Feinsand- und Klesschichten können als geeigneter Baugrund angesehen werden. Das Grundwasser weist nach den für die nahegelegene Schleusenbaugrube durchgeführten Untersuchungen betonschädliche Eigenschaften auf. Hinzu kommt, daß der Hauptentwässerungsgraben Moorswasser abzuführen hat.

Das Durchlaßbauwerk ist als eisenbewehrter geschlossener Rahmen von im Mittel 40 cm Dicke ausgebildet; seine Sohle liegt im Gefälle des Hauptentwässerungsgrabens von 1:5000. Bei bordvollem Graben ergibt sich unter der Voraussetzung eines unschädlichen Staus von 2 cm eine erforderliche Weite von 3,0 m. Die Unterkante der Abdeckplatte ist 20 cm über HHW. angeordnet, damit sich im Wasser treibende Gegenstände vor dem Durchlaß nicht festsetzen können. Die lichte Durchlaß-

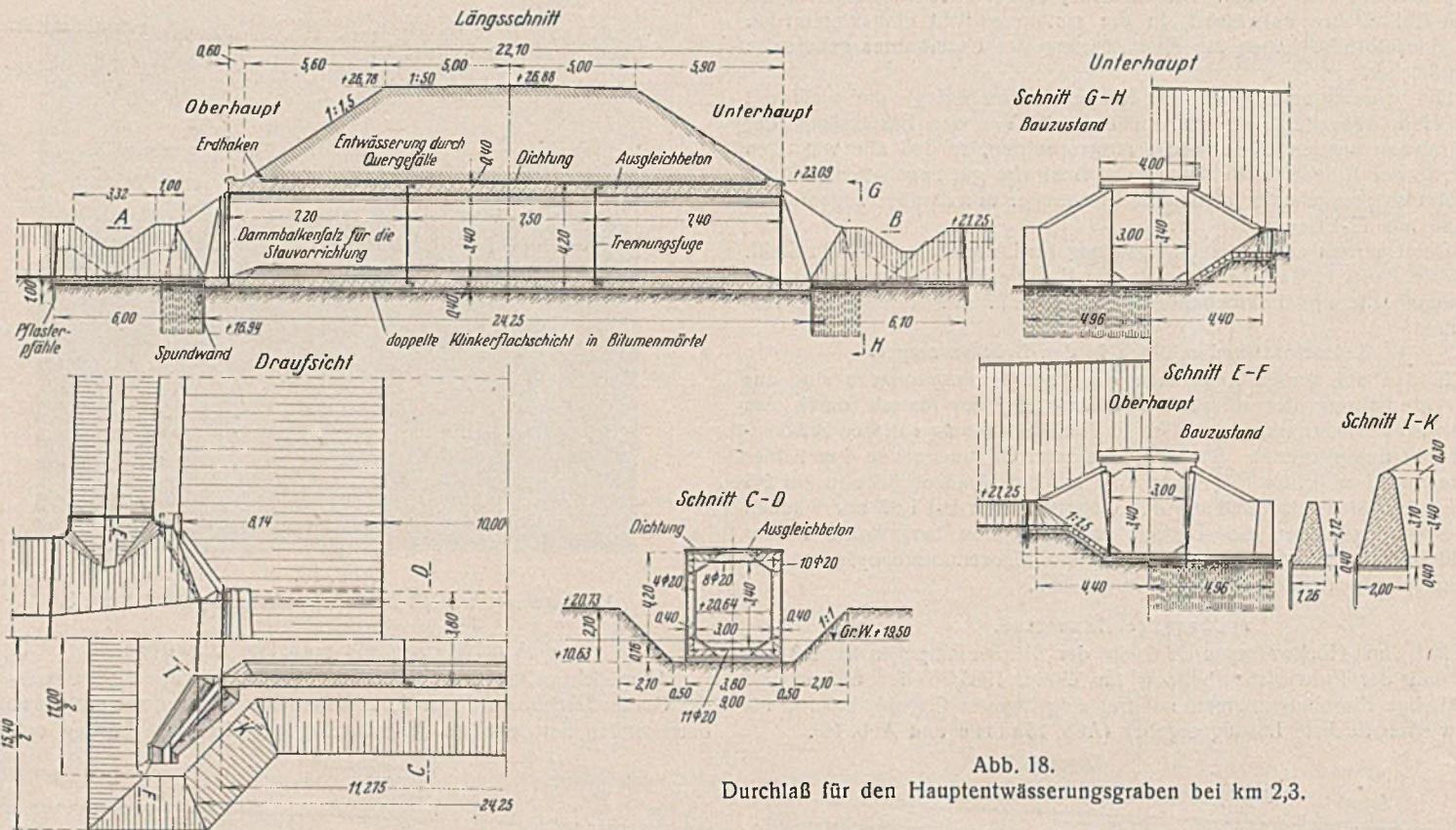


Abb. 18. Durchlaß für den Hauptentwässerungsgraben bei km 2,3.

Unter Berücksichtigung der Untergrundverhältnisse erwies sich die Ausführung als gewölbter Durchlaß mit drei Öffnungen auf Eisenbetonpfählen als die wirtschaftlichste Lösung. Die Ausbildung des Bauwerks geht aus Abb. 17 hervor, der Bau ist jedoch einstweilen zurückgestellt und die endgültige Bauart noch vorbehalten worden, da der über das Unterhaupt der Schleuse führende Weg, in dessen Rampe der Durchlaß liegt, erst später gebaut werden soll.

Von den drei Durchlaßöffnungen sollen die östliche zur Unterführung des Hauptentwässerungsgrabens und die beiden westlichen als Hochwasserdurchlaß dienen. Das Bauwerk wird auf Eisenbetonpfähle von 34/34 cm Querschnitt und 8 bis 9 m Länge gegründet. Die Gewölbe haben die Form eines Korbbogens und sind in Beton ohne Eiseneinlagen mit einer Dicke im Scheitel von 0,30 m und in den Kämpfern von 0,85 m geplant. Der Aufbau über den Gewölben zwischen den Stirnwänden wird in Magerbeton ausgeführt und erhält zur Entwässerung der Fahrbahn ein beiderseitiges Gefälle von 1:22 und 1:15 nach den Widerlagern hin sowie eine Abdeckung mit zweifacher Teerpapplage mit einer darüberliegenden Ziegelflächschicht. Die 7 m breite Fahrbahn erhält Pflaster III. Klasse in Sandbettung und die beiderseitigen, je 1 m breiten Fußwege 8 cm hohes Kleinpflaster. Zwischen den Gewölben und Widerlagern ist eine Trennungsfuge angeordnet. Der Anschluß der unter 1:1,5 geneigten Böschungskegel der Brückenrampe wird durch Parallelfügel hergestellt.

4. Durchlässe für den Hauptentwässerungsgraben.

Der Hauptentwässerungsgraben zwischen dem Schleusenkanal und dem westlichen Geestrände muß unter den westlichen Brückenrampen bei km 1,27, 2,3 und 3,329 unterführt werden. Hierzu sind besondere Bauwerke erforderlich, durch die bei Wassermangel eine genügende Bewässerung der westlich des Schleusenkanals gelegenen Wiesen und Weiden durch Stauen des Wassers im Graben sichergestellt werden soll. Die Boden- und Grundwasserhältnisse sind annähernd die gleichen, wie sie bereits bei Behandlung der Brückenwiderlager im einzelnen beschrieben sind. Auch bei den Durchlässen sind verschiedene Bauarten angewendet worden.

a) Massive Bauweise.

In Anlehnung an die Ausführung des Hochwasserdurchlasses in den Brückenrampen bei km 2,3 ist der Grabendurchlaß in Eisenbetonbauweise ausgeführt worden, die als die wirtschaftlichste ermittelt wurde (Abb. 18).

höhe beträgt 3,40 m. Das Bauwerk hat eine Gesamtlänge von 24 m und ist durch Dehnungsfugen in drei Teile aufgelöst. Ein- und Auslauf werden durch massive Flügelmauern eingefasst, die durch eine Dehnungsfuge vom Hauptbauwerk getrennt und für sich gegründet sind. Die Flügel am Einlauf sind mit einem Dammbalkenfalz für die einfache Stauvorrichtung versehen. Gegen Unterläufigkeit des Bauwerks sind Ein- und Auslauf

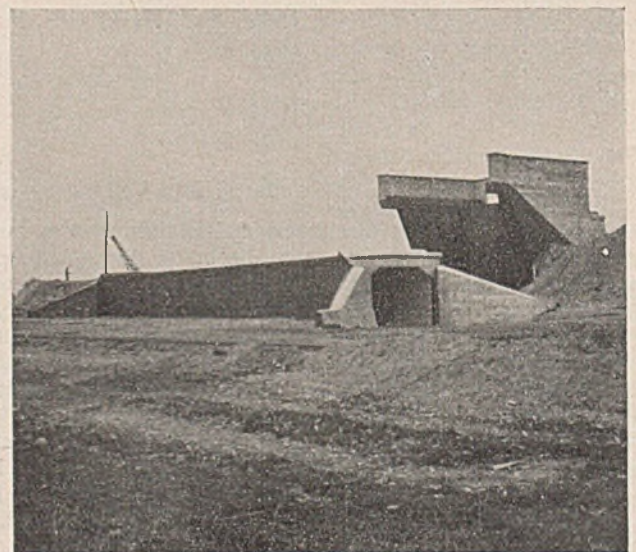


Abb. 19. Westliches Brückenwiderlager in km 2,3 und Durchlaß für den Hauptentwässerungsgraben.

durch 2 m lange stählerne Kanaldielen eingefasst. Als Schutz gegen Auskolkungen sind die Sohle und die Böschungen des Grabens auf 6,0 m Länge vor und hinter dem Bauwerk mit Bruchsteinpflaster auf Kiesunterlage versehen, das, wie bei den Hochwasserdurchlässen, durch eine Pflasterpfahlreihe gegen Unterspülung gesichert ist.

Der Beton hat das gleiche Mischungsverhältnis erhalten wie die Brückenwiderlager und die massiven Hochwasserdurchlässe. Zum Schutz gegen schädliches Grund- und Flußwasser sind die gleichen Maßnahmen

vorgesehen wie bei diesen Bauwerken. Mit der als Dammbalkenverschluß ausgebildeten Stauanlage können die oberhalb des Durchlasses gelegenen Teile des Hauptentwässerungsgrabens zwischen km 6,08 (am Bauwerk) und km 4,40 bei Wassermangel angestaut werden (Abb. 19).

IX. Schleppzugschleuse.

Das wichtigste Bauwerk des Schleusenkanals ist die zwischen km 2,95 und 3,33 gelegene Schleppzugschleuse (vgl. Lageplan, Abb. 1, u. Abb. 22).

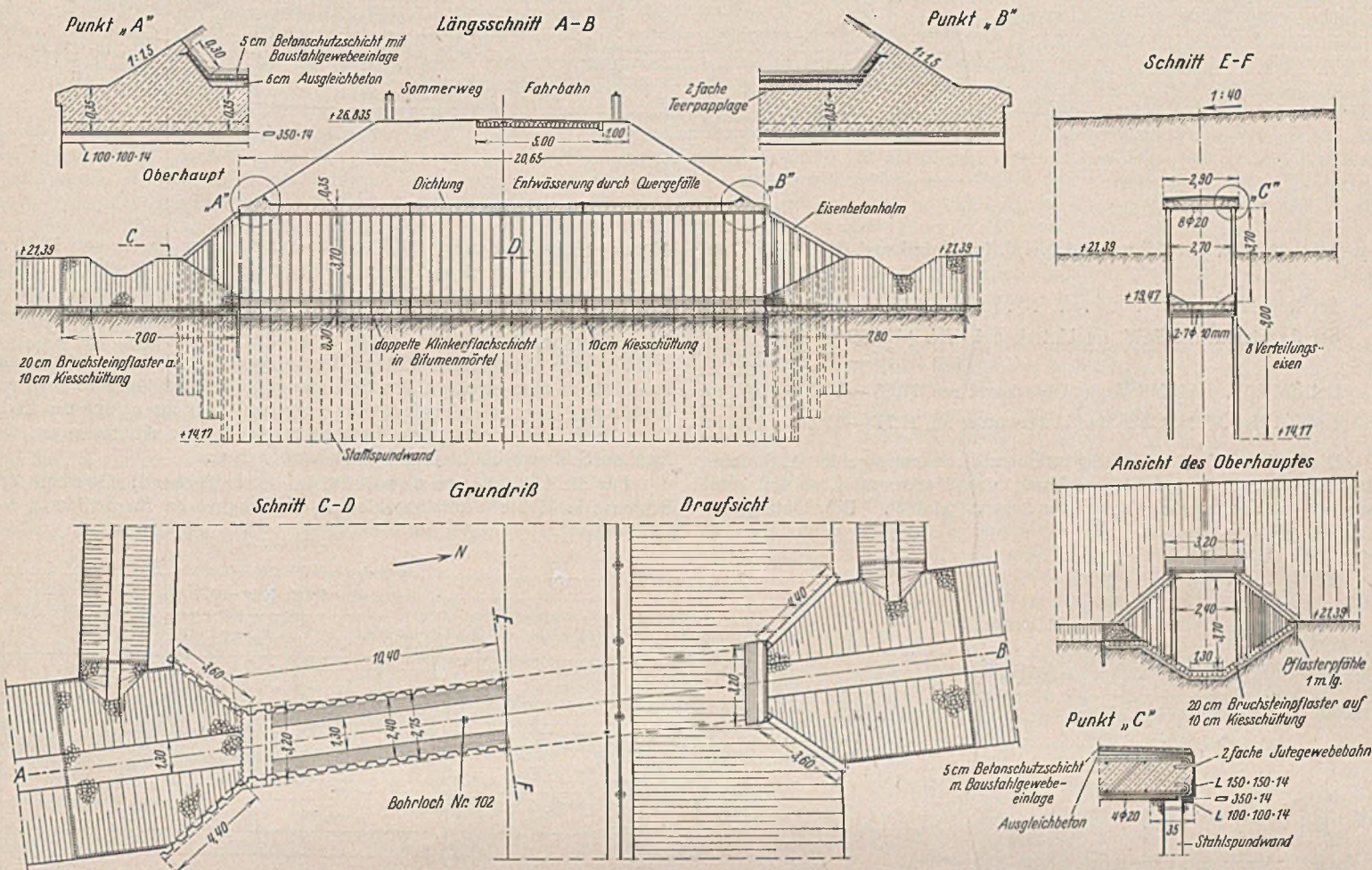
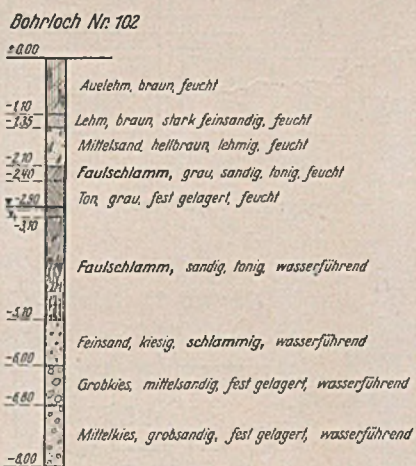


Abb. 20. Durchlaß für den Hauptentwässerungsgraben bei km 1,27.

b) Bauweise in Stahlpundwänden.

Bei km 1,27 ist der Grabendurchlaß mit Seitenwänden aus Stahlpundbohlen, massiver Sohle und Eisenbetondeckenplatte als wirtschaftlichste Bauweise ausgeführt (Abb. 20). Maßgebend war hierbei insbesondere der Umstand, daß im Untergrunde etwa 2,5 m mächtige Schlammschichten festgestellt waren, die bei massiver Bauweise und Flachgründung einen erheblichen Bodenaushub aus verhältnismäßig tiefer Baugrube bedingt hätten. Unter sonst gleichen Verhältnissen wie bei dem Grabendurchlaß in km 2,3 ergaben sich als lichte Weite 2,40 m und als lichte Höhe 3,70 m. Die Seitenwände aus Stahlpundbohlen von $W=600 \text{ cm}^3/\text{m}$ wurden 1,0 m in die festgelagerten Kiesschichten eingerammt. Die 30 cm hohe Sohle und die im Mittel 35 cm dicke Bauwerksdecke sind als Eisenbetonplatten ausgebildet. Bei einer Gesamtlänge von 20,0 m sind sie durch zwei Dehnungsfugen unterteilt.



Zu Abb. 20.

c) Ausführung als massives Gewölbe.

Der Durchlaß unter der bei km 3,329 geplanten Brückenrampe ist im Entwurf zunächst mit dem hier vorgesehenen Hochwasserdurchlaß vereinigt und mit diesem zusammen schon beschrieben worden (Abb. 17).

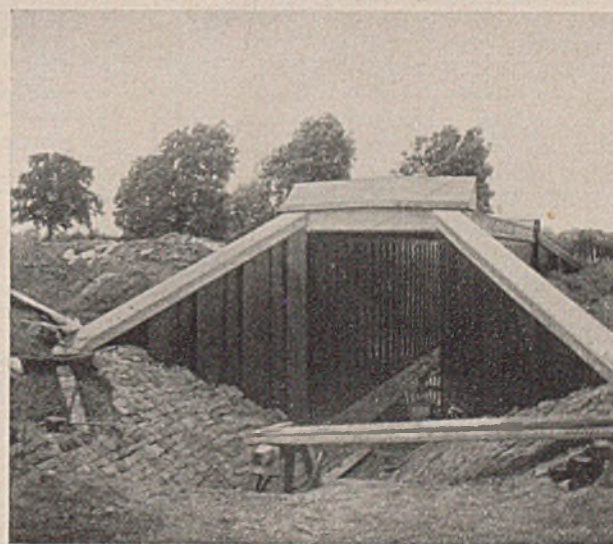


Abb. 21. Fertiger Grabendurchlaß vor Schüttung der Brückenrampe.

1. Wasserstände.

Die für Entwurf und Bauausführung wichtigen Wasserstände sind aus dem Längsschnitt der Schleuse (Abb. 23) zu ersehen. Der niedrigste Oberwasserstand bei niedergelegtem Wehr, für den die Schleuse noch benutzbar sein soll, ist EMKIW. = NN. + 17,55 m. Der Regelstau des Wehres ist auf NN. + 20,50 m (rd. 2,25 m über MW.) festgelegt, jedoch ist das Recht auf das Halten eines bis zu 0,30 m höheren Staues (bis NN. + 20,80 m) im Interesse der Landeskultur vorbehalten.

Der niedrigste Wasserstand für das Unterwasser ist der hydraulische Stau der unterhalb folgenden Staustufe bei NNW. mit NN. + 14,77 m, d. i. 0,28 m unter EMKIW. Das Schleusengefälle schwankt zwischen folgenden Maßen:

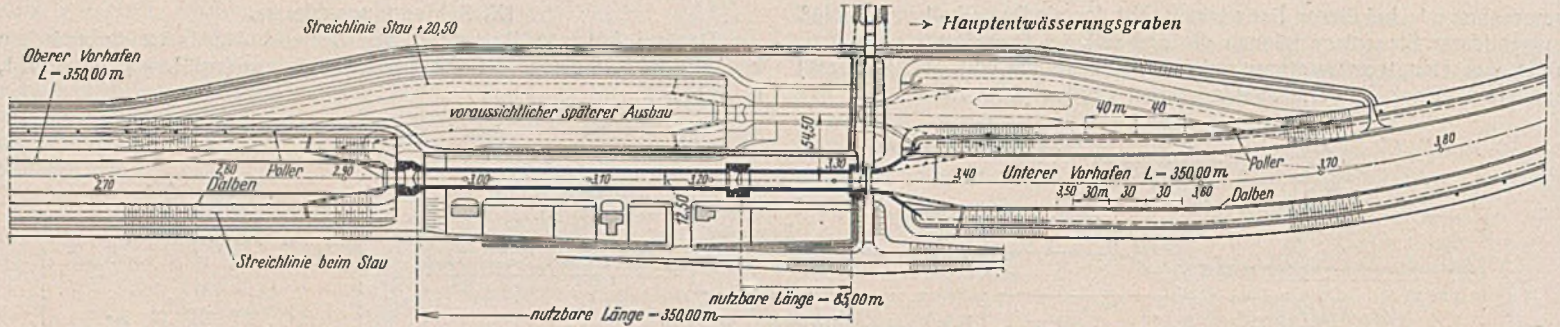


Abb. 22. Lageplan der Schleppzugschleuse.

bei Überstau um 30 cm und NNW. im Unterkanal (NN. + 14,77 m)	um 20,80 — 14,77 = 6,03 m
bei Regelstau	um 20,50 — 14,77 = 5,73 m
bei Regelstau und MW. im Unterkanal (NN. + 16,02 m)	um 20,50 — 16,02 = 4,48 m
bei EMKIW. und NNW. im Unterkanal um 17,55 — 14,77 = 2,78 m	
und bei HschW. im Ober- und Unterwasser um 21,77 — 19,50 = 2,27 m.	

Die Schleuse liegt vollständig im Überschwemmungsgebiet des Stromes, aber annähernd in der Stromrichtung des Hochwassers, so daß keine ungünstige Veränderung des Hochwassers eintritt. Die Untergrund-

einer größten Breite von 12,40 m ist eine nutzbare Breite von 12,50 m vorgesehen. Um bei geringem Schiffsverkehr von Einzelfahrern und kurzen Schleppzügen nicht die ganze Schleppzugschleuse füllen zu müssen, ist durch ein Zwischenhaupt eine kleine Schleuse von 85 m nutzbarer Länge abgetrennt.

Für eine etwaige Erweiterung der Anlage ist der erforderliche Raum zunächst für eine zweite kleine Schleuse von 85 m Nutzlänge vorgesehen, die grundsätzlich gleichlaufend der ersten und an ihrem unteren Ende liegen soll. Die endgültige Entscheidung über die Abmessungen der zweiten Schleuse bleibt jedoch noch vorbehalten.

Für die Höhenlage der Drempe ist maßgebend: Oberhalb der Schleuse wird die Vorhafensohle für ein Fangbecken für Schlamm, ab-

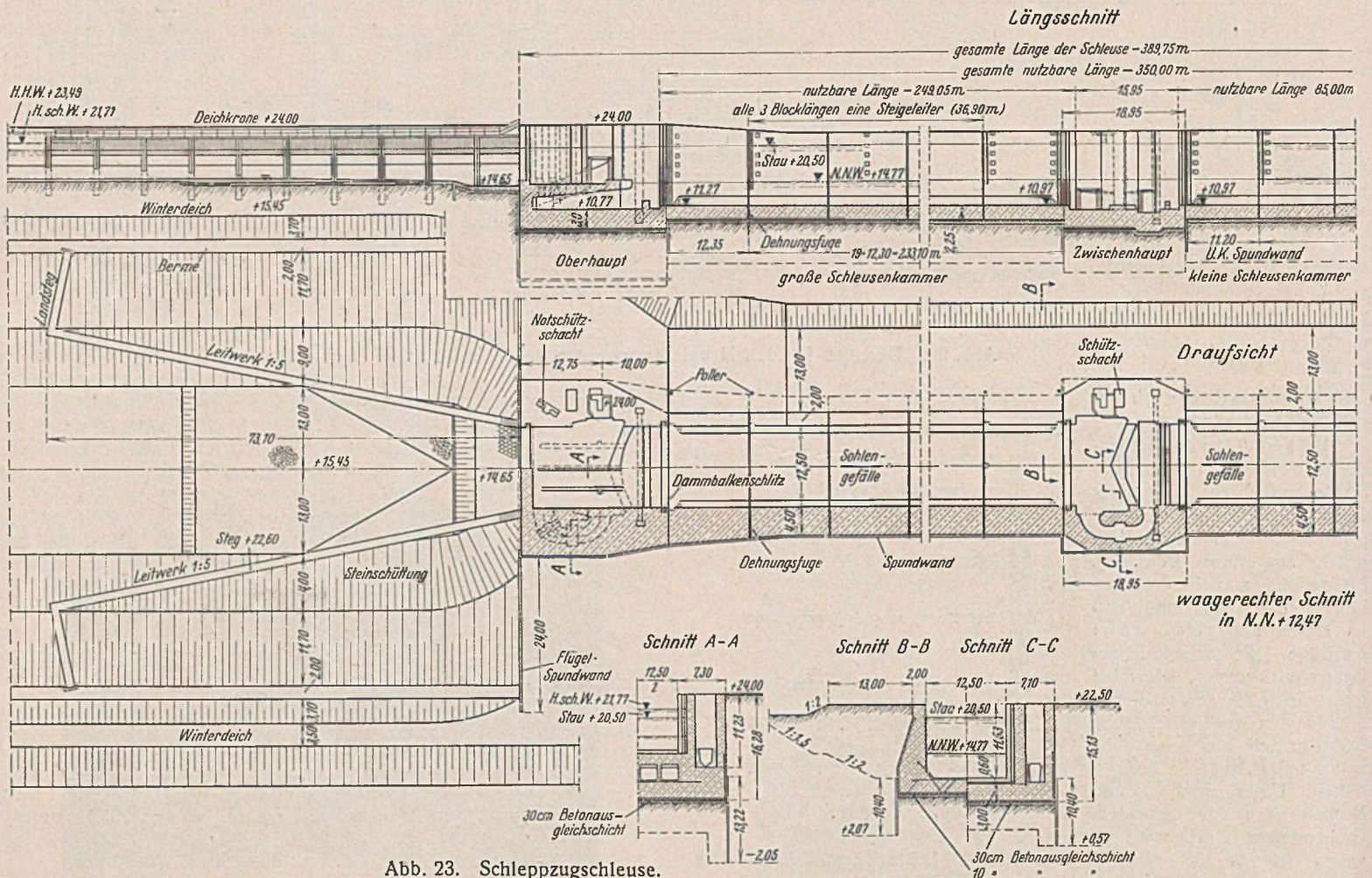


Abb. 23. Schleppzugschleuse.

verhältnisse und die Beschaffenheit des Grundwassers für die Schleuse sind dieselben, wie sie oben für die Widerlager der Brücken geschildert sind (Abschn. VIII, 1).

2. Entwurf der Schleuse (Abb. 23).

Für die Formgebung und äußere Ausgestaltung der Schleppzugschleuse waren zunächst rein technische Rücksichten bestimmend. Die Aufbauten werden einfache und ruhig wirkende Formen erhalten, die sich für die flache Landschaft gut eignen.

Nutzbare Länge und Breite. Die Schleuse erhält entsprechend den Abmessungen der bereits bestehenden Schleusen in den unterhalb gelegenen Staustufen eine nutzbare Länge von 350 m, so daß ein Schlepper und vier 1000-t-Schiffe darin Platz haben. Mit Rücksicht auf die voraussichtlich noch lange Jahre auf dem Strom verkehrenden Seitenraddampfer mit

gerissene Trossenden u. dgl. um 1 m vertieft. Der Oberdrempe liegt 0,90 m über dieser vertieften Kanalsole und damit 2,10 m unter EMKIW. (+ 17,55), so daß Schiffe mit vollem Tiefgang von 2,0 m auch bei geöffnetem Wehr, d. h. bei völlig beseitigtem Stau bei EMKIW., die Schleuse noch benutzen können.

Der Drempe des Unterhauptes wird 3,50 m unter dem niedrigsten Unterwasser angeordnet, damit der Bewegungswiderstand der Fahrzeuge beim Ein- und Ausfahren möglichst gering ist. Bei einem niedrigsten hydraulischen Stau der unterhalb folgenden Staustufe (NN. + 14,77 m) ergibt sich die Höhenlage des Unterdrempe auf NN. + 11,27 m.

Die Schleusensole fällt von den Außenhäuptern zum Zwischenhaupt hin um je 0,30 m. Der Drempe des Mittelhauptes liegt somit auf NN. + 10,97 m.

Die Plattform des Oberhauptes liegt rd. 0,50 m über dem HHW. des oberen Vorhafens, d. h. auf NN. + 24,00 m. Die Plattform der Kammermauern, des Zwischen- und Unterhauptes ist 0,30 m über dem HHW. des angrenzenden Geländes auf NN. + 22,50 m angeordnet. Hierdurch werden gegenüber einer Schleuse mit durchgehender Plattformhöhe von NN. + 24,00 m rd. 2000 m³ Beton gespart. Der Übergang von der Schleusenplattform am Oberhaupt zur Kammer wird durch Rampen mit der Neigung 1:12 ausgeführt. Am Unterhaupt sind Treppen angeordnet.

Die Ausbildung des Schleusenkörpers steht im engen Zusammenhange mit den vorhandenen Untergrundverhältnissen und der Gründung selbst. Die Unterfläche der Feinsande, in denen die Schleuse fast ausschließlich gegründet wird, ist ziemlich wellig und teilweise geneigt, so daß sich Rutschflächen bilden können. Das Auftreten der Feinsande zwischen dem Bänderton und Flußkies ist sehr unregelmäßig und wechselnd in Mächtigkeit und Ausdehnung. Beim Anschneiden und unter Wasserandrang können sich die Feinsande wie Schwimmsande verhalten und aufquellen.

Da der Untergrund nur verhältnismäßig geringe Bodenbeanspruchungen zuläßt, kamen alleinstehende Kammermauern mit ihren ziemlich hohen, entsprechend dem Schleusenbetriebe ständig wechselnden Belastungen nicht in Frage, vielmehr mußte ein geschlossener Querschnitt gewählt werden. Die Schleuse ist deshalb mit einer biegungsfesten, unter die massiven Seitenwände eingespannten Sohle ausgebildet und zeigt somit im Querschnitt eine Trogform. Diese Bauweise bietet weiter den Vorteil, daß die Schleusenammer zu Ausbesserungsarbeiten jederzeit ohne Gefahr von Aufquellungen leergepumpt und in kürzester Zeit überholt werden kann.

Die Häupter werden ebenfalls als einheitliche Betonbauwerke ausgebildet, deren Sohlen mit den Seitenwänden biegungsfest verbunden sind.

Beanspruchungen durch den Schiffsahrtbetrieb bemessen. Außerdem muß der Beton dicht sein. Die Mauern werden daher bis zu einem gewissen Grade massig ausgebildet. Die Mauerbreite in Höhe der Schleusenplattform soll aus diesem Grunde nicht kleiner sein als 2,0 m, so daß nötigenfalls für den Verkehr von Treidellokomotiven genügend Platz vorhanden ist. Die Mauerdicken zwischen Plattformhöhe und Schleusensole werden derart hergeleitet, daß die Mauern als Massivstützmauern untersucht und hierbei Zugspannungen bis zu 5 kg/cm² zugelassen werden, die durch Eiseneinlagen aufgenommen werden. Die Betondruckspannung beträgt dabei 45 kg/cm² und die Eisenspannung 1400 kg/cm². Die Mauern erhalten auf der Seite der Schleusenammer senkrechte Wände. Zur Milderung des plötzlichen Querschnittsüberganges von der Kammermauer zur Sohle wird eine Eckschräge eingeschaltet, deren Oberkante 2 m unter NNW. liegt, so daß auch bei diesem Wasserstande eine Tauchtiefe von 2 m unmittelbar an der Schleusenmauer gewahrt bleibt.

c) Sohle. Die erforderliche Dicke der Sohle und ihre Bewehrung ergibt sich aus der Biegungsbeanspruchung. Die Durchbiegung hängt wesentlich von dem Grad der Nachgiebigkeit des Untergrundes, d. h. der Elastizitätszahl des Bodens ab. Diese Zahl ist nicht bekannt und mit den bisher üblichen Verfahren auch nicht zuverlässig zu ermitteln. Man gelangt jedoch mit großer Annäherung zu den tatsächlichen Durchbiegungen, indem man diese zwischen die zwei möglichen Grenzfälle einschließt.

Ist der Baugrund unendlich starr (Felsen), so sind Durchbiegungen der Sohle unter lotrechter Belastung nicht möglich, da der Untergrund nicht nachgeben kann. Die Durchbiegung ist also in diesem Falle gleich Null. Ist der Baugrund dagegen völlig nachgiebig (eine Flüssigkeit), so können sich die Durchbiegungen unbehindert entwickeln. Der Bodendruck ist unter dem ganzen Kammerquerschnitt gleich groß, soweit die Gründungssohle auch trotz der Durchbiegung des Querschnitts als waagerechte Ebene betrachtet werden kann. Die größte senkrechte Durchbiegung sei in dem Falle δ_1 .

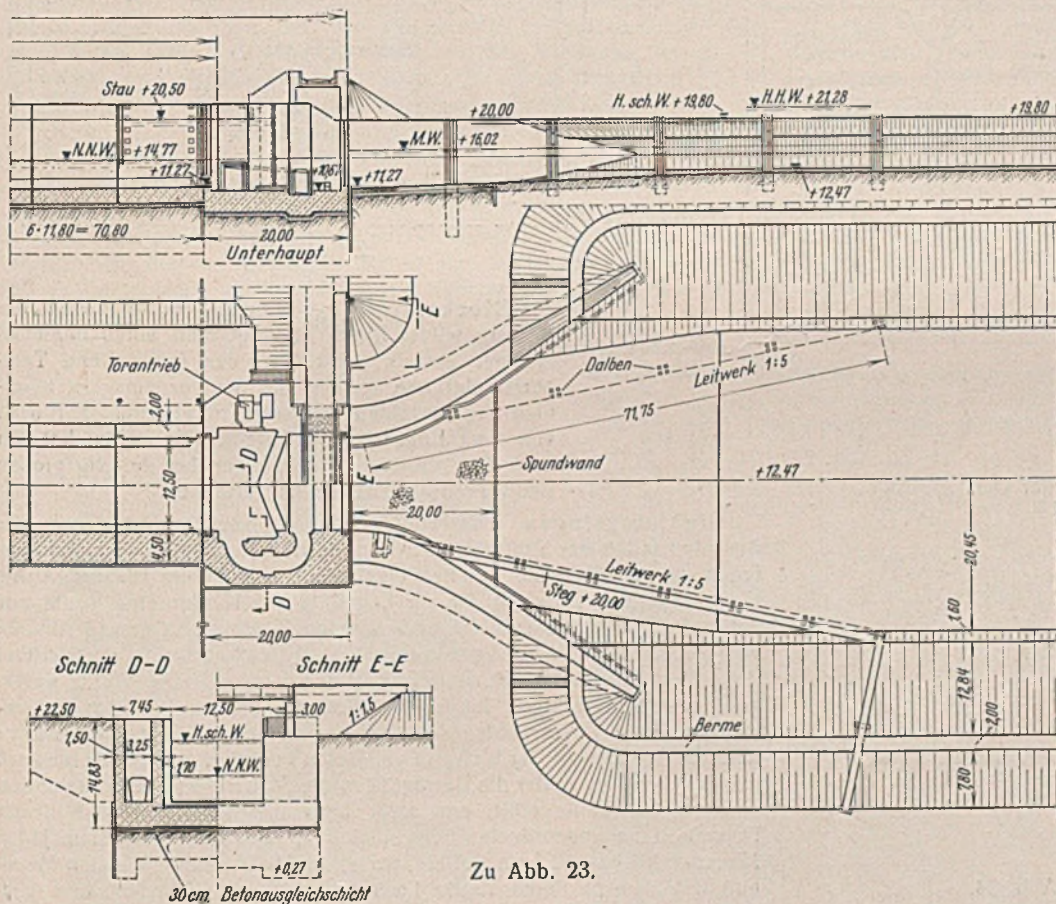
Die wirklichen Verhältnisse werden im allgemeinen zwischen diesen beiden Grenzfällen liegen, so daß nur Teilwerte der Durchbiegung δ_1 erreicht werden. Die tatsächlichen größten Durchbiegungen seien von der Größe $\delta_2 = k \delta_1$.

Bei früheren Schleusenbauten ist die Nachgiebigkeit des Bodens in der Form berücksichtigt worden, daß die tatsächlichen Durchbiegungen in geschätzten Hundertteilen der bei völlig nachgiebigem Untergrunde errechneten Durchbiegung eingeführt sind. So ist in zwei Fällen die Durchbiegung bei einem aus Felsmergel bestehenden Untergrund mit 33 1/3 %, in einem anderen Falle bei einem aus Keupermergel mit felsähnlichem Gefüge bestehenden Untergrund ausreichend hoch mit 50 % der Durchbiegung bei völlig nachgiebigem Untergrund angesetzt worden.

Das gleiche Verfahren ist auch hier eingeschlagen, jedoch sind die den Belwert k bestimmenden Bodenarten nach der Einteilung gemäß DIN 1962, Erdarbeiten, Abschnitt A, 1 unterschieden, wobei der „mittlere“ Boden weitergehend nach c_1 (Lehm) und c_2 (Kies) unterteilt wurde. Die für die Sohlenberechnung anzunehmenden Belwerte k , die in dem durch die genannten Grenzfälle gegebenen Rahmen geschätzt werden müssen, ergeben sich dabei wie folgt:

Bodenarten:	Belwert k
a) schlammiger Boden, Triebsand — nur mit Schöpfgefäßen zu beseltigen —	1,0
b) leichter Boden — mit Schaufel oder Spaten lösbar — (loser Boden, Muttererde, Sand)	0,8
c) mittlerer Boden 1. Lehm	0,75
2. Kies	0,65
d) fester Boden — durch Kelle oder Sprengen lösbar — (schwerer Lehm mit Trümmern, fester Ton, grober Kies mit Ton, fester Mergel, langlagernder Bauschutt oder Asche, schieferartiger Fels oder Steingeschiebe)	0,3
e) Felsen — nur durch Sprengen mit Sprengstoff lösbar —	0

Die Berechnung wird hiernach derart durchgeführt, daß zunächst die bei völlig nachgiebigem Untergrund zu erwartende größte senkrechte



Zu Abb. 23.

3. Berechnung des Schleusenkörpers.

a) Erddruck. Der Erddruckberechnung nach Krey wurden nach den vorstehenden Ausführungen über den feinsandigen, mittelsandigen und tonigen Untergrund folgende Werte zugrunde gelegt, die den in der Versuchsanstalt für Grundbau und Wasserbau an der Technischen Hochschule Hannover an einer Sand- und Tonprobe durchgeführten Versuchen entsprechen:

- Reibungswinkel an der Mauer 0°
- Böschungswinkel
 - Erdreich über Wasser . . . 30°
 - Erdreich unter Wasser . . . 25°
- Erdgewicht 1,8 t/m³
- Hohlraumgehalt 0,35.

b) Kammermauern. Die Kammermauern werden nicht nur nach der Belastung durch Erd- und Wasserdruck, sondern auch nach den

Durchbiegung δ_1 ermittelt wird. Sodann ist durch Versuchsrechnung die Bodendruckverteilung zu suchen, bei der sich die Durchbiegung $\delta_2 = k \delta_1$ errechnet, wobei der Beiwert k nach dem vorhandenen Untergrund zu wählen ist. Für den Belastungszustand mit der Durchbiegung δ_2 ist die Sohle zu bemessen. Bei den hier in Frage kommenden Untergrundverhältnissen ist ein Beiwert $k = 0,8$ für leichten Boden der Berechnung zugrunde gelegt worden.

Zur Vereinfachung der Berechnung sind die Trägheitsmomente der Schleusenmauern, bezogen auf die Höhe der Sohlenachse, als unendlich groß angenommen, so daß die Biegelinie der Sohle unter dem Querschnitt der Kammermauern geradlinig verläuft. Mit der so gefundenen Bodendruckverteilung wird das Größtmoment ermittelt und dieses zusammen mit den waagerechten Kräften der Bemessung der Sohle auf Biegung und Längskraft zugrunde gelegt.

Als Bewehrung der Sohle sind für die tragenden Rundisen Durchmesser von 18 bis 40 mm gewählt. Die Verteilungs- und Sonderbewehrungs-eisen sind 10 mm dick.

Die maßgebenden Belastungsfälle sind nach den örtlichen Verhältnissen ermittelt. Dabei ist bei den Annahmen über die Wasserstände in den Hinterfüllungen auf den Bau der zweiten kleinen Schleuse Rücksicht genommen worden, die gleichlaufend und am unteren Ende der ersten Schleuse angeordnet wird.

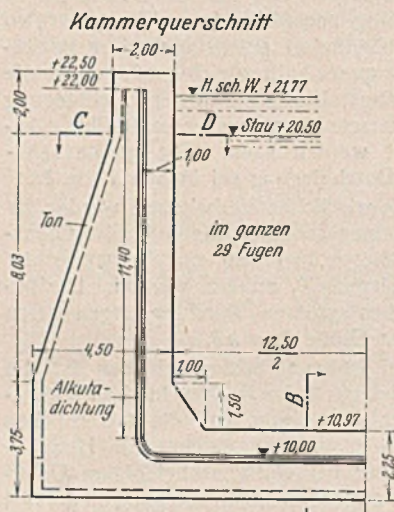
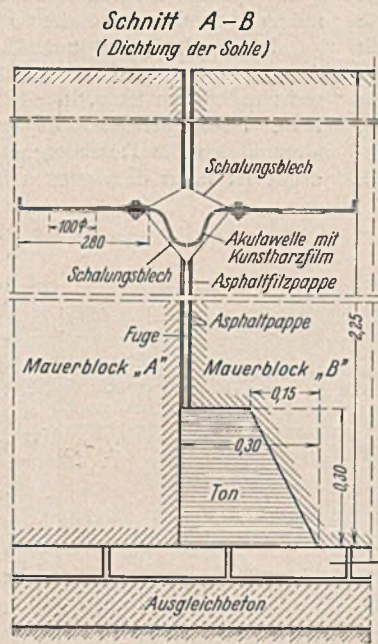
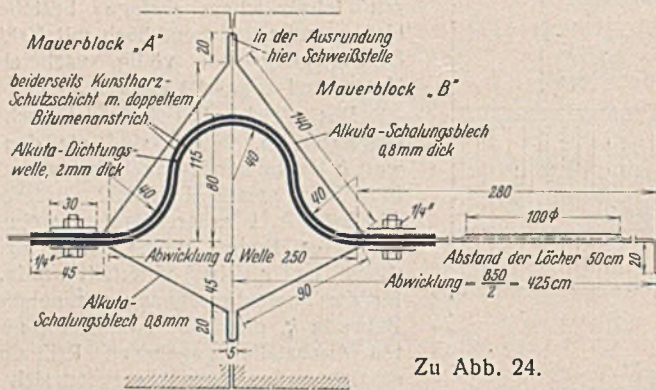


Abb. 24.



Zu Abb. 24.

Abb. 24. Dichtung der Dehnungsfuge.



Zu Abb. 24.

Bei der Festsetzung der Belastungsfälle sind die ungünstigsten, im Betriebe auftretenden Belastungszustände als Grenzfälle berücksichtigt worden, und zwar:

1. leere Schleuse mit Grundwasserstand auf NN. + 20,50 m (Stauhöhe),
2. bis NN. + 21,77 m (Hsch.W.) gefüllte Schleuse mit vollständig abgesenktem Grundwasserstande.

Belastungsfall 1 tritt ein, wenn für eine Überprüfung, Reinigung oder Ausbesserung die Schleuse vollständig geleert wird, eine Maßnahme, die bei höheren Wasserständen als bei dem Regelsau im allgemeinen mit Sicherheit vermieden werden kann.

Für die in der Gründungssohle hauptsächlich anstehenden, ziemlich fest gelagerten Feinsande mit Braunkohlensparten ist bei der sehr großen Flächengründung eine zulässige Beanspruchung bis etwa 3,5 kg/cm² angesetzt worden.

4. Bauausführung.

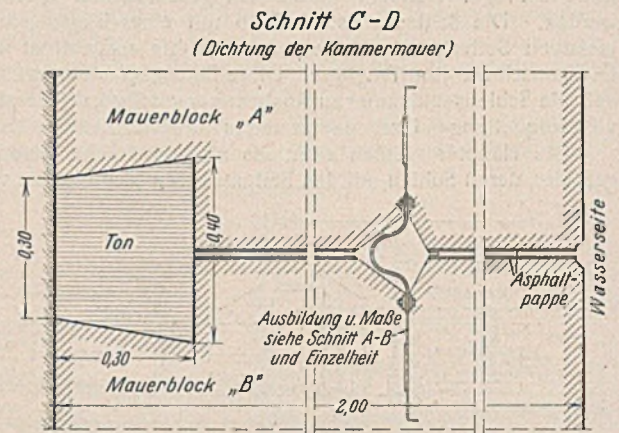
Die Bauarbeiten sind im Juni 1938 nach öffentlicher Ausschreibung an die Bauunternehmung Habermann & Guckes-Liebold AG. in Berlin vergeben worden.

Beton. Der für die Herstellung der Schleuse zu verwendende Beton muß mit Rücksicht auf das schädliche Grund- und Flußwasser undurchlässig sein. Als Mischungsverhältnis für den weich herzustellenden Beton ist deshalb auf Grund von Versuchen, die in der Betonprüfstelle des Wasserstraßen-Neubauamts durchgeführt wurden, vorgesehen

für 1 m³ Beton mit Eiseneinlagen:

250 kg Zement
65 „ Traß
716 „ Sand 0 bis 3 mm Korndurchmesser
364 „ Sand 3 „ 7 „
740 „ Kies 7 „ 30 „

Rund 40 000 m³ Zuschlagstoffe (Sand und Kies) sind bereits beim Aushub des unteren Schleusenkanals gewonnen worden. Die noch fehlenden Mengen werden auf dem Wasserwege bezogen werden.



Zu Abb. 24.

Blockeinteilung. Zum Schutze gegen die Bildung wilder Risse, hervorgerufen durch ungleichmäßiges Setzen, Schwinden des Betons und Temperatureinflüsse werden die Schleusenmauern innerhalb der einzelnen Kammern in gleichlange Blöcke von etwa 12 m Länge eingeteilt. Dieses Maß hat sich nach den bisherigen Erfahrungen bei derartig großen Bauwerken als zweckmäßig erwiesen.

Dehnungsfugen. Die Stoßstellen der Kammerblöcke und der Anschlußstellen der Kammermauern an die Häupter werden als Dehnungsfugen ausgebildet. Sie erhalten eine innere und äußere Dichtung. Als innere zugfeste Dichtung ist zur Ersparnis von Kupfer eine Welle aus 2 mm dickem Alcutametal eines bekannten Kupferwerks gemäß Abb. 24 vorgesehen, die beiderseitig mit einer Kunstharzschutzschicht und darüber mit einem doppelten Bitumenanstrich versehen ist. Die Welle durchquert einen viereckigen luftgefüllten Schacht, der aus 0,8 mm dickem, mit der Welle verschraubten Alcutaschalungsblech gebildet wird. Dieses wird für den Einbau der Welle in den Beton benötigt, ist aber so schwach gehalten, daß es später die Bewegungen der Mauerblöcke nicht behindert und gegebenenfalls reißt, und zwar besonders leicht an den in der Dehnungsfuge angeordneten Schweißstellen. Die Welle bindet in jeden Mauerwerksblock 42,5 cm tief ein, wobei die Haftwirkung zwischen Metall und Beton noch durch runde Löcher von 100 mm Durchm. und Umbiegungen der Wellenenden erhöht wird. Die Mauerblockfuge selbst wird mit doppelten Lagen von Asphaltpappe gedichtet.

Die äußere Dichtung wird durch einen Tonwulst hergestellt, der an den äußeren Seiten der Kammerwände schwalbenschwanzförmig und unter der Sohle trapezförmig ausgebildet ist.

Spundwände. Das massive Bauwerk wird durch eine Stahlspundwand von rd. 9 m Höhe eingefast. Die Längsspundwand dient als Schutz gegen eine bei dem vorhandenen Gefälle des Grundwassers und dem durchlässigen Untergrunde sich etwa einstellende Querläufigkeit. Weiter schützt sie den in der Herstellung begriffenen Sohlenbeton vor Schaden, der beim Ausfließen von Teilen der Baugrubenböschungen bei Regengüssen oder zeitweisem Stillstand der Grundwassersenkung durch Überspülen mit Boden entstehen könnte. Schließlich erspart sie Bodenaushub und Schalungskosten für einen Teil des Sohlenbetons.

Zur Verhütung der Umlaufzeit sind ferner am Ober- und Zwischenhaupt stählerne Querspundwände vorgesehen, die im Mittel etwa 5 m tief in die Böschung der Baugrube eingreifen. Die Sohlenbefestigungen vor

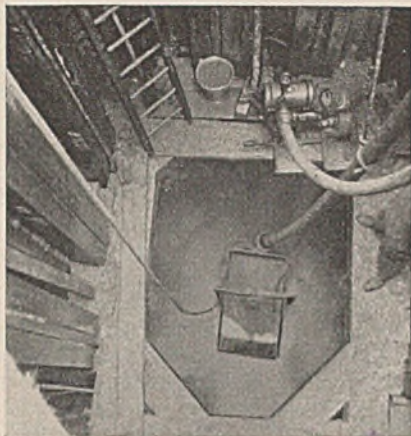


Abb. 25. Blick in das Schürfloch zur Untersuchung des Baugrundes.



Abb. 26. Filterrohre.



Abb. 27. Tauchpumpe.

dem Ober- und Unterhaupt sind ebenfalls durch Stahlspundwände eingefaßt. Sie bestehen aus 60 cm hohen Betonprismen auf 30 cm hoher Kiesbettung und am Unterhaupt auf Vorschlag der Versuchsanstalt für Wasser-, Erd- und Schiffbau in Berlin auf 20 m Länge aus einer 60 cm hohen Steinschüttung aus 30 cm dicken Steinen auf 30 cm Grobkies und 10 cm Feinkies.

Säureschutz. Wegen des hohen Gehaltes des Grundwassers an freier Kohlensäure (9, 11 und 20 mg/l) und an anderen betonschädlichen Beimischungen wird die Sohle durch eine in Bitumenmörtel vermauerte Klinkerflachschiicht geschützt, die auf einer 10 cm dicken Schicht Ausgleichbeton ruht. Sämtliche Außenflächen des Bauwerks, soweit sie hinterfüllt werden, erhalten zunächst einen kalten Voranstrich und in genügendem Zeitabstand zwei teerfreie Bitumenheißanstriche.

Eckpanzerungen und Einfassungen. Die lotrechten Kanten der Nischen für die Tore und die lotrechten Kanten am oberen Schleusenende werden mit $\frac{1}{4}$ kreisförmig gebogenen Stahlblechen gepanzert. Die Kanten der Dammbalkenfalze werden mit Winkeleisen verstärkt. Alle übrigen Bauwerkskanten werden mit Werksteinen oder Hartbeton eingefaßt. An der wasserseitigen Kante der Schleusenplattform ist die Werksteineinfassung zur Erhöhung der Verkehrssicherheit unter 1:4 geneigt 7 cm über die Plattform hochgezogen.

und 35 Kleinfilterbrunnen benötigt. Vor ihrem Einbau wurde mittels eines kleinen Bohrgerätes der Untergrund im einzelnen genau auf die Ausdehnung von Tonlinsen sowie von Faul- und Flußschlamm lagern abgebohrt, damit die endgültigen Brunnen möglichst im sandigen und kiesigen Boden zu stehen kamen, der das Grundwasser leicht abgibt.

Beim Bau der Großfilterbrunnen wurde ein Mantelrohr von 1000 mm Durchm. mit Wasserdruckpressen in den Boden getrieben, der Boden mittels eines besonderen, in das Rohr passenden Greifers ausgeschoben, und das Filterrohr von 400 mm Durchm. mit dem Druckrohr von 100 mm Durchm. eingebaut (Abb. 26 bis 29). Zwischen Mantelrohr und Filterrohr wurde unter Verwendung eines Zwischenrohres von 630 mm Durchm. außen sorgfältig gesiebter Filtersand und innen Filterkies geschüttet. Alsdann wurden Mantel- und Zwischenrohr gezogen. In jedem Brunnen hängt eine elektrische Tauchpumpe Bauart „Uta“, die bei einer Leistung von 540 und 1200 l/min das Wasser durch das Druckrohr in die Sammelleitung und weiter in den Schleusenunterkanal fördert. Die Sammelleitung verläuft auf der Ost- und Westseite der Schleusenbaugrube, sie ist 300 mm weit. Eine selbstschreibende Meßvorrichtung in den beiden Sammelleitungen zeigt jederzeit die geförderten Wassermengen an. Die Großfilterbrunnen und Tauchpumpen haben die erforderliche Grundwassersenkung bewirkt und sich in jeder Beziehung gut bewährt.

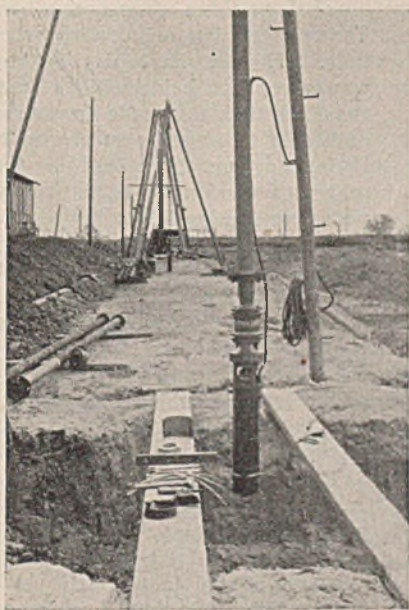


Abb. 28. Einbau der Tauchpumpe, im Hintergrunde Einbau des Großfilterrohres.

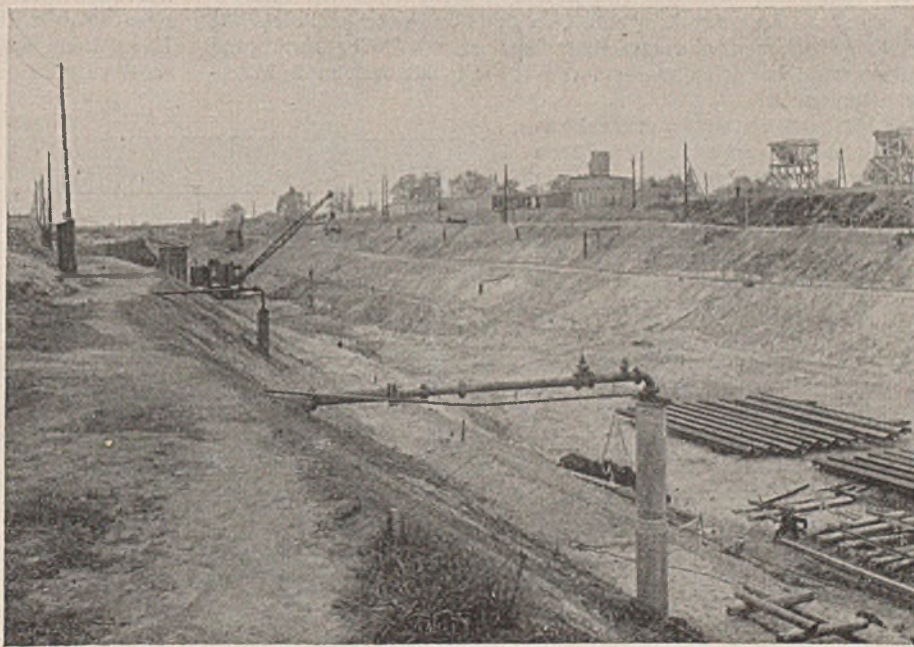


Abb. 29. Schleusenbaugrube mit fertigen Großfilterbrunnen.

Pumpensümpfe. In jedem Haupt ist oberhalb und unterhalb des Dremfels je ein Pumpensumpf angeordnet (Abb. 23). Die Sohle erhält, wie bereits erwähnt, ein Längsgefälle von 0,30 m zum Zwischenhaupt hin, um die Schleuse bei einer etwaigen Nachprüfung und Ausbesserung leichter leerpumpen zu können.

Die Untersuchung des Baugrundes wurde auf Grund zahlreicher Bohrungen und in einem aus Stahlspundbohlen hergestellten, durch Holzrahmen ausgesteiften, etwa 15 m tiefen Schürfloch durchgeführt (Abb. 25). Außerdem wurden zwei Grundwasser-Pumpversuche angestellt.

Für die Grundwasserabsenkungsanlage, in deren Schutz die Gründung der Schleuse ausgeführt wird, werden im ganzen 40 Groß-

Die zur Ergänzung in der Nähe des Unterhauptes — an dem starker Wasserandrang vom Schleusenunterkanal her herrscht — verwendeten Kleinfilterbrunnen sind in der bekannten Art gebaut und fördern das Grundwasser mittels Kreiselpumpen ebenfalls zum Unterkanal.

Nach dem Aushub der Baugrube mittels Löffel- und Greifbagger bis Oberkante Spundwand wurden die Bauwerksspundwände vom Unterhaupt nach dem Oberhaupt zu gerammt, und anschließend der restliche sandige und tonige Boden mit einem Raupenbandgreifer ausgehoben.

Betonieren. Nach dem Betonieren der im allgemeinen 10 cm dicken Ausgleichschiicht, — die nur in den tieferen Baugruben der Häupter zu-

gleich als Verspannung der frei stehenden Spundwände in 30 cm Dicke erforderlich war, — wurde die Dichtungsschicht in Form einer vollständig in Bitumenmörtel verlegten und damit überdeckten Klinkerflachschiebt eingebaut.

Bei dem Verlegen der schweren Rundeisen von 32 und 40 mm Durchm. der doppelt bewehrten, 3 m und 2,25 m dicken Sohle war insbesondere für die sichere und einwandfreie Stützung der schweren oberen Eisenlage der Häupter der Einbau einiger, an der Sohle ebenfalls abgedichteter Klinker-Mauerwerkpfiler erforderlich, über die besondere Trageisen gestreckt wurden.

Ähnliche Pfeiler wurden außerdem für den ordnungsmäßigen Einbau der flußeisernen Toranschlagrahmen benötigt, die mit Hilfe einer waagrecht gelagerten Lehre aus Eisenfachwerk genau verlegt wurden. Diese Bauweise ist in dieser Form meines Wissens zum ersten Male hier von mir angewendet worden und hat sich in jeder Beziehung sehr gut bewährt.

Entsprechend der Leistungsfähigkeit der Betonaufbereitungsanlage wurde der Sohlenbeton in solche Blockgrößen unterteilt, daß sie jeweils in einer Arbeitsschicht von 10 Std. fertiggestellt werden konnten.

Als Betonzuschlagstoff wurde u. a. Kies verwendet, der zum Teil beim Aushub des unteren Schleusenkanals gewonnen und zum Teil im Strom gebaggert war. Die Zuschlagstoffe werden in einer Wasch- und Siebanlage nach den Korngrößen 0 bis 3,3 bis 7 und 7 bis 30 mm getrennt, mittels schwenkbarer Förderbänder auf besondere Lagerplätze geschafft, von hier mittels Greifer in je einen Bunker für jede Korngröße gehoben, alsdann von diesen mittels handbedienter Wiegevorrichtungen in die darunter fahrenden Förderwagen abgezapft und zu den beiden Betonmischmaschinen befördert. Zement und Traß werden auf einen im Schuppen stehenden, mit Einstellvorrichtung versehenen Vormischer gegeben, durch ein Becherwerk in eine über den Mischmaschinen stehende Bunkeranlage gehoben und mit einer handbedienten Wiegevorrichtung für die aus zwei Sonthofen-Mischern von 1000 l Inhalt bestehende Mischanlage entnommen.

Der fertige Beton wird von zwei aus je vier Muldenklippern bestehenden Zügen in Richtung der Schleusenachse verfahren und in einen neben der betreffenden Arbeitsstelle oben an der Baugrubenböschung eingebauten Bunker entleert. Von diesem wird er auf drei hintereinanderliegenden Förderbändern quer zur Schleusenachse auf eine in Richtung der Schleusenachse fahrbare, die Baugrube überspannende Betonierbrücke befördert, und zwar nach zwei Trichtern mit schwenkbaren Rinnen, die ihrerseits wieder in je sechs lotrechte, mit Trichtern versehene Rohre von 15 cm Durchm. ausschütten können, so daß die Betonzufuhr möglichst gleichmäßig verteilt über die Baugrube ist.

Der Unterteil dieser Rohre ist mittels elektrischer, mit Handzügen ausgestatteter Winden, die in den auf der Betonierbrücke stehenden Dreiböcken aufgehängt sind, ausziehbar angeordnet, so daß das untere Rohrende mit der darunter befestigten Verteilungsplatte jederzeit im Betriebe so auf und ab verschoben werden kann, daß ein

möglichst gleichmäßiger Betonstrom — ähnlich wie bei dem Contractorverfahren — aus dem Rohr austreten kann. Die Anlage mit einer Leistungsfähigkeit von etwa 40 bis 45 m³/h hat sich bisher sehr gut bewährt. Auf Abb. 30 sind die beschriebenen Anlagen zu sehen, und zwar einige Großfilterbrunnen in der westlichen Böschung, sodann im Vordergrund die Baugrube mit der Umfassungsspundwand (Unterhaupt und kleine Schleusen-kammer), quer darüber die Betonierbrücke mit vier Längsträgern im Bau, im Hintergrunde an der rechten Baugrubenböschung der Zement- und Traßschuppen mit der angebauten Becherwerks- und Mischanlage und gleich rechts daneben das Umspannerhaus mit vier Maschinensätzen von

zusammen 380 kVA. Weiter rechts liegt die Kiesklippe und die Wasch- und Siebanlage mit den vier Bunkern für die Zuschlagstoffe verschiedener Körnung, aus denen die Zuschlagstoffe in die darunter fahrenden Förderzüge abgewogen werden. Abb. 31 zeigt die fertige Betonierbrücke bei der Herstellung des Unterhauptes.

5. Tore.

Maßgebend für die Wahl der Verschlüsse war die Forderung, den Betrieb möglichst einfach zu gestalten. Unerwünscht sind schwer belastete Maschinenanlagen und Einrichtungen, deren Überwachung besondere Sachkenntnis erfordert und die besonders sorgfältiger Pflege bedürfen. Ebenso werden verwickelte elektrische Schaltanlagen, Leonardantriebe (für wechselnde Geschwindigkeiten), elektrische Verriegelungen u. dgl. möglichst vermieden. Alle Verschlüsse müssen im Notfalle auch von Hand mit erträglichem Kraft- und Zeitaufwand bedient werden können.

Mit Rücksicht auf diese Forderungen kommen Hubtore (mit und ohne Torschütz), Klapp- und Schiebetore nicht in Frage. Weil im übrigen genügend Platz

zur Verfügung steht, werden in allen Häuptern Stemmtore angeordnet, die nach den bisherigen guten Erfahrungen als Riegeltore mit ebener Torhaut ausgebildet werden sollen. Die Plattform der Häupter ist so bemessen, daß für den Antrieb der Stemmtore Kurbelantriebe eingebaut werden können.

6. Füll- und Entleerungsvorrichtungen.

Zur Füllung und Entleerung der Schleue sind u. a. im Hinblick auf die besonderen Schwierigkeiten der Eisabführung in allen Häuptern Umläufe mit Einläufen von der Tornische aus angeordnet, und zwar bei dem Zwischen- und Unterhaupt auf sehr kurzem Wege um die Tore herum, beim Oberhaupt dagegen in Form einer nach dem Oberkanal zu fallenden, unter dem Torkammerboden mündenden Schraubenlinie. Hierbei läuft das Schleusenwasser von den beiderseitigen Tornischen aus durch stark abfallende Kanäle zunächst nach dem Oberwasser zu und trifft unter dem Oberwasser zu und trifft unter Umlenkung um etwa 90° in dem Beruhigungsraum unter dem Torkammerboden von beiden Seiten her aufeinander, wobei der Wasserstrom gleichzeitig durch drei Längszwischenwände zerlegt und nochmals in Richtung der Schleusenachse um 90° umgelenkt wird. Bei seinem Hervorquellen unter dem Drempeel trifft das Wasser zur weiteren Vernichtung seiner lebendigen Kraft zunächst gegen eine mit 0,5 m hohen Sohlenschlitzen versehene Beruhigungsschwelle und kurz darauf gegen den Maueraufsprung der Sohle. Bei dieser Wasserführung wird unter Verwendung geeigneter Schütze und Hubgeschwindigkeiten eine ruhige Lage der Schiffe in der Schleuse zu erwarten sein. Mit dem Tornischeneinlauf ist ferner der Vorteil einer guten Spülmöglichkeit der Torkammer verbunden.

Als Umlaufverschlüsse werden in allen Häuptern Rollkeilschütze

angeordnet, weil diese wenig Platz erfordern und zuverlässig dicht schließen. Die Schächte der Rollkeilschütze können gegen Oberwasser, gegen Rückstau von der Schleusen-kammer und gegen Unterwasser durch Notschütze verschlossen werden, so daß Ausbesserungen eines Schützes ohne Unterbrechung des Schleusenbetriebes ausgeführt werden können. Die Abmessungen der Schützeschächte sind deshalb so gewählt, daß sie — auch bei eingesetztem Schütz — bestelbar sind.

Für die Bemessung der Umlaufquerschnitte und der Schützgeschwindigkeiten gilt grundsätzlich:

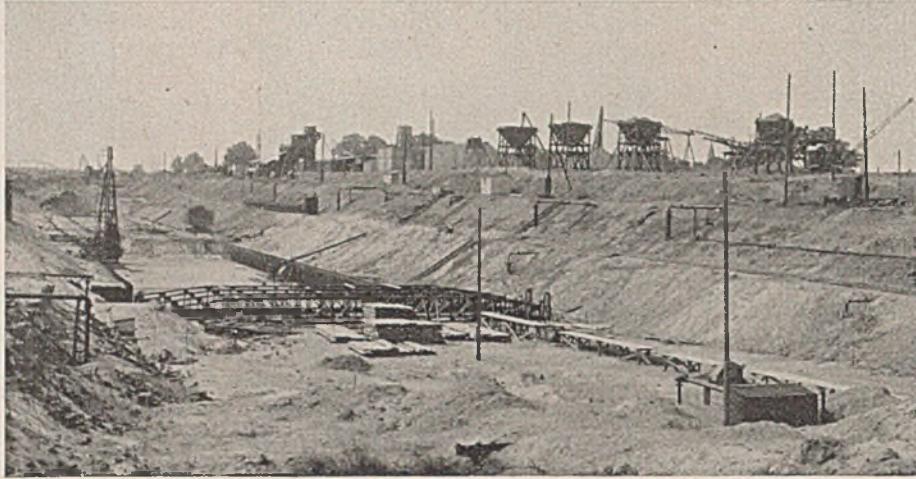


Abb. 30. Schleusenbaugrube mit der Einfassungsspundwand des Bauwerks und den Anlagen für den Betonierbetrieb.

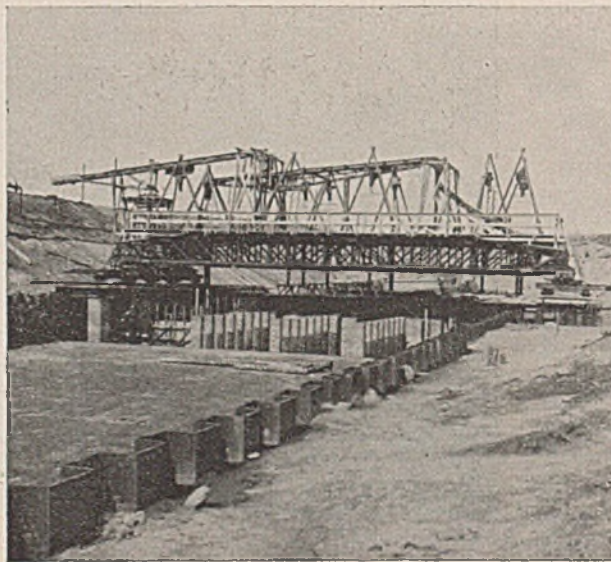


Abb. 31. Brücke zum Betonieren des Unterhauptes.

1. Die ruhige Lage der Schiffe in der Schleuse erfordert besonders beim Füllen ein langsames Öffnen der Schütze. Die Höhe des ersten Wasserschalles bei der Füllung darf $\frac{1}{700}$ der Schiffslänge nicht überschreiten, damit die Zugkraft an den Haltetrossen unter $\frac{1}{700}$ des Schiffsgewichtes bleibt.

2. Die Wassermenge, die bei Regelstau dem Oberkanal unter Berücksichtigung der zulässigen Strömungsgeschwindigkeiten von $v = 0,5$ m/sek entnommen werden kann, beträgt $60 \text{ m}^3/\text{sek}$. Dem Unterkanal dürfen aus demselben Grunde bei NNW. nur $40 \text{ m}^3/\text{sek}$ zugeführt werden.

Zur Erfüllung der genannten Forderungen bestehen zwei Möglichkeiten in der Betriebsweise:

1. größere Schützgeschwindigkeiten mit Hubpausen, die dem Betriebe entsprechend von der Bedienung zu wählen sind und bei vermindertem Gefälle fortfallen,

2. kleinere Schützgeschwindigkeiten ohne Hubpausen.

In der Versuchsanstalt für Wasser-, Erd- und Schiffbau in Berlin, sind Modellversuche für das Ober-, Zwischen- und Unterhaupt mit folgendem Ergebnis durchgeführt worden:

Oberhaupt. Zwecks allmählicher Zunahme der Füllmenge, wodurch die Längskräfte klein gehalten werden, sind zwei dreieckförmige Einbauten auf der Umlaufsohle hinter dem Rollkeilschütz angeordnet. Für die zulässige Wassermenge von $60 \text{ m}^3/\text{sek}$ ergab sich damit eine erforderliche Hubgeschwindigkeit des Schützes von $6 \text{ mm}/\text{sek}$, wobei die Füllzeit $745 \text{ sek} = \text{rd. } 12\frac{1}{2} \text{ min}$ dauerte, und die größte Trossenkraft am 1000-t-Kahn nur 800 kg erreichte. Als endgültiger Umlaufquerschnitt am Schütz wurde ein Querschnitt von $5,1 \text{ m}^2$ festgelegt, der mit seinen $0,75 \text{ m}$ hohen dreieckförmigen Sohleneinbauten eine größere Hubgeschwindigkeit ermöglichen soll, ohne wesentliche Zunahme der ersten Druckkraft auf den in der Schleuse liegenden Kahn. Der endgültige Auslaufquerschnitt des Umlaufes in der Schleusenkammer beträgt bei $3,2 \text{ m}$ Breite und $2,0 \text{ m}$ Höhe $6,4 \text{ m}^2$.

Im Laufe der Versuche wurde auch die günstigste Form der Drempel-einbauten (drei Längszwischenwände und eine Querschwellen) bestimmt mit dem Ziel, eine möglichst gleichmäßige Verteilung des Füllwassers bei Eintritt in die Schleusenkammer zu erreichen.

Die Modellversuche für das endgültige Oberhaupt wurden dann für verschiedene Gefälle angestellt. Für das bei Winterstau von NN. + $20,80 \text{ m}$ eintretende Höchstgefälle von $6,03 \text{ m}$ ist eine gleichmäßige Hubgeschwindigkeit von $7 \text{ mm}/\text{sek}$ mit 433 sek Hubzeit erforderlich, um der Bedingung der größten Füllwassermenge von $60 \text{ m}^3/\text{sek}$ zu genügen. Die Füllung der Gesamtschleuse dauert dann $793 \text{ sek} = \text{rd. } 13\frac{1}{4} \text{ min}$. Die größte Trossenkraft tritt zu Beginn des Füllens als Druckkraft in Richtung zum Oberhaupt auf, erreichte aber mit 1100 kg nur die Hälfte des zulässigen Wertes. Der gegen Ende des Schützhubes wirksame Sog nach dem Oberhaupt blieb mit 500 kg nur gering.

Bei dem größten Gefälle von $5,73 \text{ m}$ bei Sommerstau von NN. + $20,50$ dauert die Füllung bei gleicher Schütz-Hubgeschwindigkeit von $7 \text{ mm}/\text{sek}$ rd. 13 min .

Bei abnehmendem Gefälle kann das Schütz schneller gehoben werden um die zulässige Höchstmenge auszunutzen. Die erste Druckkraft am Kahn wird trotzdem nicht wesentlich vermehrt, da der höhere Unterwasserstand eine größere Anfangstiefe in der Kammer bewirkt. Es ist deshalb die Einstellung einer zweiten schnelleren Hubgeschwindigkeit für das häufigste Gefälle zwischen $4,48$ und $4,65 \text{ m}$ vorgesehen. Für das Gefälle von $4,65 \text{ m}$ ergaben die Versuche eine mögliche Hubgeschwindigkeit bis zu $12 \text{ mm}/\text{sek}$, eine Verringerung der Füllzeit auf $636 \text{ sek} = \text{rd. } 10\frac{1}{2} \text{ min}$ und ein Ansteigen der größten Druckkraft auf den Kahn nur bis 1200 kg . Hiernach ist für die Betriebsweise des Oberhaupt-schützes folgende Regelung in Aussicht genommen:

Gleichmäßige Hubgeschwindigkeit von $7 \text{ mm}/\text{sek}$ für die Gefälle über $4,70 \text{ m}$ und eine gleichmäßige Hubgeschwindigkeit von $12 \text{ mm}/\text{sek}$ für die Gefälle von $4,65 \text{ m}$ abwärts. Die Betriebserfahrungen werden ergeben, ob der schnellere Hub in der Praxis schon bei etwas höherem Gefälle als $4,65 \text{ m}$ eingestellt werden kann.

Für den Fall, daß bei kurzen Schleppzügen nur der Kammerteil zwischen Oberhaupt und Zwischenhaupt gebraucht wird, wobei dann das Mittelhaupt zur Entleerung der Kammer dient, bleiben die oben festgelegten Schützbewegungen am Oberhaupt die gleichen. Nur die Füllzeit wird bei der geringeren Kammerlänge kürzer. Die Versuche ergaben als Füllzeit 620 sek bei einem Höchstgefälle von $6,03 \text{ m}$ und 490 sek bei dem häufigsten Gefälle von $4,65 \text{ m}$.

Zwischenhaupt. Bei einem Durchflußquerschnitt der Umläufe und Schütze von 4 m^2 haben die Versuche ergeben, daß die Füllung der kleinen Kammer mit Umläufen und zwei Beruhigungsschwellen bei geeignetem Schützhub gut durchführbar ist. Der vorgesehene Abstand von 9 m zwischen Toranschlag und Endschwelle ist ausreichend. Es ist jedoch eine geringe Vertiefung von $0,5 \text{ m}$ in der Sohle zwischen den beiden Ausläufen der Umläufe empfohlen in der gleichen Art, wie sie für die Sohle des Unterhauptes auch angewendet wird. Die Abmessungen und die Lage der durchbrochenen Vorderschwellen gehen aus Abb. 23 hervor.

Bei einer Schütz-Hubgeschwindigkeit von $9 \text{ mm}/\text{sek}$ wird eine größte Füllmenge von $36 \text{ m}^3/\text{sek}$ mit Trossenkraften unter 1000 kg erreicht, wobei die Füllzeit $335 \text{ sek} = \text{rd. } 5\frac{1}{2} \text{ min}$ beträgt. Bei dem häufigsten Gefälle von $4,65 \text{ m}$ kann die Schütz-Hubgeschwindigkeit auf etwa $12 \text{ mm}/\text{sek}$ bei etwa der gleichen Füllwassermenge von $36 \text{ m}^3/\text{sek}$ gesteigert, die Füllzeit jedoch auf $273 \text{ sek} = \text{rd. } 4\frac{1}{2} \text{ min}$ verringert werden.

Unterhaupt. Die größte Wassermenge bei Entleerung der gesamten Schleuse darf bei niedrigstem Unterwasserstand, d. h. bei etwa 6 m Gefälle nicht mehr als $40 \text{ m}^3/\text{sek}$ betragen. Nach längeren Versuchen wurde festgelegt, am Unterhaupt ebenfalls das verkleinerte Oberhaupt-schütz mit $3,03 \text{ m}$ Hubhöhe und $5,98 \text{ m}^2$ Durchflußfläche ohne dreieckförmige Einbauten anzuwenden und die Umlaufquerschnitte entsprechend zu verringern. Der Auslauf in das Tosbecken wurde in der Breite bis auf 2 m eingeschränkt, damit Ablösungen des Wasserfadens in der Krümmung möglichst vermieden wurden. Mit $3,30 \text{ m}$ Höhe war dann der Auslaufquerschnitt von $6,60 \text{ m}^2$ noch um 10% größer als der Schützquerschnitt. Dadurch, daß der Auslauf auf der Sohle der 50 cm betragenden Vertiefung (vgl. Mittelhaupt) des Tosbeckens mündet, blieb seine Oberkante noch um $1,3 \text{ m}$ unter dem niedrigsten Unterwasserstande (NN. + $14,77 \text{ m}$) gegenüber der ursprünglichen Entwurfsannahme von nur $0,7 \text{ m}$. Dieses trug neben der bereits genannten Vorderschwelle im Tosbecken, die auch im Unterhaupt angeordnet ist, wesentlich zur Energievernichtung bei, so daß trotz der geringen Länge des Tosbeckens eine Steinschüttung von 25 bis 30 cm Stückgröße in 80 cm Höhe auf 40 cm dicker Kiessand-filterschicht zur Sicherung des Sturzbettes ausreicht.

Nach diesen Versuchen ergab sich:

Bei dem niedrigsten Unterwasserstande von NN. + $14,77 \text{ m}$ und einem Höchstgefälle der Schleuse von rd. 6 m wird mit einer Schütz-Hubgeschwindigkeit von $3,3 \text{ mm}/\text{sek} = \text{d. h. } 920 \text{ sek} = \text{rd. } 15,3 \text{ min}$ Hubzeit — eine größte Entleerungsmenge von $44 \text{ m}^3/\text{sek}$ bei $1000 \text{ sek} = 16\frac{2}{3} \text{ min}$ Entleerungszeit für die gesamte Schleuse erreicht.

Bei einem um $0,5 \text{ m}$ höher angenommenen Unterwasser, d. h. einem Gefälle von $5,50 \text{ m}$, wobei der Wasserquerschnitt im Unterkanal von 120 m^2 bereits überschritten ist, beträgt mit einer Schütz-Hubgeschwindigkeit von $7 \text{ mm}/\text{sek} = \text{d. h. } 430 \text{ sek} = \text{rd. } 7,3 \text{ min}$ Hubzeit — die höchste Wassermenge $60 \text{ m}^3/\text{sek} = 12 \text{ min}$ Entleerungszeit.

Zur Entleerung der kleinen Kammer wird die Schütz-Hubgeschwindigkeit von $7 \text{ mm}/\text{sek}$ bei allen Wasserständen anzuwenden sein.

Den Notverschluß der Umläufe der Häupter bilden vor die Umläufe gesetzte eiserne Schütztafeln. Nur auf der Unterseite der Schütze des Oberhauptes ist wegen der Unzugänglichkeit dieser Stelle ein Notverschluß in einem Schachte innerhalb der Seitenmauern des Hauptes angeordnet.

7. Ausrüstung.

Als Notverschluß der Schleuse oder eines einzelnen Hauptes sind eiserne Dammbalken vorgesehen, die entweder als genietetete Träger²⁾ oder — dem Wasserdruck entsprechend — aus verschiedenen dicken Stahlblechen H-förmig mit gleicher Bauhöhe zusammengeschweißt sind. Diese werden einheitlich für alle Schleusen beschafft und durch ein schwimmendes Hebezeug oder ein anderes geeignetes Gerät eingesetzt.

Steigeleitern. Die Steigeleitern werden zur Vermeidung von Einkerbungen in den Kammermauern möglichst an den Enden der Mauerblöcke angeordnet. Neben jedem Haupte ist in der Kammer eine Steigeleiter vorgesehen. Die nächste Steigeleiter befindet sich am hauptseitigen Ende des zweiten, vom Haupte aus gezählten Blockes. Im übrigen beträgt die Entfernung der Steigeleitern drei Blocklängen, das sind etwa 36 m . Die Steigeleitern reichen bis 1 m unter NNW., mit Ausnahme derer an den Häuptern, die zum Einsteigen bei Ausbesserung und Reinigung bis zur Schleusensole führen müssen.

Die 65 cm breiten und 32 cm tiefen Leiternischen sind in ihrem obersten Teile, auf einer Strecke von 40 cm unter der Plattform, auf 54 cm vertieft. Hinter der erweiterten Nische ist ein 30 cm hoch über die Schleusenplattform herausragender, 50 mm dicker Rundisenbügel zum sicheren Festhalten angebracht. Diese Ausführung entspricht den Vereinheitlichungsgrundsätzen der Reichswasserstraßenverwaltung³⁾.

Haltekreuze. Rechts neben jeder Steigeleiter ist eine Reihe übereinanderliegender Haltekreuze der Bauart „Oblonga“ (G. L. Rexroth K.-G. in Loth. a. Main) angeordnet, ebenso in der Mitte zwischen den Steigeleitern. Der unterste Haltekreuzkasten befindet sich 1 m über NNW., der oberste, zum leichten Belägen oben offene Kasten an der Plattformkante. Der lotrechte Abstand der Haltekreuze ist zum bequemen Umlängen der Schiffstrossen während des Schleusens auf Reichhöhe, d. h. auf $1,40$ bis $1,65 \text{ m}$ bemessen.

Poller. Hinter jeder Steigeleiter wird auf der Schleusenplattform ein Poller angeordnet werden. Die Poller bestehen aus einfachen, in den Boden gerammten, mit Beton gefüllten Mannesmannröhren von $3,50 \text{ m}$ Länge und 30 cm Durchm., die durch einen Betonblock gehalten

²⁾ Bautechn. 1930, Heft 53/54, S. 807.

³⁾ Hartwig, Ausrüstung von Schleusen an Binnenwasserstraßen usw. Bautechn. 1933, Heft 53, S. 707.

Die Bohlen und Träger sind imstande, eine aus Schiffsstoß oder Trossenzug herrührende Kraft von 25 t aufzunehmen. Zu ihrer Berechnung ist angenommen worden, daß ein beladener 1000-t-Kahn mit einer Geschwindigkeit $v = 0,35$ m/sek mit dem Bug gegen das Leitwerk fährt. Wenn der Weg des auftretenden Schiffsstoßes mit $s = 0,25$ m (Nachgeben des Fenders, des Schiffsbuges und des Dalbens) zugrunde gelegt wird, ist der Schiffsstoß

$$P = \frac{G \cdot v^2}{2s} = \frac{1000}{9,81} \cdot \frac{0,35^2}{2 \cdot 0,25} = \text{rd. } 25 \text{ t.}$$

Die Beanspruchung liegt für die Bohlen dann bei etwa 2000 kg/cm² und für die Träger bei etwa 1600 kg/cm².

Die gewählte Bauweise zeichnet sich durch schnelle und leichte Ausführbarkeit aus. Sämtliche Einzelteile können in der Werkstatt weitgehend vorbereitet, und die Bauarbeiten können ohne Wasserhaltung ausgeführt werden. Sie sind daher zeitlich unabhängig von dem Bau der Schleuse selbst. Durch die Anordnung der Schürzen ist eine sichere Führung der Schiffe gewährleistet. Die Elastizität dieser Ausführungsart ist ein wesentlicher Vorzug, bei Stößen werden dadurch Schiffskörper und Leitwerk geschont.

Vor dem Unterhaupt ist auf dem in der Leitwerksneigung 1:5 liegenden Teile der Übergangsmauer zur Beschleunigung des Schleusenbetriebes ein Spill auf NN. + 20,00 angeordnet, und zwar möglichst tief, um den Trossenzug wirksamer zu machen. Daß es deshalb nicht frei über dem höchsten Hochwasser (HHW. NN. + 22,80) liegt, ist nicht ausschlaggebend, da bei HHW. ohnehin nicht geschleust werden wird. Für den Spillantrieb ist jedoch ein gekapselter Elektromotor vorgesehen.

Unter der Brücke über das Schleusenunterhaupt ist im Beton des Unterhauptes eine Treppe ausgespart, die auf die höher gelegene Schleusenplattform (NN. + 22,50) führt. Die Gesamtanordnung ist hier so getroffen, daß der Verkehr vom Steg auf das Unterhaupt durch das Spill möglichst wenig behindert wird (Abb. 23).

Vorbehaltlich einer etwaigen späteren Entwurfsänderung ist zunächst folgende Anordnung vorgesehen. Der Dalbenabstand beträgt innerhalb der Leitwerke auch mit Rücksicht auf die Stützweite des Leitwerksteges 10 m, unterhalb der Leitwerkstrecke 30 m. Hier erhält jeder Dalben vier Poller in verschiedenen Höhen, damit die Kähne bei jedem Wasserstande festmachen können. Innerhalb des Leitwerks erhält jeder zweite Dalben vier Poller. Der Steg über den Dalben ist durch zwei Steigleitern zu erreichen, die an dem Eckdalben vor dem Leitwerk und noch

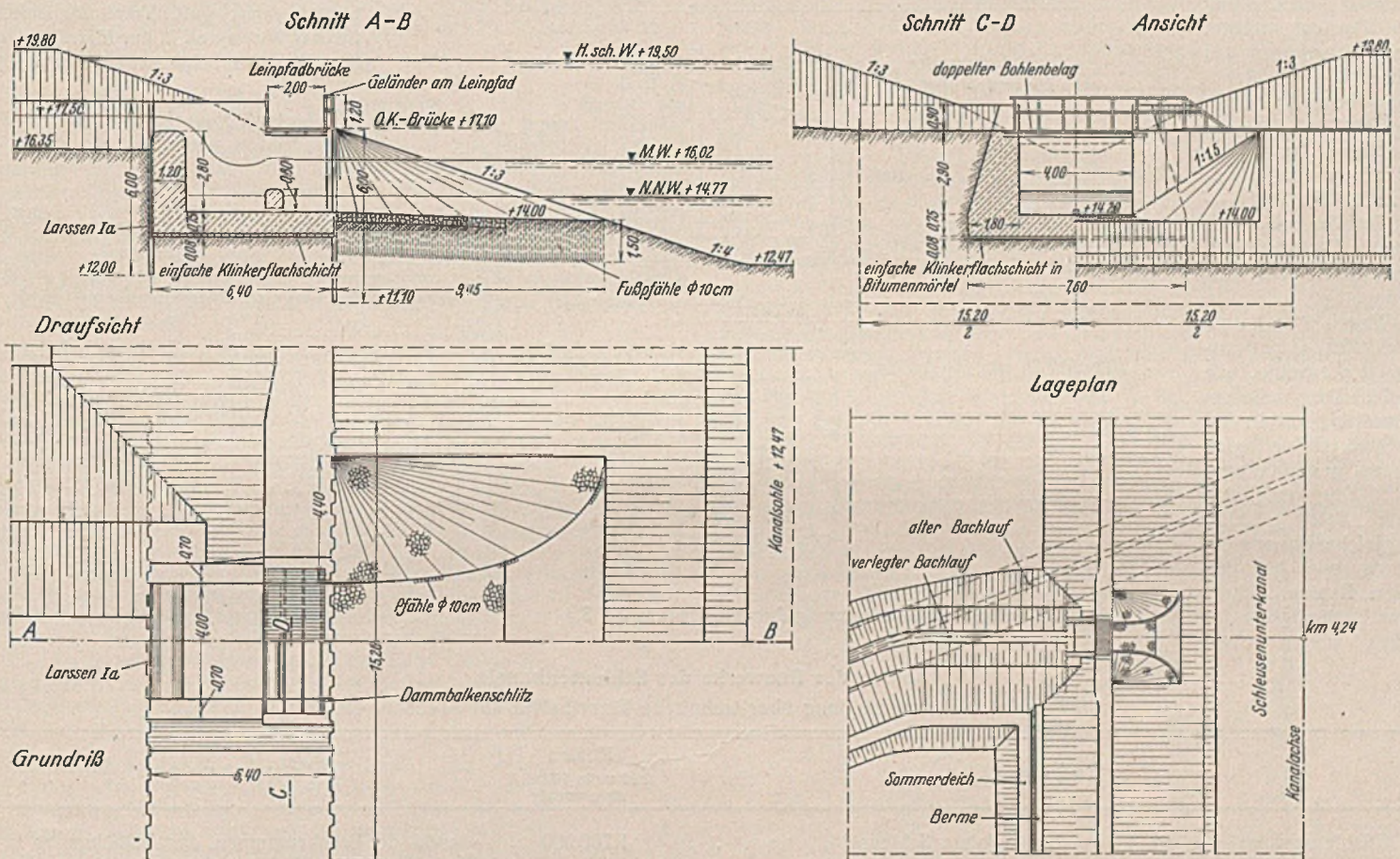
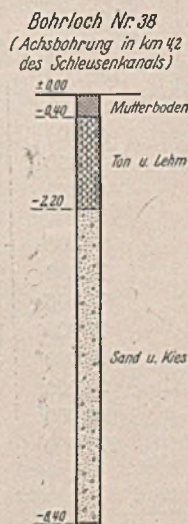


Abb. 34. Absturzbauwerk des Mühlenbaches bei km 4,24.

b) Im unteren Vorhafen. Im Einvernehmen mit der Versuchsanstalt für Wasser-, Erd- und Schiffbau in Berlin war der Übergang von der senkrechten Wand des Unterhauptes in die Regelböschung des unteren Vorhafens zunächst durch eine windschiefe Fläche geplant worden, die in Rücksicht auf ausreichende Befestigung dieser stark unter Wasserangriff stehenden Uferstrecken als Betonmauer hätte ausgebildet werden müssen. Wegen der schwierigen und kostspieligen Ausführung dieser Lösung wird aber doch eine Bauweise gewählt werden, die wassersseitig lotrechte, allmählich in die Kanalböschung auslaufende Mauerflächen gemäß Abb. 23 vorsieht und an der östlichen Einfahrtseite ein Leitwerk, an der westlichen Ausfahrtseite eine Dalbenreihe in Neigung 1:5.

Die Übergangsmauer beginnt am Schleusenunterhaupt mit hoher lotrechter wassersseitiger Wandfläche und, in Rücksicht auf den erheblichen Erd- und Wasserdruck, mit sehr kräftigen Querschnitten. Diese gehen allmählich in niedrige und einfache Querschnitte über, die in der unter 1:3 geneigten Kanalböschung etwa in NN.-Höhe auslaufen.



Zu Abb. 34.

an einem Dalben etwa in der Mitte des Längssteges angebracht sind (Abb. 23). Die Einzelpfähle der Dalben werden untereinander nicht schubfest verbunden, damit die Nachgiebigkeit der Dalben möglichst groß ist, und dadurch die anstoßenden Kähne möglichst geschont werden. Die Verbindung ist so angeordnet, daß sich die Stoßkraft gleichmäßig auf die einzelnen Pfähle verteilt. Als Muster für die Verbindung dienten die Angaben im Larsen-Handbuch des Dortmund-Hoerder Hüttenvereins. Das Leitwerk und die Dalben haben wassersseitig keine vorspringenden Teile. Die Einzelausbildung der Dalben geht aus Abb. 33 hervor.

11. Maschinelle Ausrüstung der Schleuse.

Hierfür ist eine spätere Veröffentlichung vorgesehen.

X. Nebenanlagen.

1. Einlaßbauwerk des Mühlenbaches.

Der Mühlenbach kreuzt den unteren Schleusenkanal bei km 4,24 kurz vor seiner Einmündung in den Strom (Abb. 1). Das Bachwasser fließt mit einer Geschwindigkeit zu Tale, die im Schleusenkanal bei freiem Einlauf Querströmungen hervorrufen und somit von störendem Einfluß auf den Schiffsverkehr sein würde. Außerdem würde Sand und Lehm, aus dem die Bachsohle des Unterlaufes auf etwa 150 m Länge besteht, bewegt und in den Kanal gespült werden. Zur Verminderung

der Geschwindigkeit und zur Vernichtung der lebendigen Kraft des aufgespeicherten Wassers war demnach ein Anstauen des Mühlenbaches durch ein Absturzbauwerk kurz vor der Einmündung in den Kanal erforderlich.

Die Boden- und Grundwasserhältnisse sind annähernd die gleichen, wie sie bei Beschreibung der Brücken bereits dargelegt sind. Aus praktischen Gründen war es vorteilhaft, den unter einem Winkel von 65° zur Achse des Schleusenkanals verlaufenden Mühlenbach rechtwinklig zur Kanalachse einzuleiten, das Bauwerk also in dem spitzen Winkel zwischen dem früheren Bachlauf und dem Kanal zu errichten.

Das Absturzbauwerk ist massiv ausgeführt (Abb. 34). Die seitlichen Stützmauern und Wehrkörper sind so bemessen, daß keine Eiseneinlagen benötigt wurden. Der vordere Abschluß des eigentlichen Bauwerks ist in die Leinpfadaußenkante gelegt, weil sich bei dieser Anordnung eine natürliche Böschungsbildung ergab, die auch zwanglos zu einer, die Fließgeschwindigkeit des Bachwassers vermindern den trompetenförmigen Ausmündung des Baches führte. Zum Trockenlegen des Bauwerks für Reinigungs- oder Ausbesserungsarbeiten ist am äußersten Ende der Stützmauern ein Damm-balkenschlitz und — zur Entwässerung des Beckens — in der Absturzschwelle ein Auslaß angelegt.

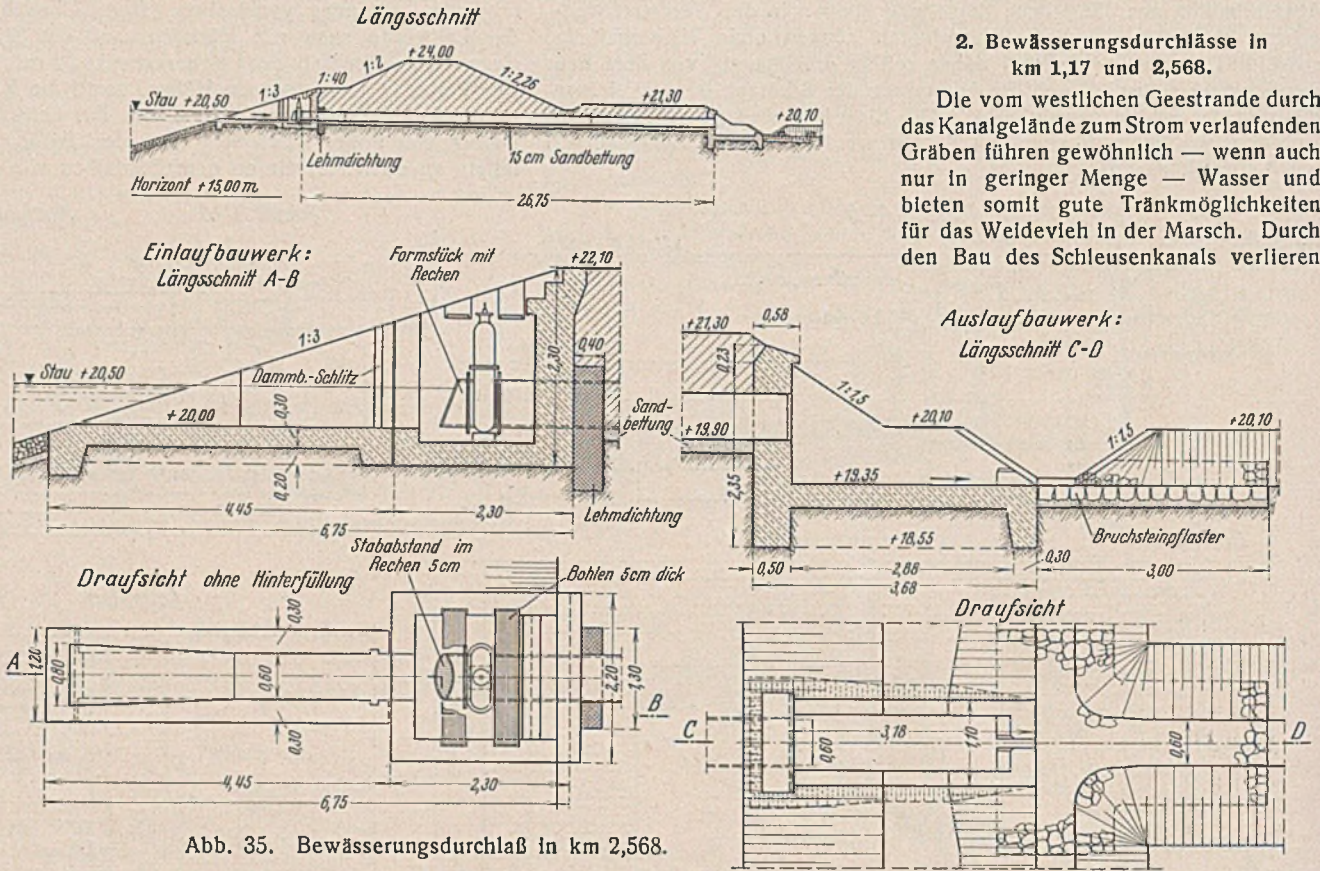
Wegen des beton-schädlichen Grundwassers ist die Sohle, wie bei den übrigen Betonbauwerken, mit in Bitumenmörtel verlegten Klinkern geschützt worden. Der möglichst dichte Beton erhielt die gleiche Zusammensetzung wie bei den übrigen Bauten. Schutz gegen Umläufigkeit des Baches bieten oben

und unten stählerne, zu beiden Seiten in die Böschungen eingreifende Querspundwände. Die Spundwände und alle rückwärtigen Bauwerksflächen sind mit einem Schutzanstrich versehen.

Der Leinpfad ist am unteren Ende des Absturzbauwerks auf einer einfachen, 2 m breiten Brücke überführt, deren Holzgeländer auf der Kanalseite die ungehinderte Überführung der Schiffstrossen gestatten.

Die mit Steinpackung befestigten Böschungskegel der trompetenförmigen Ausmündung sind an ihrem Fuße durch 1,50 m lange, dicht an dicht gerammte Holzpfähle und die Sohle auf 6 m Länge durch eine 0,30 m hohe Steinschüttung gesichert worden.

Zur Einführung des Hauptentwässerungsgrabens in den Schleusenunterkanal soll ein ähnliches Bauwerk bei km 3,75 unterhalb der Schleppzugschleuse auf dem westlichen Kanalufer angelegt werden (Abb. 22).



2. Bewässerungsdurchlässe in km 1,17 und 2,568.

Die vom westlichen Geestrande durch das Kanalgelände zum Strom verlaufenden Gräben führen gewöhnlich — wenn auch nur in geringer Menge — Wasser und bieten somit gute Tränkmöglichkeiten für das Weidevieh in der Marsch. Durch den Bau des Schleusenkanals verlieren

Abb. 35. Bewässerungsdurchlaß in km 2,568.

Kosten der Bauwerke des Schleusenkanals.

(Vgl. die Zusammenstellung über technische Einzelheiten auf S. 458 u. 459.)

Lfd. Nr.	Gegenstand	Kosten (auf volle 1000 RM abgerundet)	Bemerkungen
1	Schleusenkanal von rd. 4,5 km Länge (ohne Schleuse)	1 700 000	einschl. der Brückenrampen, der Aufhöhungen in der Marsch und der Bodenablagerungen in den Mooren
2	Feldwegbrücke in km 0,27	123 000	Widerlager 43 000 RM Überbau 80 000 RM
3	Feldwegbrücke in km 1,27	128 000	48 000 RM 80 000 RM
4	Straßenbrücke in km 2,30	145 000	47 000 RM 98 000 RM
5	Feldwegbrücke in km 3,329 (Schleusenunterhaupt)	30 000	gemäß Kostenanschlag; Bauausführung später
6	Feldwegbrücke in km 4,0	160 000	gemäß Kostenanschlag; Bauausführung später
7	2 Hochwasserdurchlässe in km 1,27, zusammen	45 000	
8	2 Hochwasserdurchlässe in km 2,30, zusammen	43 000	
9	1 Hochwasserdurchlaß in km 3,329	48 000	in Verbindung mit dem Durchlaß für den Hauptentwässerungsgraben
10	1 Durchlaß für den Hauptentwässerungsgraben in km 1,27	20 000	
11	1 Durchlaß für den Hauptentwässerungsgraben in km 2,30	19 000	
12	1 Absturzbauwerk des Mühlenbaches bei km 4,24	15 000	
13	1 Absturzbauwerk für den Hauptentwässerungsgraben	17 000	
14	2 Bewässerungsdurchlässe in km 1,17 und 2,568, zusammen	6 000	Bauausführung später
15	1 hölzerne Notbrücke in km 4,2	33 000	
16	1 hölzerne Notbrücke über den Mühlenbach bei km 4,24	4 000	
17	1 Arbeiterwohnlager einschl. Betrieb und Unterhaltung bis 1941	270 000	darin Baukosten des Lagers einschl. Einrichtung 85 000 RM
18	1 Schleppzugschleuse mit Leitwerken und Übergangstrecken einschl. der zugehörigen Erdarbeiten und Grundwassersenkung und einschl. der Dienstgebäude	6 000 000	einschl. der Baustoffe; z. Z. im Bau

jedoch die auf seiner Ostseite liegenden Grabenstücke ihre natürliche Wasserzuführung. Sie müssen daher aus dem Kanal gespeist werden. Hierzu werden die gemäß Abb. 35 geplanten Bewässerungsdurchlässe von 0,60 m lichter Weite — in km 1,17 und km 2,568 — angelegt. Sie geben das Kanalwasser in den neu ausgehobenen östlichen Kanalseiten-graben und durch diesen in die ostwärts zum Strom führenden, vorhandenen Marschgräben. Die Höhenlage der Rohrdurchlässe wird bestimmt durch den Wasserstand im oberen Schleusenkanal bei Regelstau und durch die Höhenlage der zu speisenden Gräben. In Rücksicht auf ungleichmäßige Setzungen infolge ungleicher Erdüberschüttung der Rohrleitungen — teils Deich, teils Straßenrampe —, sind Muffenrohre verwendet, die am besten bei Setzungen nachgeben, ohne undicht zu werden. Die überlappt geschweißten, stählernen Muffenrohre von 8 mm Wanddicke, sind zum Schutze gegen Rostgefahr innen und außen mit einem Bitumenanstrich versehen, und außen mit durchtränkter Wollfilzpappe umwickelt. Sie werden in Sandbettung gelagert. Für den dichten An-

schluß des Rohres an das Einlaufbauwerk wird ein Lehmkern hinter die Stirnmauer gestampft.

Die Rohrleitung erhält am Einlauf einen Rechen und einen durch ein Rohrstück mit Flansch an die Leitung angeschlossenen Schieber. Diese Teile sind in einem kleinen Einlaufbauwerk aus Beton angeordnet. Nur der Auslauf ist bei den beiden Durchlässen verschieden gestaltet. Bei dem Durchlaß in km 2,568 erforderte der Höhenunterschied von 0,55 m zwischen Rohrkante am Auslauf und Grabensohle ein kleines Betonbauwerk mit Absturz und anschließendem Sturzbett mit Schwelle (Abb. 35).

Als Baustoff soll ein möglichst dichter Beton in dem gleichen Mischungsverhältnis verwendet werden, wie bei den übrigen Bauten. Alle erdberührten Flächen erhalten einen bitumenhaltigen Vor- und einen Schutzanstrich.

Zur Sicherung gegen Auskolkung des Grabens im Bereich des Auslaufbauwerks werden Sohle und Böschungen mit 20 cm dickem Bruchsteinpflaster auf 10 cm Kiesunterlage befestigt.

Vermischtes.

Professor Dr.-Ing. r. h. Armin Schoklitsch in Brünn ist unter Ernennung zum ordentl. Professor in der Abteilung für Bauingenieurwesen der Technischen Hochschule Graz der Lehrstuhl für Wasserbau übertragen worden.

Professor Dr.-Ing. Heinrich Bösenberg ist am 21. August im 58. Lebensjahr in Braunschweig gestorben. Er hat sich große Verdienste um die Entwicklung der Asphaltindustrie erworben, besonders um die Förderung der Verwendung von Asphalt im Straßenbau, Tiefbau und Wasserbau. Er war u. a. Generaldirektor der Deutschen Asphalt A.-G., Leiter der Fachgruppe Naturasphaltindustrie und Leiter der Arbeitsgruppe Asphaltstraßen im Stabe des Generalinspektors Dr. Todt. Er gründete und leitete die Versuchsanstalt für Naturasphalt an der Technischen Hochschule Braunschweig, wo er Honorarprofessor war. Seit mehreren Jahren lag die Schriftleitung der Zeitschrift „Bitumen“ in seinen Händen.

Der Rhein-Marne-Kanal wieder schiffbar. Nach sechswöchiger angestrengter Arbeit felerten kürzlich die Bauschaffenden der Organisation Todt in Nancy ein Richtfest und gedachten des gewaltigen Aufbauwerkes, das an den von den Feinden zerstörten Kanälen in Elsaß und Lothringen von den Frontarbeitern geleistet worden ist. Es handelt sich dabei um den Rhein-Marne-Kanal, den Rhein-Rhone-Kanal, den Ostkanal und den Saarkohle-Kanal. In kürzester Frist wurden u. a. von den Oberbauten Pirmasens, Homburg und St. Wendel-Saarbrücken über 100 gesprengte Brücken entfernt, 23 Kanalbrücken für den Dauerzustand und 25 Brücken für den behelfsmäßigen Zustand erbaut. Ferner wurden 173 Schleusentore instand gesetzt und 20 Schleusentore erneuert; 85 gehobene Kähne wurden wieder instand gesetzt und 3650 m³ Schleusenmauerwerk ausgeführt. Die Kanäle wurden entschlammt und sind heute wieder voll betriebsfähig.

Der Vertreter der Wehrmacht bei der Feler dankte den Frontarbeitern und hob besonders das kameradschaftliche Zusammenarbeiten zwischen Wehrmacht und Frontarbeitern hervor.

Der Fahrradverkehr in Deutschland. Der Vorzug des Fahrrades ist es — besonders im Kriege — daß es außer der menschlichen Antriebskraft keinen besonderen Betriebsstoff braucht und daß auch sein Baustoffverbrauch erheblich hinter dem des Kraftfahrzeuges zurückbleibt. In Deutschland gibt es 21 Millionen Radfahrer. Man kann schätzen, daß sie täglich 250 Millionen oder im Jahre 75 Milliarden Kilometer zurücklegen. Das ist das Anderthalbfache der Verkehrsleistung der Deutschen Reichsbahn, die im Jahre 1937 etwas mehr als 50 Milliarden Personenkilometer betrug. Für den Radfahrerverkehr stehen 212 000 km Landstraßen und 191 000 km Ortsstraßen zur Verfügung, insgesamt 403 000 km Fahrstraßen des allgemeinen Verkehrs, von denen aber vorerst nur etwa 8000 km besondere Radwege oder Radstreifen haben. Unter 100 Straßenbenutzern zählt man 60 bis 65 Radfahrer, 20 bis 25 Kraftfahrer und 10 bis 15 Fußgänger. Täglich verkehren 15 Millionen Radfahrer auf den 191 000 km Ortsstraßen und 2 bis 3 Millionen Radfahrer auf den 212 000 km Landstraßen. Nur ein Bruchteil dieser Millionen kann sich täglich auf den noch wenigen Radwegen und Radstreifen bewegen. Andererseits ist aber aus diesen Leistungsziffern erkenntlich, welchen hohen Wert der Fahrradverkehr im Verkehrswesen Deutschlands darstellt, und daß er immer mehr gefördert werden muß, besonders auch dadurch, daß in immer zunehmenden Maße Radwege, Radstreifen und Radwanderwege angelegt werden.

Neue, gleislose Fördermittel für den Baubetrieb. Nachdem man in Amerika bei der Bewegung von Bodenmengen fast ausnahmslos zur gleislosen Förderung übergegangen war und die Starrheit und den verhältnismäßig großen Aufwand bei der Förderung mit Lokomotiven und

Wagen auf Gleisen überwunden hatte, hat man jetzt auch bei uns angefangen, die schienenlose Förderung auszubauen. So baut die Maschinenfabrik Max Hensel einen neuen Motorkran und einen neuen Hinterkipper, die für den Betrieb auf Baustellen eingerichtet sind.

Der Motorkran (Abb. 1), der zum Entladen von schweren und sperrigen Gütern aus Fahrzeugen aller Art dient, ist mit einem Auslegerkran versehen, der auf einem Kugelkranz um 180° schwenkbar ist. Bei der größten Ausladung von 2,5 m mit einer größten Hakenhöhe über dem Boden von 2,8 m beträgt die Tragfähigkeit 1 t. Bei einer Ausladung von 1,4 m steht der Haken bis 3,7 m über dem Boden. Das Verändern der Ausladung und das Schwenken geschehen durch Druckzylinder mit Kolben. Beide Vorgänge sind gleichzeitig möglich. In jeder Schwenkstellung steht das Gerät fest. Die Lasten werden durch ein Seilspill gehoben und gesenkt, mit dem auch Fahrzeuge und andere Gegenstände herangeholt werden können. Befestigt man das Seilende an einem festen Punkt, so kann sich der Kran mit eigener Kraft aus losem Boden herausziehen. Fahrzeuge von 16 bis 20 t Gewicht, die an den waagerechten Seilzug angehängt werden, lassen sich über größere Entfernungen auf ebenen, befestigten Wegen mit Geschwindigkeiten bis 16 km/h heranholen.

Die Antriebskraft zum Fahren und für die Bewegungen des Kranes und des Seilspills erzeugt ein Deutz-Viertakt-Zweizylinder-Dieselmotor von 30/33 PS Leistung, an den sich das Getriebe mit vier Vorwärtsgängen (3 bis 4, 4, 8, 14 oder 3,5 bis 16 km/h) und einem Rückwärtsgang anschließt. Das Ausgleichgetriebe liegt nicht wie sonst beim Kraftwagen zwischen den Hinterachsen, sondern ist dem Hinterachsantrieb vorgeschaltet. Vom Ausgleichgetriebe wird das Drehmoment getrennt auf beiden Seiten nach den Hinterachswellen übertragen. Das Übersetzungsverhältnis vom Ausgleichgetriebe nach den Hinterachswellen beträgt 1:3. Zwischen den Hinterachswellen befindet sich eine Vorrichtung, durch die die Ausgleichwirkung vom Führersitz aus gesperrt werden kann. Durch

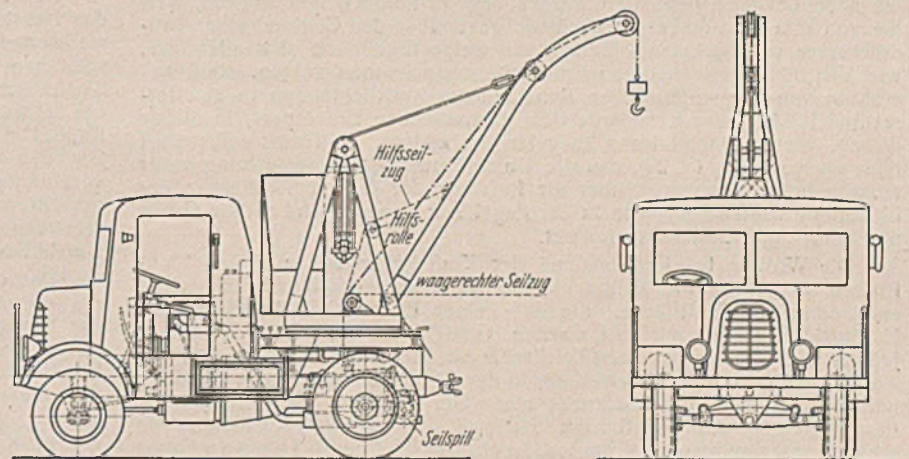


Abb. 1. Motorschwenkkran für Bauarbeiten.

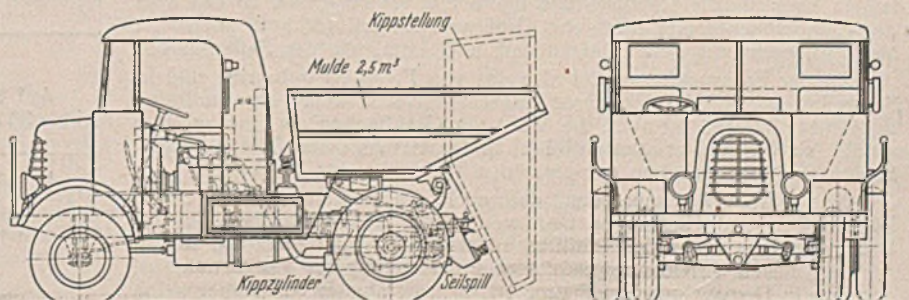


Abb. 2. Motorhinterkipper von 2,5 m³ Fassungsvermögen.

die Lage vor den Hinterachsen kann das Ausgleichgetriebe in einfacher Weise ohne Abnehmen der Achsen nach oben ausgebaut werden. Um die Antriebswellen nicht durch das Gewicht des Fahrzeuges und die Nutzlast statisch zu belasten, liegen die Radnaben nicht auf den Wellen auf, sondern sind auf besonderen Stahlrohren gelagert, so daß die Wellen nur auf Verdrehung und nicht auf Biegung beansprucht werden. Die Wellen drehen sich frei in den tragenden Stahlrohren.

Das Fahrzeug wiegt ohne Nutzlast usw. 3 t. Das Gewicht ist so verteilt, daß der Schwerpunkt auch bei einer angehängten Last von 1 t und bei größter Ausladung des Krans in größerer Entfernung hinter der treibenden Achse liegt und das Fahrzeug selbst auf steller Talfahrt nicht umkippen kann. Das Seilspill, das vom Wagenmotor angetrieben wird, kann vom Führerstand aus bedient werden. Vorn hat das Fahrzeug mit 2,5 m Achsstand eine Spurweite von 1,5 m und hinten von 1,6 m. Der Führersitz neben dem Motor ist drehbar, damit der Führer nicht nur die Fahrbahn, sondern auch nach rückwärts die Arbeitsstelle übersehen kann. Gegen Anschläge von Lasten u. dgl. sind der Führersitz und die Steuerhebel durch Panzerbleche gesichert.

Mit dem gleichen Fahrgestell ist auch der Motorhinterkipper (Abb. 2) ausgerüstet. Die Kippmulde von 2,5 m³ Fassungsvermögen hat eine große Einfüllbreite, durch die beim Beladen durch den Löffel eines Baggers der Streuung Rechnung getragen wird. Das Kippen der Mulde nach rückwärts und das Aufrichten nach dem Entladen geschehen durch einen Zylinder mit Kolben und einen Kniehebel. Die Bewegungen werden vom Führersitz aus gesteuert. Der Kippmuldenaufbau ist auf dem Fahrgestell aufgeschraubt, so daß er leicht durch einen Kastenkipperaufbau oder durch den erwähnten Drehkran ersetzt werden kann. — Das Seilspill, das einen Seilzug von 1500 kg entwickelt, wird ebenfalls vom Wagenmotor aus angetrieben.

R. —

Bücherschau.

Fellenius, Wolmar, Dr.-Ing. e. h.: Erdstatische Berechnungen mit Reibung und Kohäsion (Adhäsion) und unter Annahme kreiszylindrischer Gleitflächen. 2. erg. Aufl. mit 48 S. u. 38 Textabb. Berlin 1940, Verlag von Wilh. Ernst & Sohn. Preis geh. 4,80 RM.

Gegenüber der 1. Auflage, die in Fachkreisen gute Aufnahme gefunden hat, weist die vorliegende 2. Auflage neben einigen unwesentlichen Berichtigungen folgende Ergänzungen auf: 1. Neuaufnahme einer Gleichgewichtsbedingung. 2. Ein Annäherungsverfahren bei zusammenwirkender Reibung und Haftung (Kohäsion). 3. Anwendung auf Dammschüttungen. 4. Eine Erklärung der Anwendungen auf einen Fall aus dem Gotenburger Hafen durch die Vermehrung der Haftung mit der Tiefe statt durch die Zusammenwirkung von Reibung und Haftung. 5. Berechnung für senkrechte Lasten auf waagerechter Bodenfläche. 6. Einige Nachträge zum Nachweis des Schrifttums.

Der Verfasser benutzt sein Verfahren der kreiszylindrischen Gleitflächen hauptsächlich zur Untersuchung der Standsicherheit von Böschungen, von Kaibauten und von Dammschüttungen, kurz aller Bauwerke, bei denen die Gefahr von Erdrutschungen besteht. Den Erddruckaufgaben, die nebenbei auch behandelt werden, legt er keine Bedeutung bei, weil die von ihm erhaltenen Unterschiede gegenüber der Coulombschen Erddrucklehre verschwindend klein sind. Seine Ergebnisse sind allerdings, wie Vergleiche mit neueren Erddruckuntersuchungen zeigen, stark beeinflusst von der willkürlichen Annahme der Krafrichtungen in den lotrechten Flächen der Einzelteile des abrutschenden Erdkörpers, in die er diesen, um zu einer Lösung zu gelangen, zerlegt. Fellenius selbst sagt über diesen Punkt (S. 26), daß die Durchführung der Untersuchung unter verschiedenen Annahmen über die Richtung der in den Stoßflächen der Einzelteile wirkenden Kräfte in der Regel nur unbedeutend auf die Größe des erhaltenen Erddrucks einwirkt.

Die Willkür in der Annahme der Krafrichtungen in diesen Stoßflächen bedeutet eine Willkür in der Verteilung des Drucks längs der angenommenen Gleitfläche. Sie hat keinen Einfluß auf die Größe des Erddrucks, solange wir mit ebenen Gleitflächen arbeiten. Je stärker jedoch die Krümmung der Gleitfläche ist, desto mehr wirkt sich die Annahme über die Druckverteilung in der Gleitfläche auf Größe, Richtung und Angriffspunkt des Erddrucks aus. Der Verfasser hat offenbar bei der Abfassung der angeführten Stelle (S. 26) nur Untersuchungen an schwach gekrümmten Gleitflächen durchgeführt. Neuere Untersuchungen mit gekrümmten Gleitflächen, die sich von dieser Willkür freimachen, lassen erkennen, daß man zu wesentlich höheren Erddruckwerten gelangen kann als die Coulombsche Lehre und als Fellenius, so daß man den Coulombschen Grundsatz vom Größtwert der Erddruckkraft überhaupt nicht unbeschränkt gelten lassen darf und kann, wie das Fellenius tut.

Zu der Erddruckfrage gibt also das von Fellenius gebrachte und in Schweden entwickelte Verfahren erwiesenermaßen keine einwandfreien Ergebnisse. Daran ist nicht die Wahl der Gleitflächen als Kreiszyylinder schuld, sondern die erwähnte Willkür in der Annahme der Krafrichtungen in den Berührungsflächen der einzelnen Teilstücke des Erdkörpers.

Man darf wohl annehmen, daß auch die untersuchten Fälle von Rutschungen und Gleitungen stark von dieser Willkür in der Wahl der Druckverteilung längs der Gleitfläche beeinflusst sind. Trotzdem wollen wir bei diesem Anwendungsgebiet von der Benutzung des Verfahrens, das sich in Deutschland eingebürgert hat, nicht abraten, da bisher keine vergleichenden Untersuchungen durchgeführt wurden, die sich von willkürlichen Annahmen möglichst frei halten. Man sollte sich aber immer

bewußt bleiben, daß das schwedische Verfahren, besonders bei stark gekrümmten Gleitflächen und großem Reibungswinkel, die Möglichkeit des Auftretens fehlerhafter Ergebnisse in sich schließt und dies durch entsprechende Wahl des Sicherheitsgrades berücksichtigen.

Rendulic, Frankfurt/Main.

Wehner, B.: Die Leistungsfähigkeit von Straßen. Forschungsarbeiten aus dem Straßenwesen, Bd. 20. 123 S. mit 28 Abb. Berlin 1939, Verlag Volk und Reich. Preis 3 RM.

Der Straßenverkehr verläuft keineswegs immer gesetzmäßig, weil er beherrscht wird von dem Verkehrswillen einer Unzahl von Einzelpersonen auf durchaus unterschiedlichen Fahrzeugen, die sich nur schwer einer einheitlichen Lenkung unterwerfen lassen. Die Ermittlung der Leistungsfähigkeit von Straßen wird sich daher weder wissenschaftlich berechnen, noch durch Beobachtungen ganz genau erfassen lassen. Trotzdem verlangt die Verkehrsbedienung und die Verkehrssicherheit eine Feststellung, um z. B. den Verkehr polizeilich richtig zu regeln, Mißstände durch zweckmäßige Maßnahmen zu beseitigen und bei neuen Straßen die Unterlagen dafür zu gewinnen, welche Ausmaße die Straßen erhalten sollen. Die vorliegende Arbeit, die in erster Linie den Landstraßenverkehr, nicht den innerstädtischen behandelt, bringt zuerst eine Übersicht über die wissenschaftlichen Betrachtungen der Leistungsfähigkeit und über die Einflüsse, von denen sie abhängt. Daran schließen sich die verschiedenen Verfahren zur Ermittlung der Leistungsfähigkeit aus unmittelbaren Verkehrsbeobachtungen an, bei denen die neuesten technischen Errungenschaften, wie z. B. mechanische Messungen, Film, Flugbeobachtung, angewendet werden.

Die Leistungsfähigkeit kann durch die baulichen Gegebenheiten der Straße, wie ungenügende Breite, Neigungen, Krümmungen, Kreuzungen, herabgesetzt, aber auch durch bauliche Maßnahmen gesteigert werden. Alle diese Fragen werden eingehend auseinandergesetzt und die Schlußfolgerungen gezogen, die für bestimmte Annahmen über die Verkehrsform auch Voraussagen über die Leistungsfähigkeit gestatten.

Die Arbeit ist klar gegliedert, hebt das Wesentliche hervor und gibt eine sichere Grundlage für die Verkehrslenkung bei den verschiedenen Straßenarten. Ein wohl lückenloses Schrifttumsverzeichnis im Anhang verleiht der Arbeit noch einen besonderen Wert für die Fachkreise.

Dr. Neumann.

Klöppel und Stieler: Schweißtechnik im Stahlbau. I. Bd.: Allgemeines. X, 191 S. mit 216 Abb. Berlin 1939, Jul. Springer. Preis geh. 15,— RM, geb. 16,50 RM.

Die zwar jetzt überwundenen Rückschläge beim Schweißen von Stahlbauten haben klar gezeigt, wie wichtig für den Stahlbauingenieur die Kenntnisse auch auf werkstofflichem Gebiet sind. Es ist daher zu begrüßen, daß — zur richtigen Zeit — ein Werk erschienen ist, das dem Stahlbauingenieur in knappster Form die wichtigsten Kenntnisse gerade auch auf dem Gebiet des Werkstoffs vermittelt und die hauptsächlichsten Fragen behandelt, die beim Schweißen von Stahlbauten auftauchen.

Das 1. Kapitel von Diepschlag bringt in übersichtlicher Darstellung das Herstellverfahren von Stahl und behandelt die verschiedenen Walzwerkzeugzeugnisse, die chemische Untersuchung und den Einfluß von Einschlüssen auf die Eigenschaften des fertigen Stahls. Matting behandelt die hüttenkundlichen Fragen des Schweißens, während die Grundlagen des Schweißens von Stieler ausführlich dargelegt sind. Das schwierige Kapitel über Schrumpfung und Spannung ist wissenschaftlich von Bierett eingehend bearbeitet, während die Prüfung von Schweißverbindungen von Matting dem heutigen Stand entsprechend dargestellt ist. Der in Aussicht gestellte 2. Band wird von Klöppel bearbeitet, er soll sich mit den Grundlagen der Berechnung, der baulichen Durchbildung und Ausführung geschweißter Stahlbauten befassen.

Das dem 1. Band von Schaper mitgegebene Geleitwort weist auf die schwierigen Verhältnisse des Schweißens im Brückenbau hin, wo das Versagen einer einzigen Naht schon zum Verhängnis werden kann; es sei sehr zu begrüßen, daß von anerkannten Wissenschaftlern die Ergebnisse jahrelanger umfangreicher Arbeiten über die Anwendung der Schweißtechnik im Stahlbau in einem Buch niedergelegt sind.

Ich kann mich dem Wunsche im Geleitwort auf weite Verbreitung des Buches nur anschließen. Den Stahlbauingenieuren, die mit der Berechnung, dem Entwurf und der Ausführung geschweißter Stahlbauten zu tun haben, wird das mit 216 guten Textabbildungen ausgestattete Werk eine wertvolle Hilfe sein.

Kommerell.

Berichtigung.

Auf S. 452 des Heftes 39 muß es in Zeile 5 v. u., linke Spalte, 25 bis 30 cm statt 25 bis 30 m heißen.

INHALT: Bau des Schleusenkanals der Staustufe einer Flußkanalisierung. — Vermischtes: Professor Dr.-Ing. e. h. Armin Schoklitsch. — Professor Dr.-Ing. Heinrich Bösenberg gestorben. — Der Rhein-Marne-Kanal wieder schiffbar. — Der Fahrradverkehr in Deutschland. — Neue, gleislose Fördermittel für den Baubetrieb. — Bücherschau.

Verantwortlich für den Inhalt: Dr.-Ing. Erich Lohmeyer, Oberbaudirektor a. D., Berlin-Steglitz, Am Stadtpark 2. — Verlag: Wilhelm Ernst & Sohn, Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, Berlin W 9. — Druck: Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.