

Das Nidderkraftwerk bei Lißberg in Oberhessen.

Vom Regierungsbaurat Lorenz, Friedberg (Hessen).

(Hierzu 2 Tafeln.)

Alle Rechte vorbehalten.

In den Jahren 1921 bis 1923 wurde das erste größere Hochdruckwasserkraftwerk in Hessen, das Nidderkraftwerk in Oberhessen, erbaut.

In Hessen sind mangels der geographischen Voreinigung Großwasserkraftwerke wie in Bayern nicht möglich, da Mittelgebirge mit ihren kleinen Wasserläufen nur bescheidene Ausnutzungsmöglichkeiten bieten. Schon fast alle Wasserläufe sind ziemlich restlos in kleineren Teilgefällen durch Mühlwerke, kleinere Elektrizitätswerke, industrielle Anlagen usw. ausgenutzt. Trotzdem sind auch in Oberhessen noch einige Stellen vorhanden, wo unter den derzeitigen Verhältnissen mittelgroße Wasserkräfte wirtschaftlich ausnutzbar sind. Die von der Natur bevorzugteste Stelle im Oberhessen ist wohl das Nidderthal zwischen Hirzenhain und Lißberg, an der Bahmlinie Vilbel—Stockheim—Lauterbach (Tafel 1 und Abb. 1), wo auf verhältnismäßig kurzer Strecke von etwa

3 km rd. 65 m Gefälle gewonnen werden kann, wobei die Geländegestaltung noch einige wesentliche Vorteile bietet, die die Kosten in erträglichen Grenzen halten. Nidder und Hillersbach liefern das Wasser. Die Täler der beiden Wasserläufe nähern sich stark an einer günstigen Stelle, so daß sie durch einen verhältnismäßig kurzen Stollen verbunden werden konnten. An der Vereinigung beider Täler tritt die Nase des sie trennenden Gebirgsrückens wieder nahe an das Nidderthal heran, so daß dort die Triebrohrleitung zum Maschinenhaus verhältnismäßig kurz wurde (Tafel 1 Abb. 1). Das Einzugsgebiet der speisenden Wasserläufe reicht bis in die Teile des Vogelsberges, die die höchsten Jahresniederschlagsmengen Oberhessens aufweisen, liefert also die für diese Gegend größtmögliche Wassermenge. Diese günstige Stelle war schon seit langer Zeit bekannt. Man hatte bereits vor Jahren einen



Abb. 1. Übersicht über die Wasserläufe der Provinz Oberhessen.

Ausbau dieser Wasserkraft im Auge; es entstanden auch mit der Zeit mehrere Vorentwürfe unter den verschiedensten Gesichtspunkten. Ein greifbarer Entwurf entstand im Anfang dieses Jahrhunderts, als die Provinz Oberhessen beschloß, sich durch ein Ueberlandwerk mit elektrischem Strom zu versorgen. Damals dachte man daran, Nidder und Hillersbach in großen Talsperren mit mehreren Millionen Kubikmeter Inhalt aufzuspeichern, einen Jahresausgleich herbeizuführen und ein selbständiges, ständig laufendes Elektrizitätswerk zu errichten. Eine in die geplante Gefällsstufe fallende kleinere Wasserkraft eines industriellen Triebwerks — die Wasserkraft der

Hofmühle bei der Margarethenhütte der Buderuswerke — kaufte die Provinz damals schon auf. Die Pläne scheiterten jedoch an den — an Dampfkraft gemessen — für damalige Zeiten verhältnismäßig hohen Kosten. Geologische Bedenken bezüglich des Untergrundes sprachen gegen große Sperren mit großen Wasserhöhen. Die Elektrizitätsversorgung der Provinz Oberhessen wurde dann auf andere Art gelöst. Der hessische Staat errichtete auf der Braunkohlengrube Wölfersheim ein großes Elektrizitätswerk, das unter Verfeuerung der dort gewonnenen Rohbraunkohle mit Dampfturbodynamos Elektrizität erzeugt. Abnehmer dieses Stromes ist die Provinz Oberhessen, die durch das über die ganze Provinz verteilte Netz ihres Ueberlandwerkes sämtliche Orte der Provinz mit Strom versorgt. Diese Versorgung war unter damaligen Verhältnissen wirtschaftlicher als ein Ausbau von Wasserkräften. Noch im Jahre 1913 konnte das Kulturbauamt Friedberg in einer Denkschrift über den Ausbau von Wasserkräften in Oberhessen schreiben: „Ein Ausbau der in unserem Bezirk gelegenen Bäche kann wahrscheinlich nur als Ergänzung bestehender Werke in Frage kommen, insbesondere, wenn die Brennmaterialien nicht mehr in dem Maße und zu dem Preis wie bisher zur Verfügung stehen.“ In einigen Jahren schon war nun dieser Fall gegeben. Die Provinz griff den Plan der Nidderausnutzung wieder auf, und zwar (durch das Bestehen des Wölfersheimer Kraftwerks bedingt) im Sinne des oben angeführten Satzes aus der Denkschrift. Eingehende Ueberlegungen führten zu dem Ergebnis: Ausbau der Wasserkraft als Spitzenwerk zu Wölfersheim unter möglichst restloser Ausnutzung des jeweils vorhandenen Wassers mit nur kleiner Tagesausgleichsspeicherung. Bei gewöhnlicher Wasserführung (Niederr- und Mittelwasser) soll das Werk nur in den Tageszeiten des größten Strombedarfs — für oberhessische Verhältnisse in den Abend- und frühen Morgenstunden, wenn zu dem Kraftstrom der Lichtstrom hinzukommt — die Spitzen decken, bei Hochwasser jedoch soll über den ganzen Tag unter Entlastung von Wölfersheim der ganze Wasserzufluß möglichst restlos ausgenutzt werden. Unter Vermeidung großer Speicherwerke konnte so der Aufbau äußerst wirtschaftlich gestaltet werden.

Die Größe des Ausbaues ergab sich aus den Verhältnissen des Niederschlags, des Abflusses und des Gefälles. Für das Werk sollen die Nidder und ihr Nebenlauf, der Hillersbach, ausgenutzt werden. Die Nidder, der bedeutendste Nebenbach der Nidda, die bei Höchst in den Main fließt, entspringt am Südabhang der höchsten Gipfel des Vogelsberges, des Taufsteins und Hoherodskopfes (etwa 770 m über N.N.) etwa auf der Höhe 650 m über N.N., durchfließt in südwestlicher Richtung den südöstlichen Teil der Provinz Oberhessen und mündet bei Rendel an der hessisch-preußischen Grenze in die Nidda. Auch der Hillers-

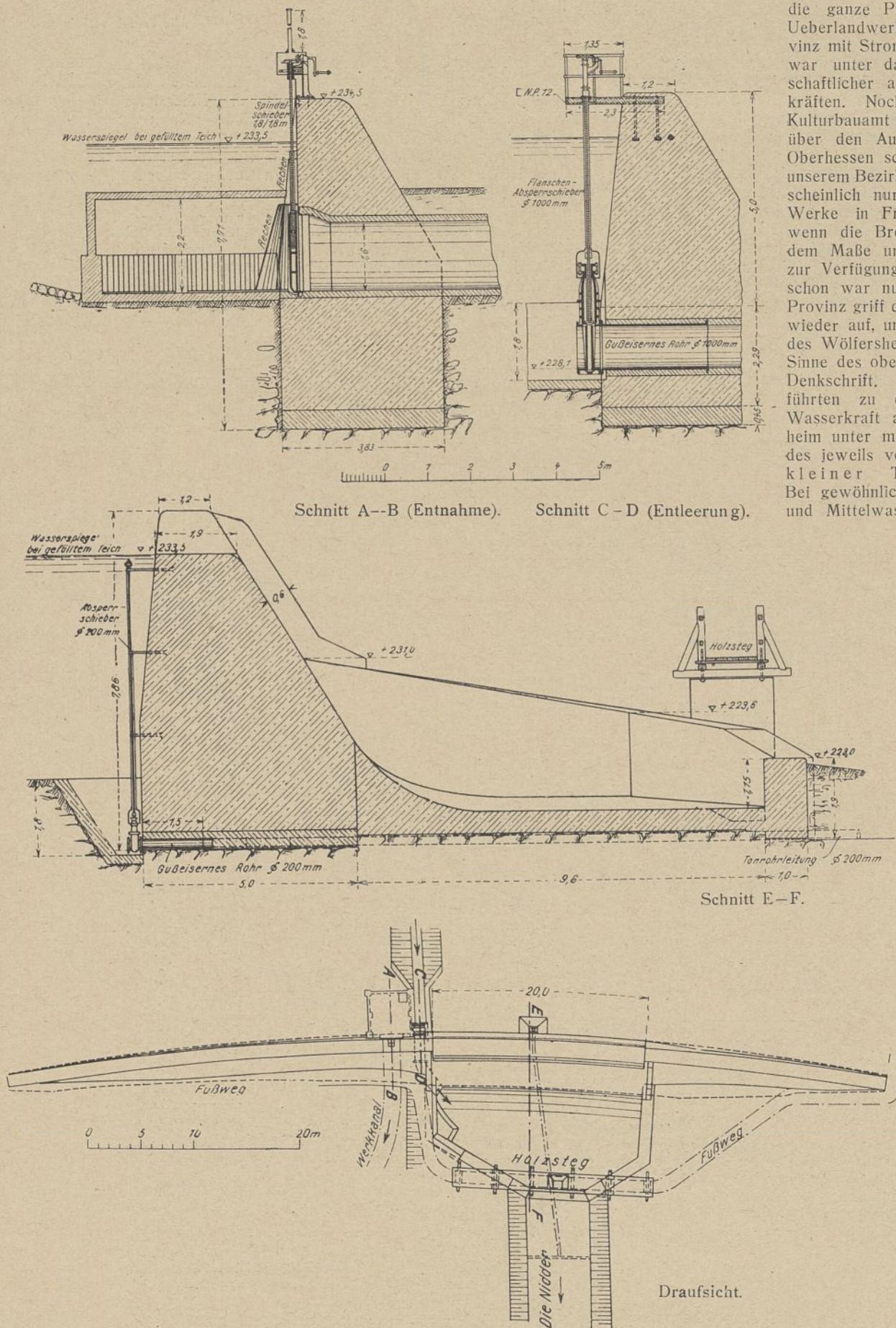


Abb. 2. Staumauer im Niddertal bei Hirzenhain.

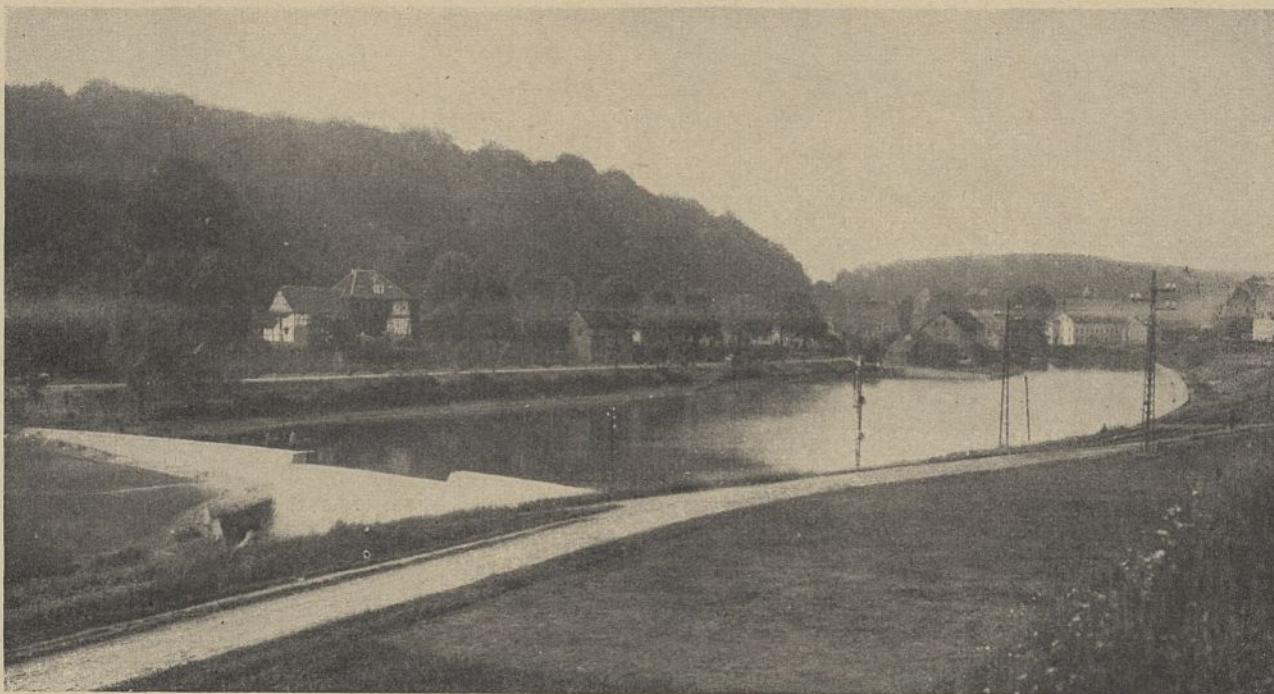


Abb. 3. Staumauer bei Hirzenhain nach der Fertigstellung.

bach entspringt am Fuße derselben Höhen westlich von dem Nidderursprung und fließt unterhalb Lißberg in die Nidder (Abb. 1). Die Gesamtlänge der Nidder beträgt rd. 60 km, das Gesamtgefälle rd. 550 m, das Gesamtniederschlagsgebiet rd. 430 qkm. Durch das neuerrbaute Kraftwerk werden ausgenutzt rd. 3 km Länge mit rd. 65 m Gefälle bei insgesamt rd. 80 qkm Einzugsgebiet, wovon rd. 60 qkm auf die Nidder und rd. 20 qkm auf den Hillersbach fallen. Die Abflußmengen der Jahre 1907—1909 sind aus den graphischen Tabellen (Tafel 1 Abb. 2) ersichtlich. Aus den Jahresniederschlägen (Tafel 1 Abb. 3 u. 4) ist zu ersehen, daß auch das Mittel der Jahre 1907—1909 dem allgemeinen Jahresmittel entspricht, so daß aus den Abflußmengen dieser Jahre auf die richtige mittlere zur Verfügung stehende Wassermenge geschlossen werden kann. Aus diesen gemessenen Mengen konnte der dargestellte Jahreswasserhaushalt (Tafel 1 Abb. 2) ermittelt werden, auf den das Werk dimensioniert wurde. Das Ergebnis war der Ausbau für eine Höchstleistung von rd. 3000 Sekundenliter oder 2000 PS mit zwei Maschinensätzen von

je 1000 PS. Bei den gemessenen Wassermengen können dann bei voller Ausnutzung jährlich rd. 5 Millionen Kilowattstunden erzeugt werden.

Es wurden hierzu folgende technischen Einrichtungen getroffen: Die Nidder ist unmittelbar unterhalb Hirzenhain gefaßt durch eine 82,50 m lange feste Wehrmauer (Abb. 2 u. 3), deren Ueberfallkrone auf 233,50 m über NN., die Flügelkrone auf 234,50 m über NN. liegt. Die Bachsohle liegt an dieser Stelle auf 228,00 m über NN. Die Mauer ist treppenartig auf festgelagerte Basaltblöcke, die von Natur untereinander fest verklebt sind, gegründet (tiefste Fundamentsohle: 226,60 m über NN.) und aus Basaltbruchsteinen (die aus der Baugrube selbst und einem in der Nähe am Südabhang des „Höchst“ an der Straße von Hirzenhain nach Lißberg besonders für den Bau angelegten Steinbruch gewonnen wurden), in Traßkalkzementmörtel aufgemauert, die Fugen sorgfältig gefügt und steinsichtig bestochen. (Mörtelmischung — aus Erfahrungswerten von älteren Talsperrenbauten — im Kern: 1 Zement, 3 Kalk, 5 Traß, 12 Sand; außen:

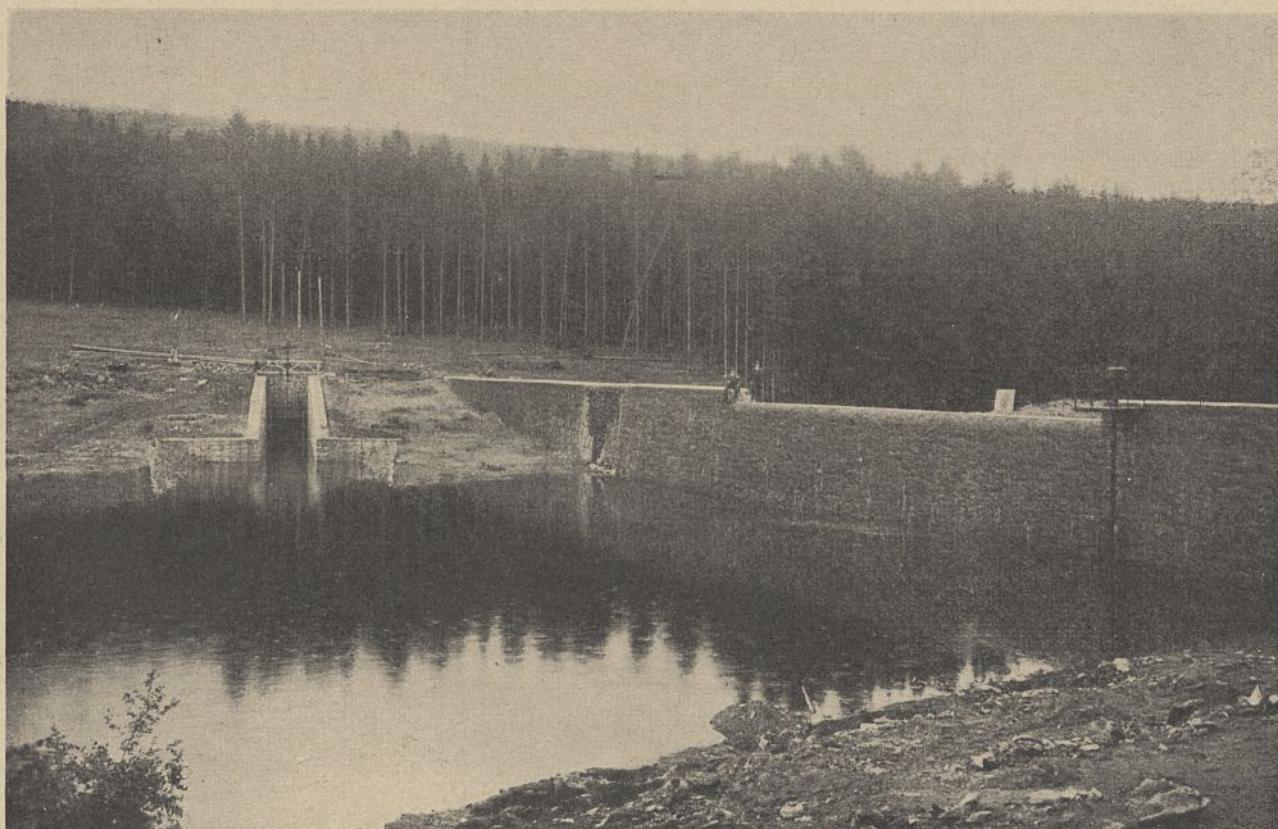


Abb. 4 Staumauer im Hillersbachtal nach der Fertigstellung, links Stolleneingang.

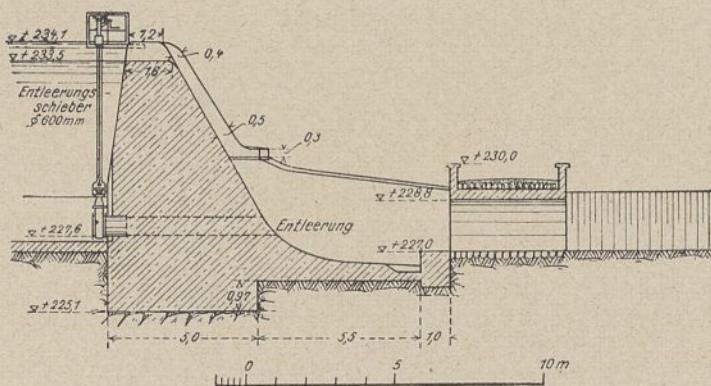
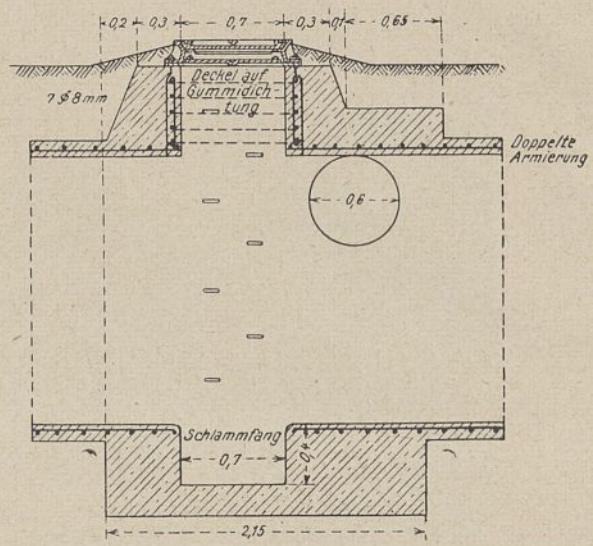


Abb. 5. Staumauer im Hillersbachthal.
Schnitt durch Entleerung und Absturzboden.



Längenschnitt.

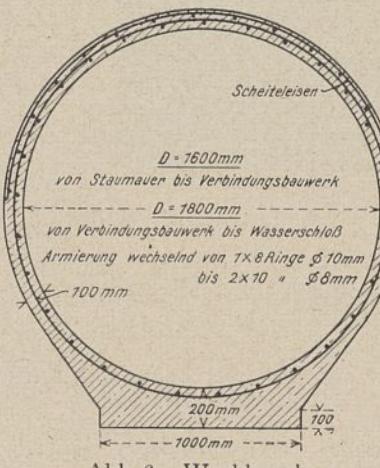
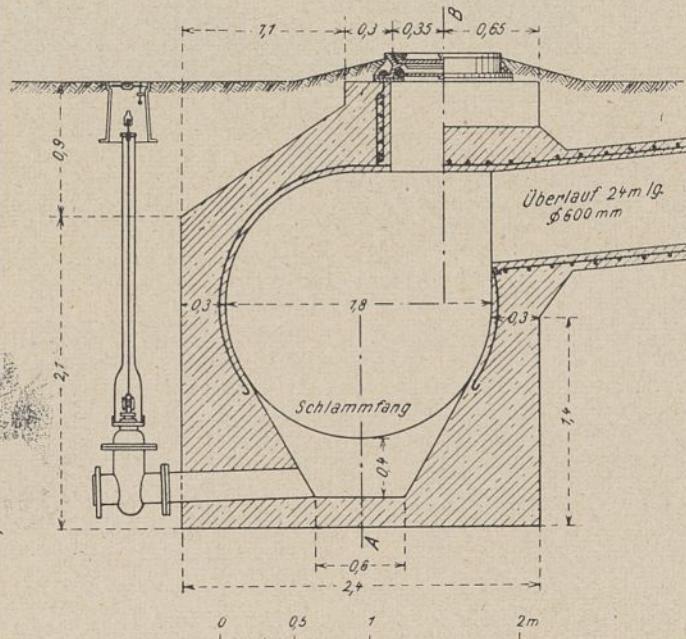


Abb. 6. Werkkanal.

$D = 1600 \text{ mm}$	
Länge	= 988 m
Sohlengefälle	= 1 : 1000
Querschnitt	= 2,01 qm
Benetzter Umfang	= 5,02 m
Höchste Wassermenge	= 1890 l/sec
Wassergeschwindigkeit	= 0.69 m/sec
Wasserspiegelgefälle bei 1890 l/sec	= 1 : 4264
$D = 1800 \text{ mm}$	
Länge	= 2200 m
Sohlengefälle	= 1 : 1000
Querschnitt	= 2,545 qm
Benetzter Umfang	= 5,655 m
Höchste Wassermenge	= 3000 l/sec
Wassergeschwindigkeit	= 1,1782 m/sec
Wasserspiegelgefälle bei 3000 l/sec	= 1 : 1724



Querschnitt.

Abb. 7. Schacht mit Schlammfang und Ueberlauf.

1 Zement, 1 Kalk, 2 Traß, 7 Sand. Traß aus dem Nettetal, Sand aus Kahl am Main.) Der Ueberfall für die Abführung nicht verwendbarer Hochwässer wurde 20 m breit, 1,0 m hoch angelegt für rd. 45 cbm/sec = rd. 750 l/sec/qkm. Inzwischen ist sogar ein noch größeres Hochwasser abgeflossen, das auch einige Zentimeter die Flügel überströmte, ohne jedoch ernstlichen Schaden an der Mauer und dem Vorland zu verursachen. Unterhalb des Ueberfalls wurde ein Sturzbett (Sohle 227,50 m über NN.) mit Schwelle (auf 228,00 m über NN.) und durch diese ein Wasserpolster angeordnet. Der durch diese Sperrmauer gebildete Stauweiher hat einen nutzbaren Raum von 34 500 cbm über Entnahmescheitel und dient nur als Tagesausgleich. Die Höhenlage war bedingt durch die Ortslage von Hirzenhain, den Bahnhof usw. Als Leerlauf ist ein Rohr von 1,00 m Durchmesser eingebaut (Sohle 228,10 m über NN.), das in das Sturzbett führt und mit einem Normalwasserleitungsschieber von Breuer u. Co. mit übersetztem Handkurbelantrieb versehen ist, zu bedienen

Länge	= 701 m
Sohlengefälle	= 1 : 3044
Querschnitt	= 2,044 qm
Benetzter Umfang	= 5,286 m
Höchste Wassermenge	= 1610 l/sec
Wassergeschwindigkeit	= 0.786 m/sec
Wasserspiegelgefälle bei 1610 l/sec	= 1 : 3185

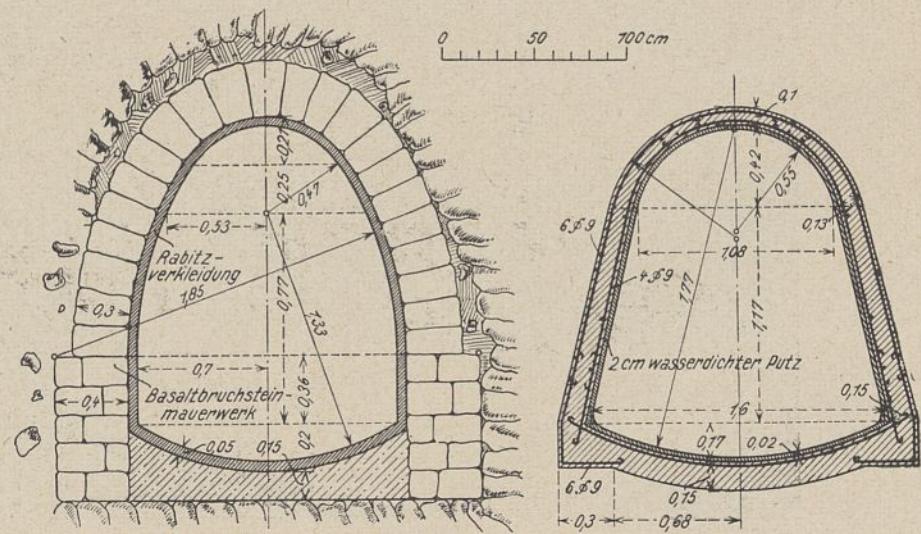
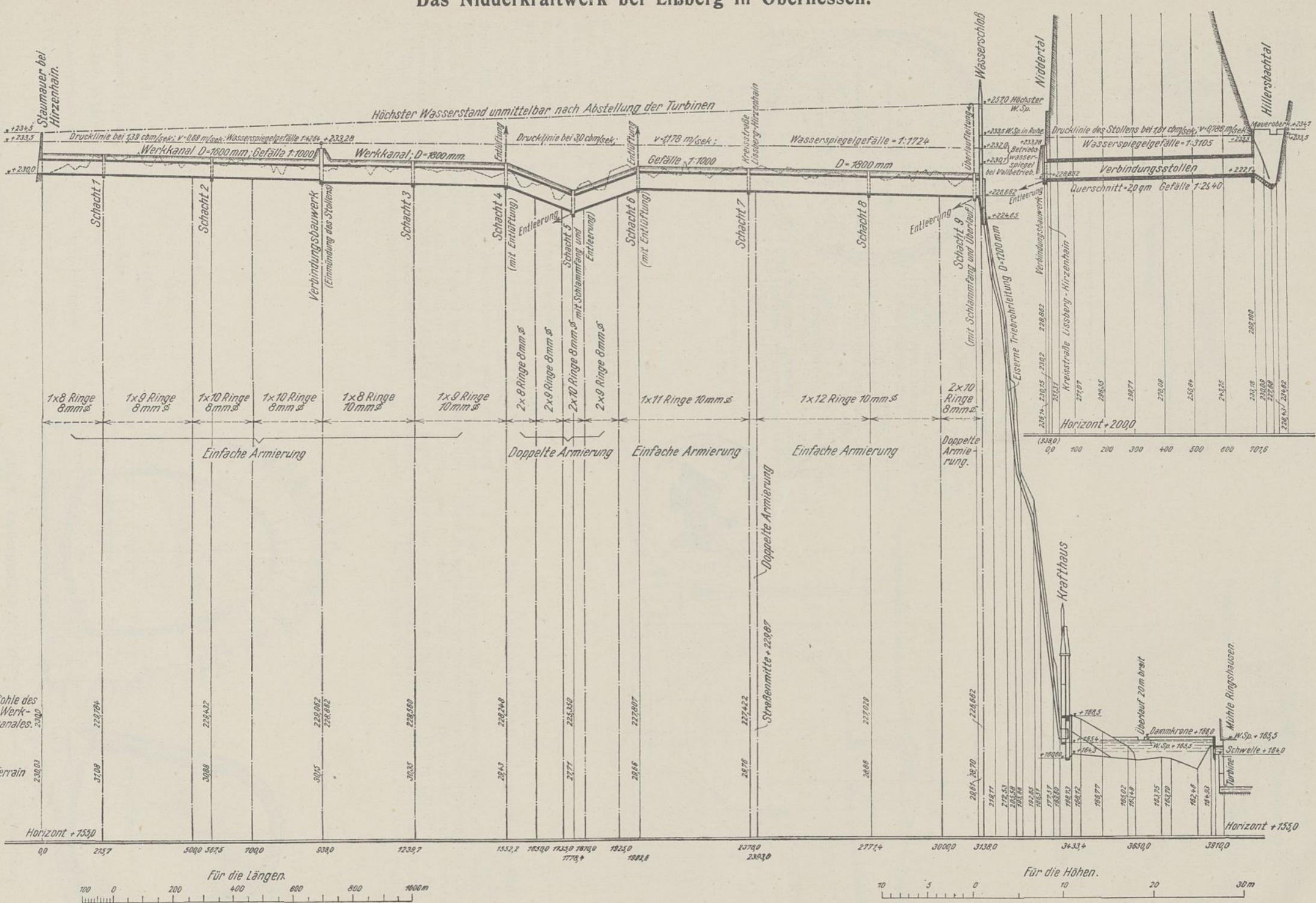


Abb. 8. Stollenprofil in Bruchsteinmauerwerk und in Eisenbeton





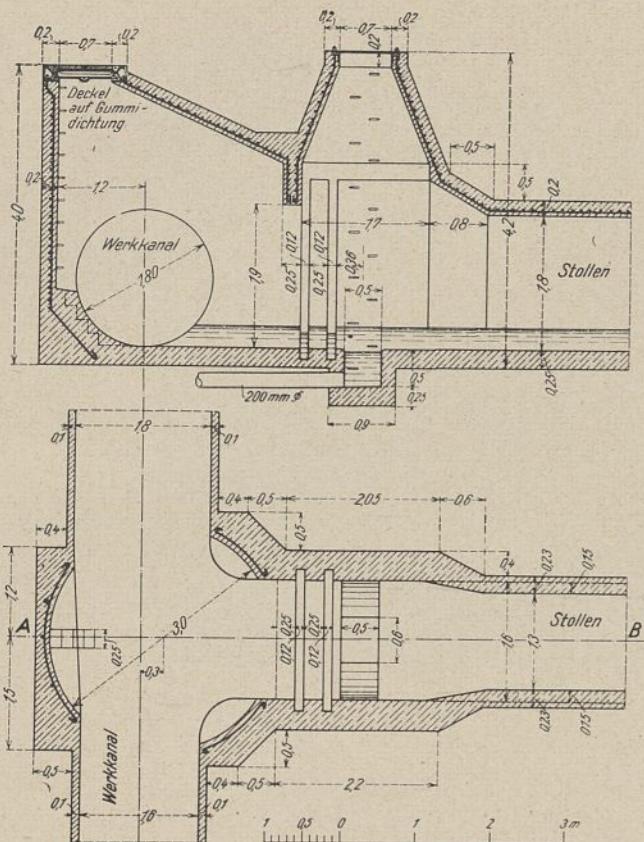


Abb. 9. Verbindungsbauwerk von Stollen und Werkkanal,
Grundriß und Schnitt.



Abb. 11. Wasserschloß.

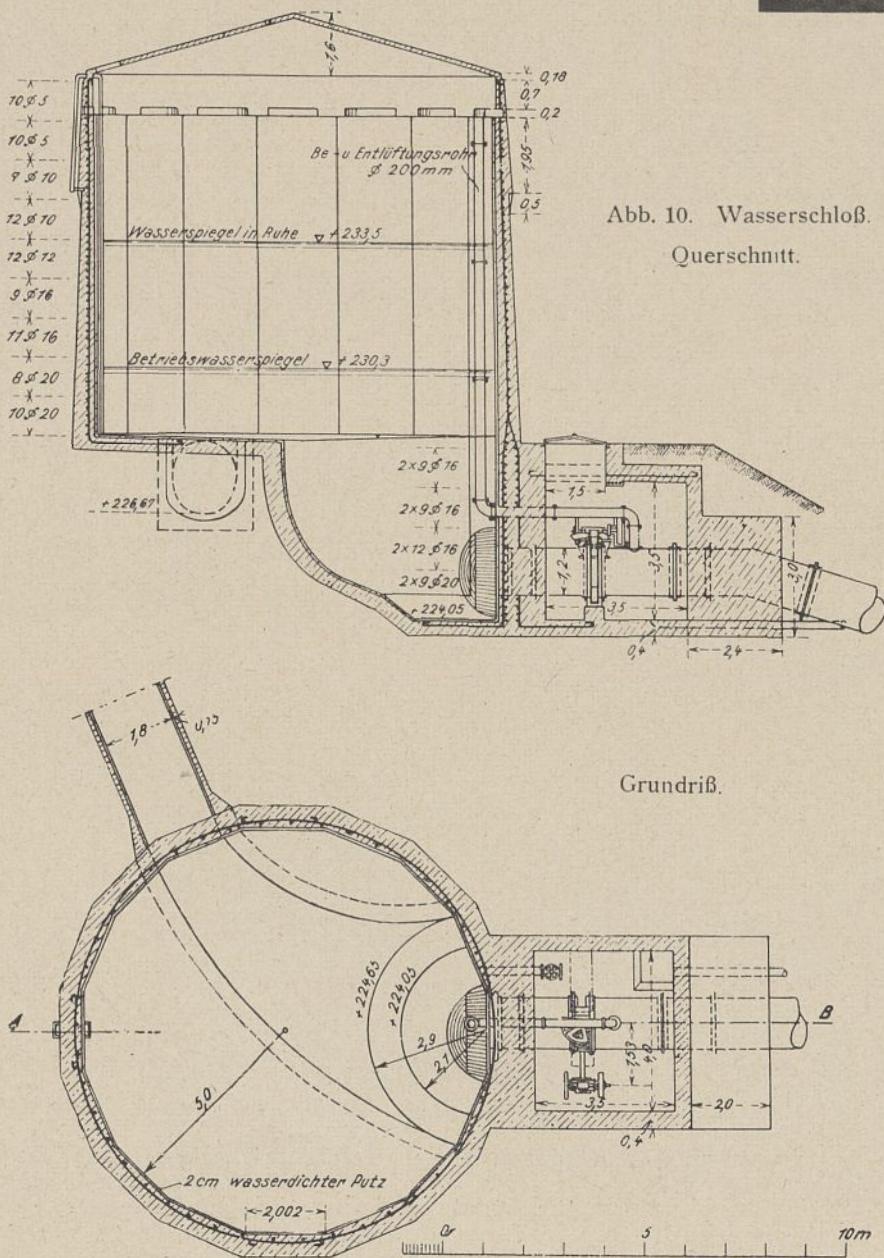


Abb. 10. Wasserschloß.
Querschnitt.

durch die Mauer geführt (Sohle: 230,00 m über NN), und absperbar durch einen quadratischen Spindelschieber der Michelbacher Hütte, der mit übersetztem Kurbelantrieb von der Mauerkrone aus zu bedienen ist. Die quadratische Oeffnung geht konisch über zu einem Kreis von 1,60 m Durchmesser, dem Querschnitt des anschließenden Werkkanals. Vor der Entnahmöffnung ist ein Rechen angeordnet und vor diesem ein zweiter Rechen, verbunden mit einer Tauchwand. Auf gleicher Höhe (Ueberlauf: 223,50 m über NN, Flügelmauern: 234,10 m über NN) wurde im Hillersbachtal eine ähnliche Mauer von 108,50 m Länge in gleicher Ausführung errichtet (Abb. 4 u. 5). Der Leerlauf ist nur 60 cm weit (Sohle: 227,60 m über NN). Der Teich hat rd. 80 000 cbm nutzbaren Inhalt über der Entnahme. (Bachsohle: 227,40 m, Sturzbett: 226,55 m, Entnahmesohle: 229,10 m, tiefste Fundamentsohle: 225,00 m über NN, Ueberlauf: 20,00 m breit, 60 cm hoch, für rund 1 cbm/sek/qkm.) Die Steine wurden ebenfalls aus der Baugrube selbst und einem gleichfalls für den Bau neu angelegten Steinbruch mit Bremsbergtransport am Nordabhang des „Höchst“ im „Scheerwald“ gewonnen. Die Entnahme nach dem Stollen liegt seitlich der Mauer zwischen besonderen Flügelmauern und ist im übrigen ausgestattet wie die Entnahme an der Niddermauer. Beide Stauweihen fassen zusammen also rund 114 500 cbm nutzbaren Stauraum.

Von der Niddermauer ab führt der Werkkanal am Berghang entlang talabwärts (Tafel 2). Gewählt wurde ein geschlossener, frostfrei gedeckter Kreiskanal als Druckleitung (Abb. 6). Der Hang ist größtenteils so steil, daß ein offener Kanal in das Gelände kaum hätte eingeschnitten werden können. Sohle und Wände in klüftigem Fels hätten umfangreiche und teure Dichtungsarbeiten erfordert. Da das Werk als Spaltenwerk laufen soll, wären bei offenem Kanal besondere fernbedienbare Abstellvorrichtungen an den Wehren und im Wasserschloß nötig geworden. Die Gefahr des Einfrierens während der Zeit des Stillstandes wäre zu groß gewesen. Der Laubfall im Wald hätte zu unangenehmen Störungen geführt und dauernde Ueberwachung und Wartung erfordert, zumal der Kanal auf seiner ganzen Strecke durch Wald führt. Auch wären stellenweise Einfriedigungen nötig geworden. Auch unbefugte mutwillige Eingriffe usw. waren bei der unmittel-

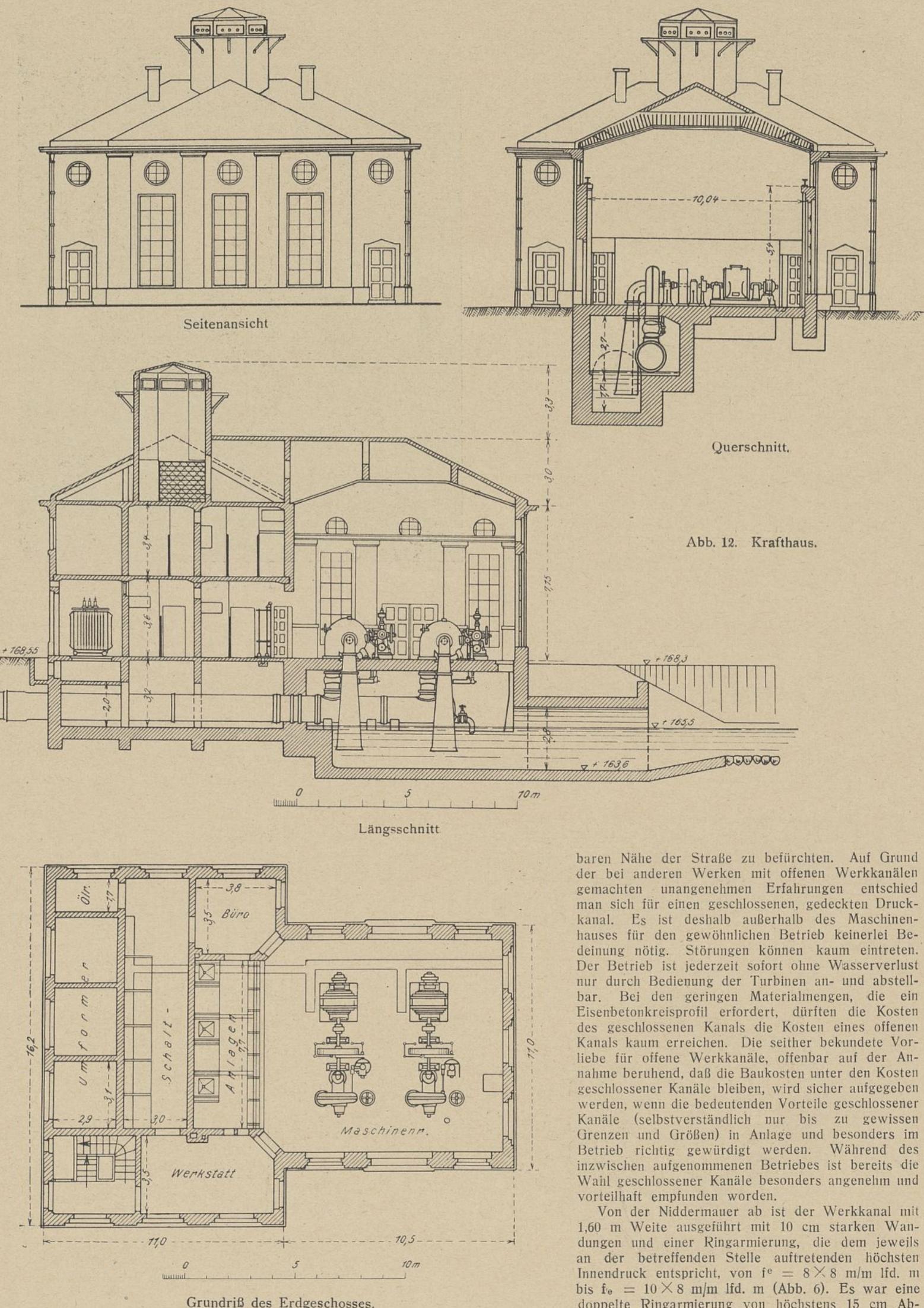


Abb. 12. Krafthaus.

baren Nähe der Straße zu befürchten. Auf Grund der bei anderen Werken mit offenen Werkkanälen gemachten unangenehmen Erfahrungen entschied man sich für einen geschlossenen, gedeckten Druckkanal. Es ist deshalb außerhalb des Maschinenhauses für den gewöhnlichen Betrieb keinerlei Bedeutung nötig. Störungen können kaum eintreten. Der Betrieb ist jederzeit sofort ohne Wasserverlust nur durch Bedienung der Turbinen an- und abstellbar. Bei den geringen Materialmengen, die ein Eisenbetonkreisprofil erfordert, dürften die Kosten des geschlossenen Kanals die Kosten eines offenen Kanals kaum erreichen. Die seither bekundete Vorliebe für offene Werkkanäle, offenbar auf der Annahme beruhend, daß die Baukosten unter den Kosten geschlossener Kanäle bleiben, wird sicher aufgegeben werden, wenn die bedeutenden Vorteile geschlossener Kanäle (selbstverständlich nur bis zu gewissen Grenzen und Größen) in Anlage und besonders im Betrieb richtig gewürdigt werden. Während des inzwischen aufgenommenen Betriebes ist bereits die Wahl geschlossener Kanäle besonders angenehm und vorteilhaft empfunden worden.

Von der Niddermauer ab ist der Werkkanal mit 1,60 m Weite ausgeführt mit 10 cm starken Wänden und einer Ringarmierung, die dem jeweils an der betreffenden Stelle auftretenden höchsten Innendruck entspricht, von $f_e = 8 \times 8 \text{ m/m lfd. m}$ bis $f_e = 10 \times 8 \text{ m/m lfd. m}$ (Abb. 6). Es war eine doppelte Ringarmierung von höchstens 15 cm Ab-

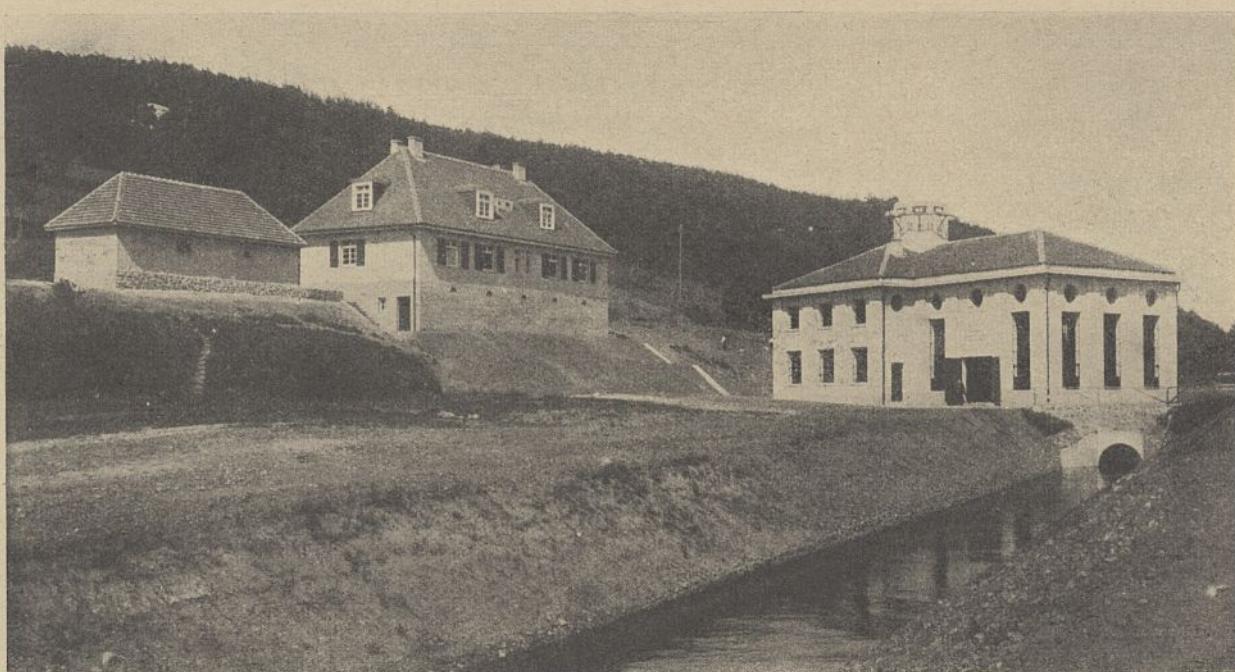


Abb. 13. Maschinenhaus mit Wohnhaus.

stand vorgesehen, die den ganzen Zug aufnehmen sollte. Der nur 10 cm starke Beton soll nur als wasserdiichte Uebertragung von Ring zu Ring dienen. Während der Ausführung setzte die Eisenkrise ein, so daß die Moniereisen verwendet werden mußten, wie sie gerade erhältlich waren. Die Ausführung mußte daher zum größten Teil mit nur einem Ring mit dem Gesamteisenquerschnitt erfolgen, der aber im Scheitel in zwei Zonen verlegt wurde. Auf der Baustelle entwickelten sich zwei Arten der Ausführung: in Einzelringen und in Spiralen. Letztere Art erspart etwas Eisengewicht. Der Splitt für Beton wurde in obengenanntem Steinbruch an der Straße Hirzenhain—Lißberg maschinell hergestellt. Für Revisionszwecke sind in den Kanal einige Einsteigschächte (Abb. 7) eingebaut, die mit Doppeldeckeln wasserdiicht gegen Innendruck abgeschlossen sind. Die Schachtrahmen sind gegen Innendruck mit zwei entsprechend starken, in den Kanalwänden einbetonierte Eisenringen verankert. Die Innenwände des Kanals sind mit geglättetem Zementverputz versehen.

Von dem Hillersbachstauweiher ab führt ein Stollen durch den Bergrücken, das „Höchst“, an seiner engsten Stelle bis zu vorbenanntem Kanal, in Maulprofil von 2 qm Querschnitt (Abb. 8). Der Stollen wurde von zwei Seiten in gerader Linie bergmännisch durch das Gebirge getrieben. Der Durchbruch erfolgte sowohl in Lage

als auch in Höhe genau an der vorgesehenen Stelle. Es wurden die verschiedensten Bodenarten angetroffen: Lehm, Löß und Geröll an den Abhängen, im Innern: Basalttuff, Lava, Asche bis zu frischem Basaltfels in großen verkitteten Blöcken mit horizontalen und vertikalen Spalten. Die verschiedenen Gesteinsarten machten ein nur langsames Vordringen möglich, da jede Gebirgsart eine etwas andere Arbeitsweise und neues Einarbeiten erforderte. Die größte Tagesleistung in drei Schichten war $2 \times 2,5$ m Vortrieb. Stellenweise, so in Löß, Geröll und Asche, war enge Verzimmerung nötig. Im standfesten Fels war solche überflüssig. Wo sich der Boden mit Hackwerkzeugen nicht mehr lösen ließ, wurde zum Bohrbetrieb übergegangen mit Preßluftbohrhämtern, z. T. kleineren Handhämtern, z. T. größeren Hämtern an eingespannten Säulen. Vor Ort wurden etwa sechs Bohrlöcher angesetzt. Bei größerem Vortrieb mußte besondere künstliche Ventilation eingerichtet werden. Der Stollen ist an beiden Enden auf kürzere Strecken 15 cm stark in Eisenbeton ausgekleidet, sonst jedoch mit Basaltbruchsteinen ausgemauert und mit Rabitzzementputz versehen. Das Verbindungsbauwerk (Abb. 9) zwischen Stollen und Kanal im Niddatal ist für einen Abschluß des Stollens mit Dammbalken eingerichtet, so daß unter Umständen der Stollen außer Betrieb gesetzt werden kann. Die beiden Stauweiher im Niddatal und im Hillersbachtal stehen also in Verbindung, sie

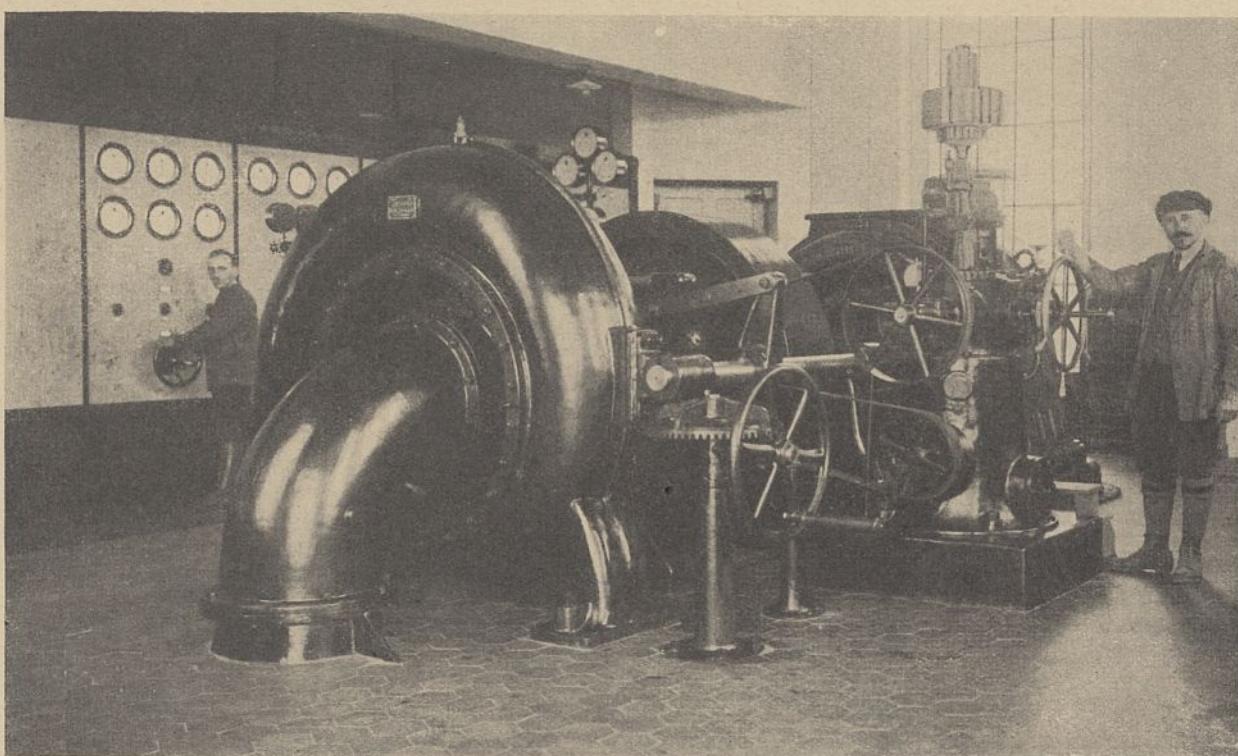


Abb. 14. Turbine, Regler und Dynamo, Schalttafel.

Wasser-
schloß . . .Maschinen-
haus . . .

Abb 15 Unterwasseranlagen.

kommunizieren. Bei Betriebsstillstand füllen sich beide auf gleiche Höhe auf. Da die Nidder aber mehr Wasser führt als der Hillersbach, füllt sich der größere Hillersbachweiher auch rückwärts durch den Stollen mit Nidderwasser. Während des Betriebs (Spitze) fließen beide Stauweiher gleichmäßig ab nach dem Verbindungsbauwerk. Der Stollen hat also zwei Fließrichtungen. Beide Stauweiher können also als ein Weiher betrachtet werden mit 114 500 cbm Fassung. Vom Verbindungsbauwerk ab bis zum Wasserschloß führt der Eisenbetonkanal mit 1,80 m \varnothing weiter in der Ausführung wie der eben geschilderte 1,60 m weite Kanal. Die Armierung beträgt von fe 8 · 10 mm \varnothing lfd. m = 6,28 qcm bis fe 12 · 10 mm \varnothing lfd. m = 9,42 qcm je nach Innendruck an der betreffenden Stelle. An einer Stelle mußte eine dükerartige Vertiefung eingeschaltet werden, da bei dem steilen Talhang die Linienführung nicht anders möglich war. Darauf waren eine etwas stärkere Armierung, eine Entleerung und zwei Entlüftungen bedingt.

Der Werkkanal mündet in das Wasserschloß, das ebenfalls als gänzlich geschlossener Turm ausgebildet wurde (Abb. 10 u. 11). Keinerlei Regulierschütz, kein Ueberfall, keinlei Bedienung während des Betriebs ist nötig. Die Dimensionen wurden nach den Theorien von Thoma und Pracil bestimmt. Es ergaben sich bei einem Durchmesser von 10 m annehmbare Höhenverhältnisse. Das Wasserschloß selbst ist nur ein Turm mit Notüberlauföffnungen über der Höhe der errechneten Wasserstöße für den Fall etwa vorkommender Luftstöße. Das Wasserschloß ist, dem Beispiel mehrerer anderer Werke folgend, mit Ueberlegung überdacht gegen Laubfall und gegen mutwillige Eingriffe usw. Die Einmündung des Kanals liegt mit Sohle auf 226,66 m über NN.; Wasserspiegel in Ruhe: 233,50 bei bis zum Ueberlauf vollem Staubecken; Betriebwasserspiegel bei Höchstleistung und vollem Staubecken auf 232,00 m; errechneter höchster Stoß auf 237 m. In einem Schacht vor dem Wasserschloß ist noch ein kleiner Sandfang und eine kleine Entlüftungsleitung angeordnet. Der Abgang im Wasserschloß ist tief unter den Wasserspiegel in Ruhe und den Betriebwasserspiegel gelegt, um Saugtrichterbildung und somit Einsaugen von Luft in die Triebrohrleitung zu vermeiden. Vor dem Abgang ist ein Rechen und ein kleiner Sumpf angeordnet, wenn auch angenommen werden kann, daß bis dorthin kaum noch störende Stoffe gelangen. Zwischen Wasserschloß und Rohrbahn ist ein Apparateschacht eingeschaltet, der wegen Frostsicherheit unter der Erde liegt. Er nimmt die Drosselklappe mit Antriebsmotor auf. Der Antriebsmotor kann vom Maschinenhaus aus für das Schließen der Klappe durch elektrische Fernschaltung in Betrieb gesetzt werden. Das Öffnen der Klappe muß und soll von Hand geschehen, womit eine Zwangsrevision verbunden ist. An Stelle von Be- und Entlüftungsventil ist unterhalb der Drosselklappe auf der Triebrohr-

leitung im Apparateschacht ein Ent- und Belüftungsrohr aufgesetzt, das im Wasserschloß hochgeführt ist bis über den höchsten Stoß. Das Wasserschloß, auf der Nase des die beiden Täler trennenden Rückens weithin im Niddertal sichtbar, ist in Eisenbeton ausgeführt, die Ringarmierung höhenzonweise gerechnet, je nach dem auftretenden Wasserdruk. Die Außenflächen sind in Muschelkalkvorsatzbeton ausgeführt und steinmetzartig bearbeitet.

Vom Wasserschloß führt die eiserne Triebrohrleitung zum Maschinenhaus im Niddertal. Auch hier entschloß man sich zu einer verdeckt liegenden Leitung. Die Grundstücke können weiterhin landwirtschaftlich genutzt werden. Ihr Erwerb war nicht nötig. Brücken für Straßen und Wege sind nicht nötig. Ausdehnungsvorrichtungen fallen fort, desgleichen empfindliche Befestigungsteile an Flanschen usw. Folge dieses Entschlusses war die Verwendung von Muffenrohren. Es wurden die bekannten Mannesmann-Doppelbördelmuffenrohre mit 9 mm Wandung, von 1,20 m \varnothing , innen und außen asphaltiert und außen umjutet, verlegt. Im Grundriß ist die Linienführung eine Gerade, im Aufriß eine nach der Geländegestaltung mehrfach gebrochene Linie. An den Knickpunkten sind besondere Rohrkniestücke mit aufgezogenen Ringen angeordnet, die in Betonklotze einbetoniert sind, zur Aufnahme der Schubkräfte.

Im Krafthaus (Abb. 12, 13, 14) gehen diese Rohre über in das schmiedeeiserne Verteilrohr, das für zwei Maschinensätze zwei senkrecht nach oben abgehende Stutzen trägt, die durch die Decke nach den Turbinen gehen, vor die je ein Absperrschieber horizontal über den Abzweigstutzen unter der Decke vorgeschaltet ist.

Das Krafthaus, in der Längsachse parallel zur Triebrohrleitung gestellt, so daß möglichst wenig Richtungsänderungen für den Wasserzufluß entstehen, umfaßt den Maschinensaal 10/10 m für zwei Maschinensätze, die Schaltanlage in zwei Stockwerken, Bureau und Werkstätte, drei Transformatorenräume im Erdgeschoß, zwei Überwachungsräume für Revisionsbeamte, Beratungszimmer, Aufenthaltsraum, Lagerraum im Obergeschoß, Leitungsturm für Zu- und Ableitungen mehrerer Linien des Freileitungsnetzes. Das Maschinenhaus ist ganz aus Beton und Eisenbeton gebaut. Pfeiler, Gesimse usw. sind in Muschelkalkvorsatzbeton steinmetzartig bearbeitet, die Flächen geputzt. Split zum Beton wurde aus dem aus der Baugrube gewonnenen Basaltgeröll und Basaltfels an Ort und Stelle maschinell hergestellt. Im Maschinenraum sind zwei Francisspiralturbinen von je 1000 PS Leistung und 750 Umdrehungen pro Minute mit Reglern der Firma Voith, Heidenheim an der Brenz, aufgestellt. Die Regler sind eingerichtet für Drehzahlverstellung von Hand am Regler und durch elektrische Uebertragung von der Schalttafel aus. Die Absperrschieber mit Umgangsschieber sind horizontal unter dem Maschinenhausboden im Unterwasserkanal eingebaut und werden

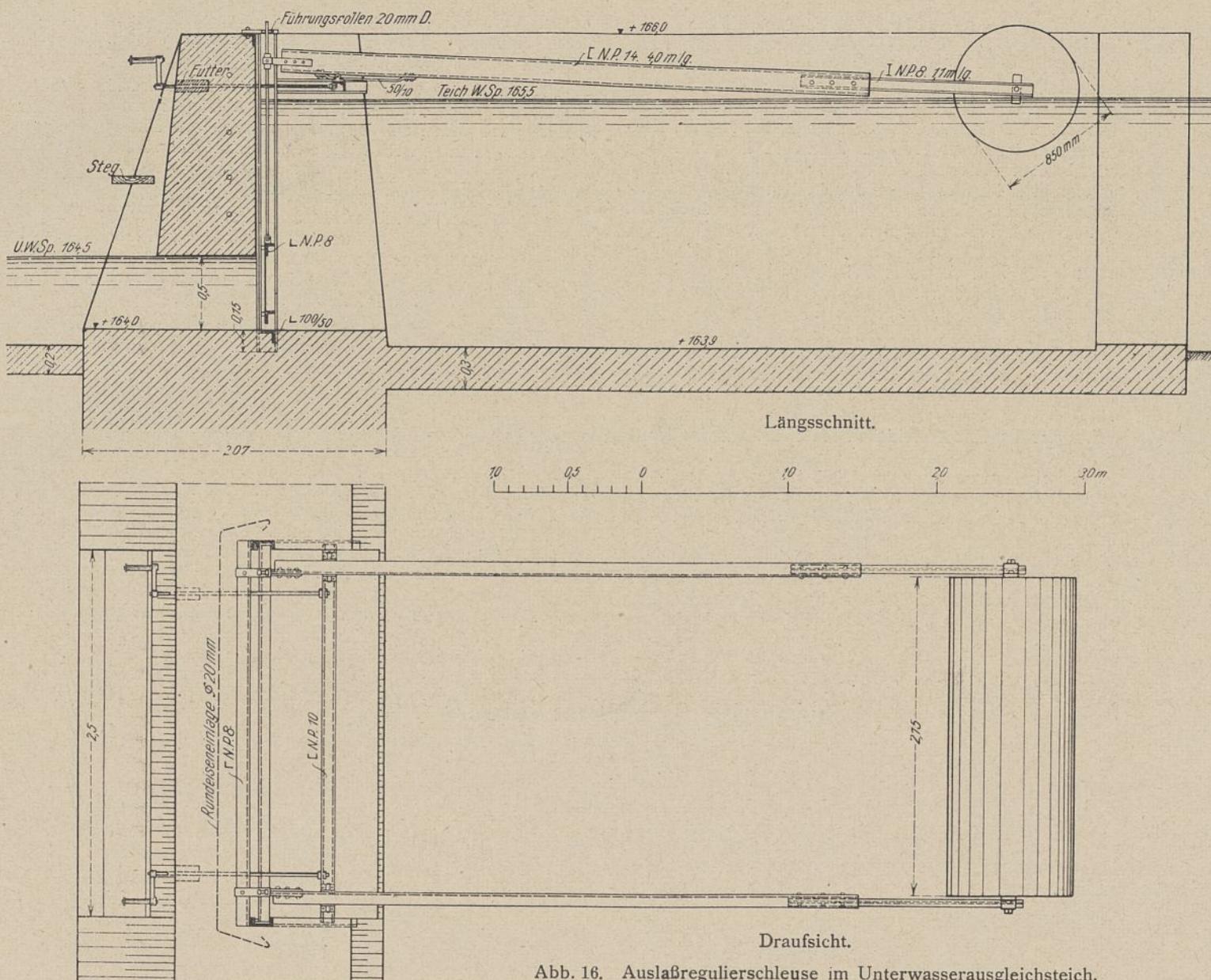


Abb. 16. Auslaßregulierschleuse im Unterwasserausgleichsteich.

durch Uebersetzungen im Maschinenhaus mit Handkurbeln bedient, wodurch unschöne und die Uebersicht störende Anordnung (lotrechter Einbau der Schieber und Einragen der Schiebergehäuse und Spindeln in den Maschinensaal) vermieden werden konnte. Mit den Turbinen direkt gekuppelt sind Generatoren mit Erregermaschinen für Stromerzeugung von 5000 Volt Drehstrom in 50 Perioden von Bergmann, Berlin, mit Dämpferwicklung für leichtes Einschließen bei Parallelschaltung mit dem Dampfkraftwerk Wölfersheim. Die Maschinen arbeiten, was Regelung und Parallelschaltung betrifft, mit lobenswerter Sicherheit und Genauigkeit. Der Strom geht in Kabeln von den Generatoren zur Niederspannungsseite der Schaltanlage der S. S. W.-Werke, die mit den modernsten Sicherungseinrichtungen versehen ist, dann zu den Transformatoren. Für jedes Aggregat ist ein Transformator von 1000 KVA. aufgestellt. Ein dritter Raum ist bestimmt für eine Reserve oder Erweiterung.

Nach Transformierung von 5000 auf 20 000 Volt geht der Strom zu der Hochspannungsschaltanlage und den Sammelschienen im oberen Stock und von da zum Leitungsturm zur Abgabe ins Freileitungsnetz. Zwischen Maschinensaal und Schaltanlage ist die Schalttafel angeordnet, die die üblichen Meßinstrumente trägt, wie Ampermeter, Voltmeter, für Netz und Maschinen, Zähler, Kilowattanzeiger, Registratoren, statische Voltmeter, Schalträder für Erregermaschinen und Generatoren, Frequenzanzeiger, Messer für $\cos \varphi$ usw.

Von den Turbinen fließt das Wasser unter Ausnutzung des Sauggefäßes durch die Saugrohre zum Unterwasserkanal und Unterwasserausgleichweiher von rd. 29 600 cbm Inhalt (Abb. 15). Die unterhalb liegenden Müller stellten im Konzessionierungsverfahren die Bedingung, daß das Wasser der Nidder ihnen wieder bis zu einer Höchstmenge von 500 Sekundenliter gleichmäßig zugeführt werden müsse. Das Wasser des Spitzenbetriebs muß also im Unterwasserausgleichweiher gesammelt und von dort wieder gleichmäßig abgegeben werden. Zu diesem Zweck wurde oberhalb des nächsten unterhalb gelegenen Triebwerks (Mühle) ein Damm angeschüttet, der einen Stauraum bildet mit über dem Oberwasser am Fachbaum des Trieb-

werkes 29 600 cbm nutzbarem Ausgleichwasserraum. Die Größe war durch die Geländeverhältnisse beschränkt. Aus diesem Ausgleichweiher darf also bei einem Zufluß der beiden Bäche bis zu 500 Sekundenliter kein Wasser nutzlos überlaufen. Der Spitzenbetrieb muß dementsprechend täglich eingerichtet werden eventuell in zwei Perioden. Bei über 500 Sekundenliter Zufluß kann die Wassermenge, die für die gleichmäßige Verteilung der 500 Sekundenliter nicht nötig ist, über den Ueberfall des Unterwasserausgleichweihers abfließen. Für die Abgabe an die Untermüller ist eine Regulierschleuse (Abb. 16) eingebaut, die mit Schwimmer eine Schützöffnung reguliert, damit bei jedem Wasserstand des Unterwasserausgleichweihers annähernd dieselbe Wassermenge gleichmäßig abgegeben wird.

Beim Maschinenhaus wurde am Talhang für drei Maschinisten ein Wohnhaus mit Stallungen errichtet.

Der Bau wurde am 28. Januar 1921 zu 10 Millionen Gesamtkosten veranschlagt (dem damaligen Dollarstand entsprechend gleich 735 294 Goldmark), eine Summe, die die Vergabe auch entsprach. Die Ausführung erforderte jedoch durch die sich ständig überholende, ja überstürzende Geldentwertung erheblich (zahlenmäßig) höhere Mittel, deren Goldmarkwert jedoch nicht zuverlässig berechnet werden kann.

Zur Aufstellung des Planes entschloß sich die Provinz am 11. November 1920. Am 28. Januar 1921 faßte der Provinzialausschuß auf Grund eines Entwurfs den Beschuß, dem Provinzialtag den Vorschlag zu unterbreiten, das geplante Werk zu bauen. Am 19. Februar 1921 beschloß der Provinzialtag die Bauausführung. Der erste Spatenstich geschah am 16. März 1921 mit Beginn der Bodenuntersuchungen und den unmittelbar sich anschließenden und stets weiter fortgeführten Erdarbeiten zum Aushub der Baugruben für die Staumauern, das Wasserschloß, den Werkkanal und den Unterwassergebunden. Die Hauptarbeiten für die Staumauern, das Wasserschloß, den Werkkanal und den Stollen wurden nach Fertigung der Baupläne am 15. Juni 1921 zur Vergabe ausgeschrieben, worauf am 23. Juli 1921 der Provinzialausschuß Zuschlag erteilte. Lieferung und Ver-

legung der Triebrohrleitung, die Bauarbeiten am Maschinenhaus und Wohnhaus, die Lieferung der Maschinen und der Schaltanlage wurden später vergeben. Am 16. Juni 1923 konnte das Werk in Anwesenheit der Minister, der Behörden, der Vertreter der Provinzialkörperschaften, Unternehmer und Arbeiter feierlich in Betrieb genommen werden. Die Planung in allen Einzelheiten und die Bauausführung erfolgte im wasserbautechnischen Teil durch das Hessische Kulturbauamt Friedberg unter dem damaligen Vorstand, jetzigen Fachreferenten im Hessischen Ministerium für Arbeit und Wirtschaft, Abteilung für Ernährung und Landwirtschaft, Oberbaurat Heyl und in Nachfolgeschaft unter dem derzeitigen Vorstand des Kulturbauamts Darmstadt, Oberbaurat Hauck, sodann dem derzeitigen Vorstand des Kulturbauamts Friedberg, Regierungsbaurat Lorenz, die sämtlich schon von Anbeginn der Entwurfsaufstellung mit- bzw. zusammenarbeiteten. Für die architektonische Ausgestaltung von Wasserschloß, Maschinenhaus und Wohnhaus gab Regierungsbaurat Metzger von der damaligen staatlichen hessischen Baustoffbeschaffungs- und Beratungsstelle die Richtlinien, denen die außerordentlich glückliche Wirkung der Hochbauten zu verdanken ist. Der elektrische Teil wurde bearbeitet durch die Direktion des Ueberlandwerkes der Provinz Oberhessen unter Leitung des Herrn Direktors v. Stadler.

Sämtliche Erdarbeiten wurden von einheimischen Unternehmern der nächsten Umgebung ausgeführt. Die Staumauer im Niddertal wurde der Firma Theodor Morschel in Friedberg übertragen. Die Hauptbauarbeiten, wie Staumauer im Hillersbachtal, Stollen (Ausbruch und Ausbau), Eisenbetonwerkkanal, Eisenbetonwasserschloß, Eisenbetonmaschinenhaus, übernahm die Firma Hessische Baugesellschaft in Kassel. Mit Lieferung und Verlegung der Triebrohrleitung wurde die Firma Fuendeling u. Rüster in Friedberg beauftragt.

Maurer-, Weißbinder-, Spengler-, Schlosser-, Dachdecker-, Zimmermann-, Schreiner-, Glaser-, Wegbauarbeiten usw. wurden an kleinere einheimische Unternehmer der Umgegend vergeben.

Die Baustellen wurden zum Betrieb der Baumaschinen (Mischmaschinen, Steinklopfer, Kompressoren, Aufzüge usw.) und für Beleuchtung aus dem Netz des Ueberlandwerkes mit besonderen Baustromleitungen aus zwei Interimstransformatorenstationen mit Strom versehen.

Für entzogenes Privatgelände wurde mit der Unterstützung des Staates und der Standesherrschaften Ersatzgelände aus Domänen-eigentum zugewiesen, so daß Enteignungen nicht nötig wurden. Wässer- und Fischereirechte wurden abgelöst durch Einigung auf Gutachten unparteiischer Sachverständiger. Bei den Bauarbeiten waren durchschnittlich 300 bis 400 Arbeiter beschäftigt.

Der in dem Werk erzeugte elektrische Strom wird geliefert in das bestehende Netz des Ueberlandwerks der Provinz Oberhessen. Bisher war die alleinige Kraftquelle das eingangs genannte Elektrizitätswerk des hessischen Staates auf Braunkohlengrube Wölfersheim, in dem die aus den Braunkohlenfeldern unter Tage gewonnene Rohbraunkohle verfeuert wird. Turbodynamos (1 zu 2000 PS gleich 1500 kw, 1 zu 3500 PS = 2500 kw und 2 zu 7000 PS = 5000 kw) liefern Drehstrom von 5000 Volt in die nähere Umgebung und über Transformatoren (2 zu 1200 KVA, 1 zu 1500 KAV, 2 zu 2500 KVA) mit 20000 Volt Spannung in die weitere Umgebung in einer Menge von rd. 15 Millionen Kwh. im Jahr. Eine Erweiterung mit einer 60000-Volt-Anlage ist geplant. Außer dem beschriebenen Nidderwasserkraftwerk sind einige kleinere Niederdruckwasserkraftwerke angeschlossen. Unter Umständen werden bei Bedarf noch einige Wasserkräfte ausgebaut, soweit Wirtschaftlichkeit sichersteht.

Neubau der 3. Schleuse Münster i. W.

Vom Regierungsbaurat Struckmann, Münster i. W.

Alle Rechte vorbehalten.

1. Baubedürfnis.

Infolge ungleichmäßiger Verkehrsabwicklung sowie durch Verwendung ungeeigneter Fahrzeuge ergab sich gegen Ende des Krieges, daß die bisherige Schleusenanlage Münster den Verkehr nicht mehr glatt bewältigen konnte. Im Jahre 1918 mußten die Schleppzüge häufig stundenlang auf die Durchschleusung warten. Nach Beendigung des Krieges ergab sich zwar vorübergehend ein starker Rückgang des Verkehrs, der insbesondere nach der erfolgten Besetzung und Absperrung des Ruhrgebietes fast bis auf Null herabsank, mit dem Wiederaufleben des Wirtschaftslebens ist jedoch wieder eine starke Belebung des Verkehrs eingetreten.

Zu beachten ist auch, daß der Dortmund-Ems-Kanal die einzige Wasserstraßenverbindung vom Industriegebiet nach den Emshäfen und nach dem Ems-Hannover-Kanal bildet, und daß sämtliche Schiffe, die nach dieser Richtung verkehren, den Engpaß der Schleusenanlage Münster durchfahren müssen. Nach Fortsetzung des Ems-Hannover-Kanals bis zur Elbe ist eine weitere Verkehrssteigerung und damit eine wesentlich stärkere Inanspruchnahme der Schleusenanlage Münster mit Sicherheit zu erwarten.

Die Verbindung mit den Strömen Weser und Elbe wird aber nicht nur eine Belebung des Verkehrs an sich, sondern auch eine Vergrößerung der Schiffe mit sich bringen. Nach Einführung des sogenannten „Fluß-Kanal-Schiffes“ von 1000 t Tragfähigkeit muß mit Schiffsbreiten bis zu 10,5 m gerechnet werden. Da die vorhandene 1. bzw. 2. Schleuse nur eine lichte Weite von 8,6 bzw. 10,0 m hat, würden die breiten Fluss-Kanalschiffe die Schleusenanlage überhaupt nicht durchfahren können. Schließlich ist noch zu erwähnen, daß die

Unregelmäßigkeit des Ueberseeverkehrs, hervorgerufen durch die Ems- und Weser-Seehäfen, auch in Zukunft Verkehrsanstauungen vor der Schleusenanlage Münster erwarten läßt, zu deren Bewältigung die vorhandene 1. und 2. Schleuse nicht ausreichen.

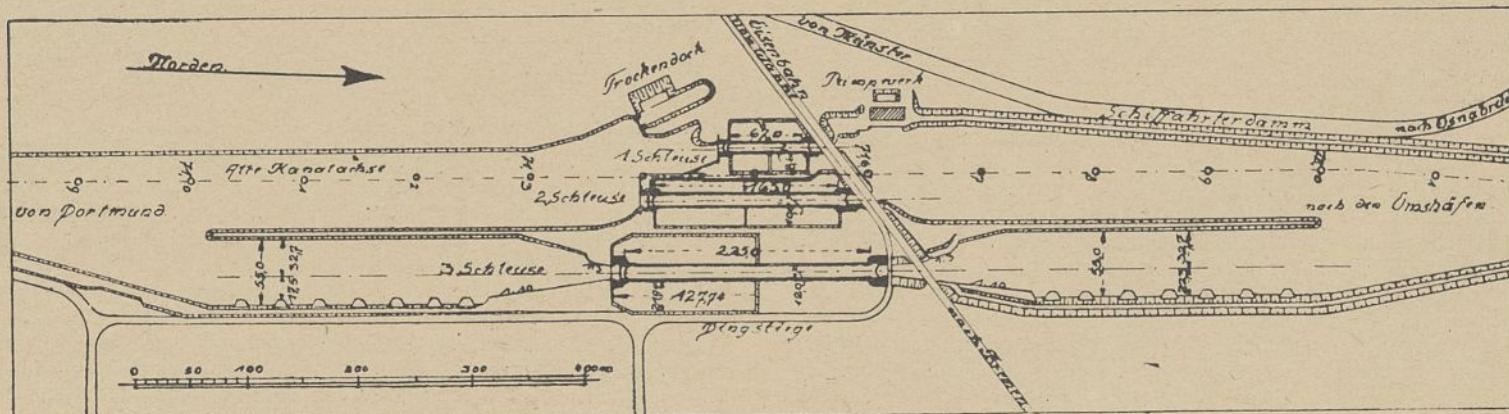
Aus den genannten Gründen ist die Erweiterung der vorhandenen Schleusenanlage um die 3. Schleuse Münster erforderlich geworden. Der Bau der 3. Schleuse ermöglichte es außerdem, Erwerbslose in größerer Zahl zu beschäftigen, weshalb schon Anfang des Jahres 1919 mit dem Aushub der Schleusenbaugrube begonnen wurde.

2. Hauptabmessungen der Schleuse.

Die 3. Schleuse Münster hat die Regelabmessungen für eine dreischiffige Schleuse erhalten (Abb. 1). Sie besitzt eine nutzbare Länge von 225 m und eine lichte Weite von 12 m. Die Wassertiefe beträgt in der Mitte der Kammer 3 m und an den Seiten 2,5 m unter gewöhnlichem Wasserstande. Das Gefälle der Schleuse beträgt 6,20 m.

3. Leistungsfähigkeit der 3. Schleuse.

Für Tag- und Nachtbetrieb kann mit 12 Doppelschleusungen (je eine Berg- und Talschleusung) gerechnet werden, wobei 8 Doppelschleusungen auf den Tag und 4 Doppelschleusungen auf die Nacht entfallen. Der Regel-Schleppzug besteht aus drei 750-t-Schiffen. Nach den bisherigen Erfahrungen kann die mittlere Ladung eines Schiffes zu 500 t in jeder Richtung angenommen werden. Die Unregelmäßigkeit des Uebersee-Verkehrs sowie andere Ursachen lassen jedoch eine vollkommen gleichmäßige Abwicklung des Verkehrs im ganzen Jahre nicht zu. Unter mittleren Verhältnissen wird man nur



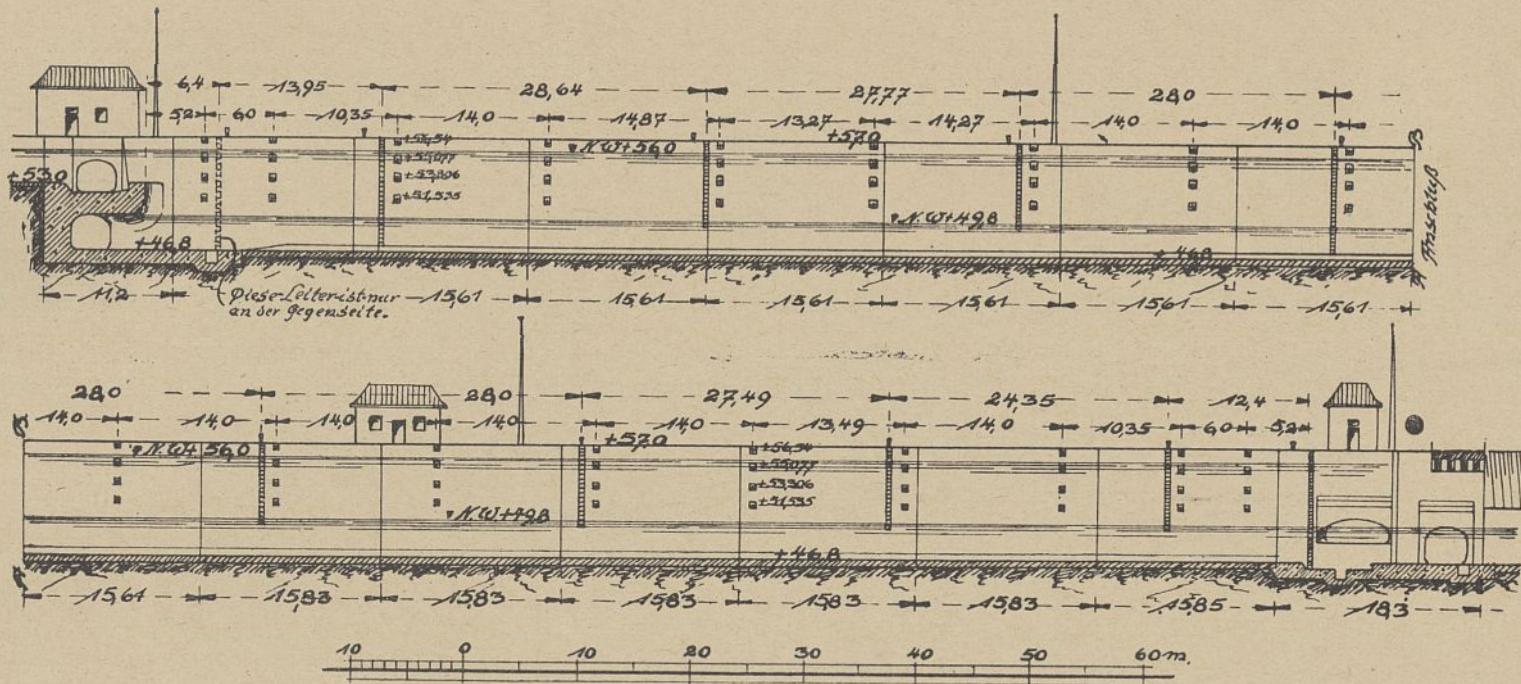


Abb. 2. Längsschnitt der Schleusenkammer. Anordnung der Poller, Steigeleitern und Schiffshaltekästen.

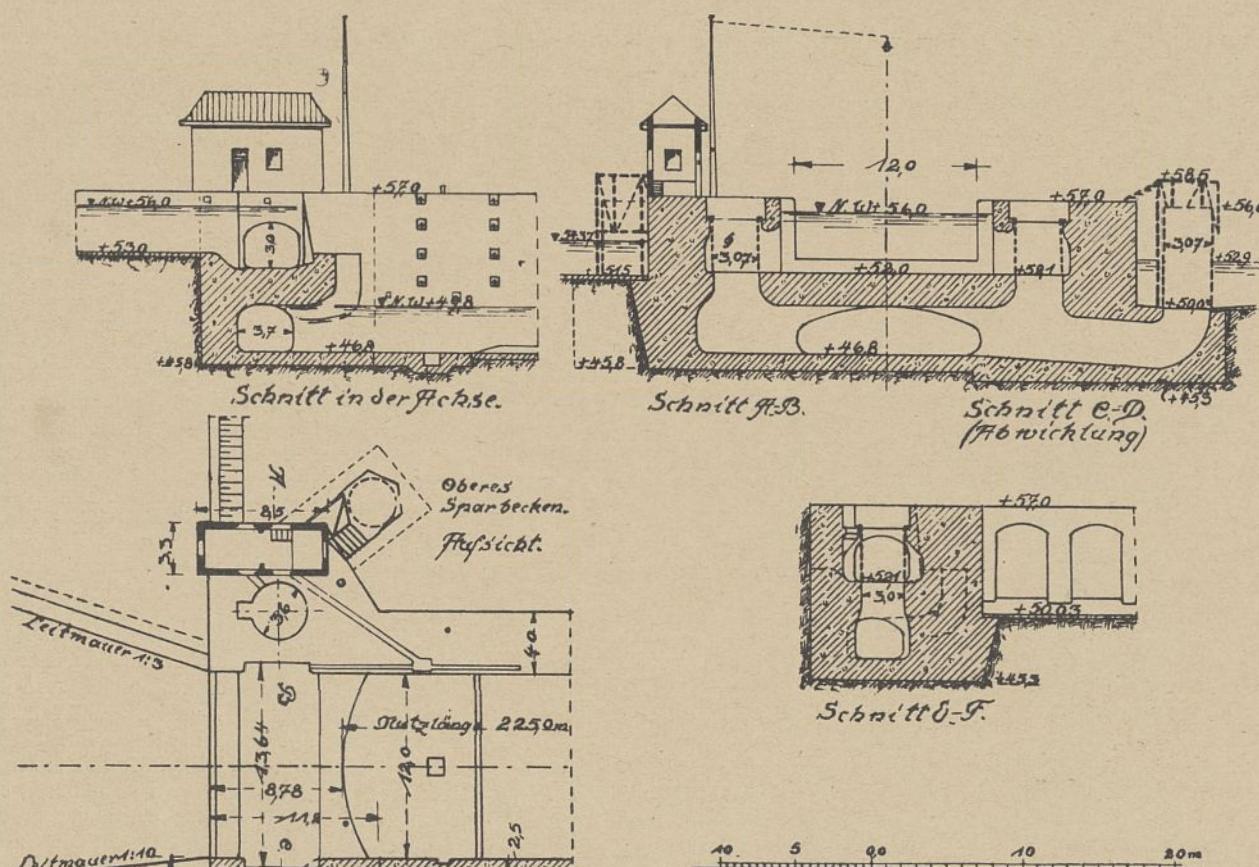


Abb. 3. Oberhaupt der 3. Schleuse Münster i. W.

die Leistungsfähigkeit der ganzen Schleusenanlage verdoppelt, so daß sie nunmehr 15 Millionen Tonnen jährlich beträgt.

4. Anordnung der Sparbecken und Umläufe.

4. Anordnung der Sparbecken und Umlaufe.
 Die Schleusenanlage Münster schließt die Scheitelhaltung des Dortmund-Ems-Kanals nach Norden ab. Da das Speisewasser für die Scheitelhaltung während des ganzen Jahres nicht immer in hinreichender Menge zur Verfügung steht, ist die 3. Schleuse als Sparschleuse gebaut worden. Sie hat wie die 1. und 2. Schleuse 2 Sparbecken erhalten. Die Wasserersparnis beträgt bei Ausspiegelung der Wasserstände bis auf 15 cm Unterschied rd. 47%.

Bei der 1. und 2. Schleuse sind die Sparbecken paarweise neben der Schleusenkammer angeordnet worden. Bei der 3. Schleuse ist die Anordnung der Sparbecken nach dem Vorbild der Lindener Hafenschleuse so getroffen worden, daß ein oberes Sparbecken auf der westlichen und ein unteres Sparbecken auf der östlichen Seite der Schleu-

mit etwa 70% des theoretisch möglichen Verkehrs rechnen dürfen. Unter Zugrundelegung einer jährlichen Betriebsdauer von 300 Betriebstagen errechnet sich hiernach die Leistungsfähigkeit der 3. Schleuse zu:

300, 2, 12, 3, 500, 0,70 ≡ rd. 7,5 Millionen Tonnen

jährlich in beiden Richtungen zusammen genommen. Da die beiden vorhandenen Schleusen ebenfalls eine Leistung von zusammen 7,5 Millionen Tonnen besitzen, wird durch den Bau der 3 Schleusen

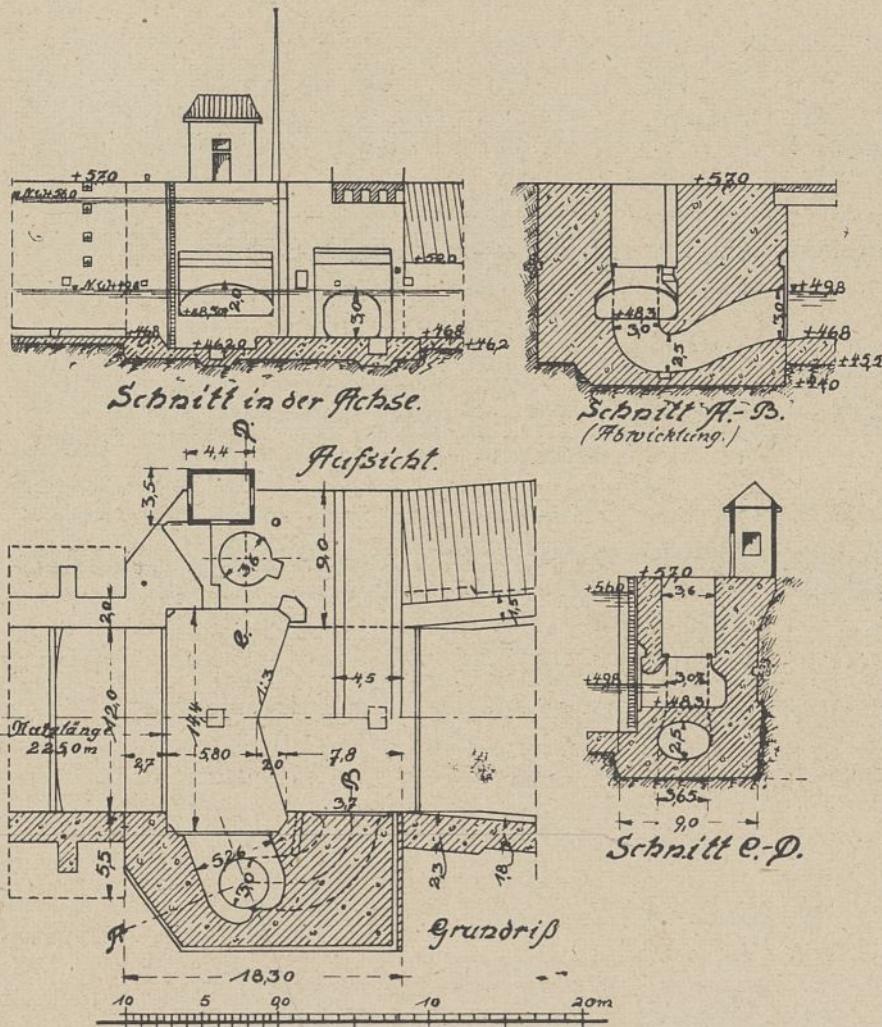


Abb. 4 Unterhaupt der 3. Schleuse Münster i. W.

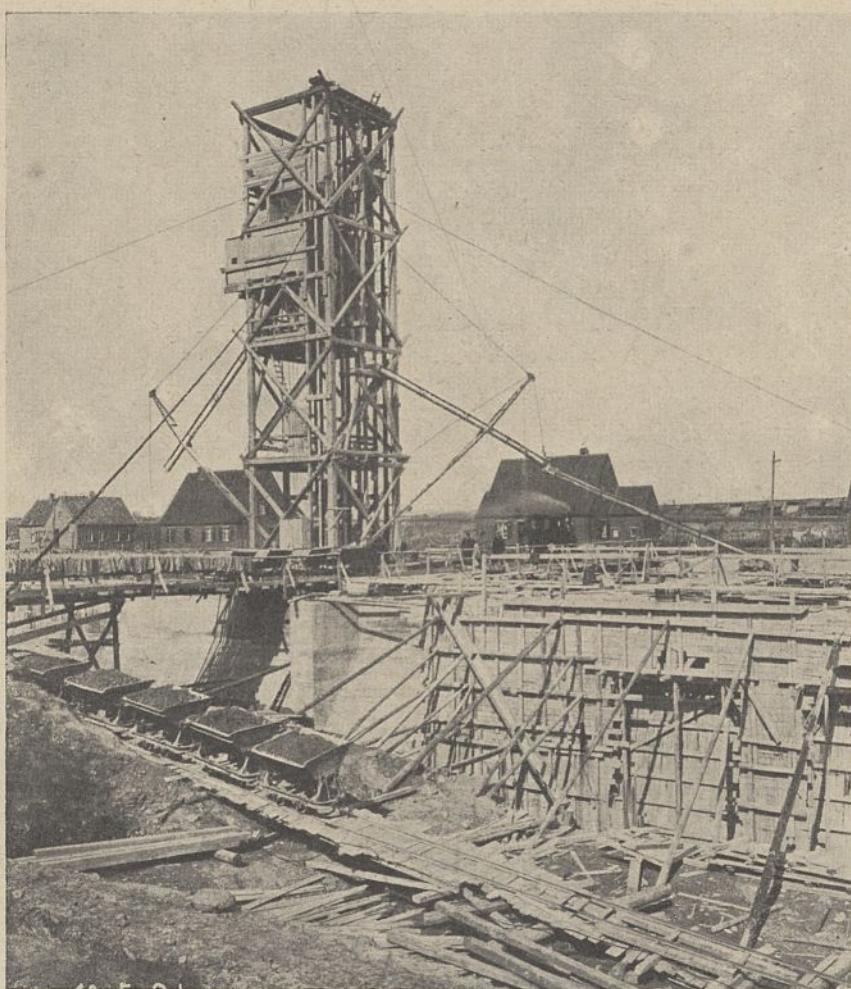


Abb. 5 Gießturmanlage
(Aufnahme der Firma Habermann und Guckes-Liebold).

senkammer liegt (Abb. 1). Die Sparbecken haben die halbe Länge, aber die doppelte Breite der Schleusenkammerfläche erhalten, um einen besseren Zu- und Abfluß in den Sparbecken zu erreichen.

Die 1. und 2. Schleuse sind mit durchgehenden Umläufen mit Stichkanälen versehen. Diese Anordnung hat sich jedoch, besonders bei einseitiger Benutzung der Schützen, hier nicht bewährt, da die Schiffe beim Schleusen zu unruhig liegen. Die gleiche Erfahrung ist bei den durchgehenden Umläufen der Schachtschleuse bei Henrichenburg gemacht worden. Um eine ruhigere Lage der Schiffe beim Schleusen in der Schleusenkammer zu erreichen, ist daher die Wasserzuführung von den Sparbecken in die Schleusenkammer bei der 3. Schleuse anders gewählt worden. Das Wasser tritt hier aus den Sparbecken durch Zulaufkanäle unter den unterhöhlten Drehpfeil des Oberhauptes und strömt von dort aus in die Schleusenkammer. In gleicher Weise wird das Wasser beim Füllen aus dem Oberwasser zugeleitet (Abb. 2 u. 3). Durch diese Anordnung wird erreicht, daß die schleusenden Schiffe nur Schwankungen in der Längsrichtung ausgesetzt sind, denen sie durch hinreichendes Festlegen leicht begegnen können. Aus der geschilderten Einleitung des Wassers unter dem Oberdrehpfeil ergibt sich die Anordnung der beiden Sparbecken in der Nähe des Oberhauptes. Am Unterhaupt sind kurze, um das Tor herumführende Umläufe angeordnet worden (Abb. 4).

5. Bauart und Baustoffe der Schleuse.

Der Baugrund an der Schleusenbaustelle besteht aus felsigem Mergel. Aus diesem Grunde fielen sämtliche Spundwände fort.

Das Schleusenbauwerk ist aus Beton hergestellt worden, und zwar unter Anwendung des Gußbetonverfahrens (Abb. 5 u. 6). Das Gießen erfolgte außer beim Oberhaupte von einem verschiebbaren Turm aus. Die Baustoffe wurden an den Turm herangefahren und mit zwei Aufzügen in die oben auf dem Turm aufgestellten zwei Mischmaschinen befördert. Nach erfolgter Mischung wurde der fertige Beton mittels eiserner Gießrinnen an die Verwendungsstellen geleitet. Ich verweise hierzu auf die Ausführungen von Oberregierungs- und -baurat Dr.-Ing. Schmidt im Zentralblatt der Bauverwaltung 1924, S. 456. Die Erfahrungen, die hierbei mit dem Gußbetonverfahren gemacht worden sind, sind günstig. Irgendwelche nachteilige Erscheinungen, die auf das Gußbetonverfahren zurückzuführen wären, sind bislang nicht festgestellt worden. Der fertige Beton besitzt große Festigkeit und zeigt ein gleichmäßiges, dichtes Gefüge.

Für den Gußbeton wurde Zement-Traßbeton verwendet. Als Zement kam langsam bindender Portlandzement, als Traß solcher aus den Traßbrüchen des Nettetals und als Zuschlagstoff zum Teil Rhein-Kiessand, zum Teil Weser-Kiessand zur Verwendung. Für den gewöhnlichen Beton der Kammermauern und Häupter wurde die Mischung: 1 Zement : 0,6 Traß : 9,5 Kiessand, für Eisenbeton die Mischung: 1 Zement : 0,6 Traß : 6 Kiessand verwandt (Raumteile). Erwähnt sei noch, daß fettere Mischungen sich für den Gußbeton besser eignen als magere; der Gußbeton wird geschmeidiger, fließt besser in der Rinne und entmischt sich nicht so leicht. Von besonderer Bedeutung ist ferner beim Gußbeton die Beschaffenheit des Kiessandes. Es ist dringend zu empfehlen, einen sandreichen Kiessand zu verwenden, da im anderen Falle leicht eine Entmischung des Betons in den Gießrinnen eintritt.

Die Schleusenkammerwände sind mit Klinkern verblendet worden. Die verhältnismäßig schwache Klinkerverblendung besteht aus abwechselnd zwei ganzen Binder- und zwei halben Binderschichten, so daß in der Ansichtsfläche nur Kopflächen erscheinen. Die Klinkerverblendung ist zur Sicherheit durch schwache Eiseneinlagen, die in den Fugen liegen, mit dem dahinter liegenden Beton verankert worden. Diese schwache Verblendung war für die Anwendung des Gußbetonverfahrens insofern nachteilig, als immer nur Schichten von etwa 30 cm Höhe, entsprechend 4 Klinkerschichten, hergestellt und hintergossen werden konnten. Hierdurch wurde ein häufiges Verlegen der Gießbrünnen aus einem Abschnitt in einen anderen notwendig, was die Betonierungsarbeiten erheblich verzögerte. Bei einer künftigen Verwendung des Gußbetonverfahrens ist es daher ratsam, die Klinkerverblendung ganz fortfallen

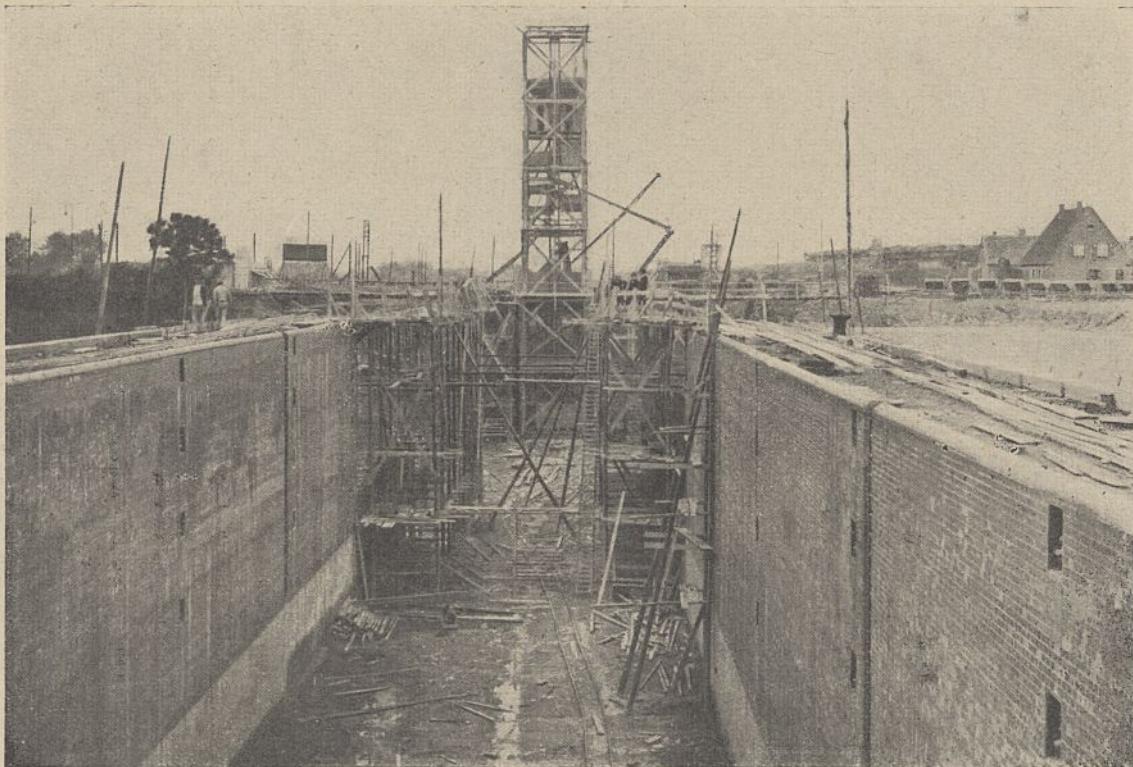


Abb. 6. Schleusenkammer mit Gießturm und Gerüst zur Herstellung der Verblendung.

zu lassen und statt dessen senkrecht stehende Bulb-Eisen in Abständen von einigen Metern einzubetonieren, die nur wenig aus der Kammermauer vorspringen und als Reibschenen für die schleusenden Schiffe dienen. Auch T-Eisen kommen dafür in Frage, welche den Vorzug haben, daß sie nicht über die Mauerflucht vorragen.

Die Bauart der Häupter ist aus den Abbildungen 3 und 4 ersichtlich. Bei dem Oberhaupt bildet der Drempel wegen der hier erfolgenden Einführung des Wassers ein Gewölbe, das sehr stark mit Eisen bewehrt worden ist. Diese kräftige Bewehrung war naturgemäß für das Gewicht des darauf lagernden Klapptores und des darüber stehenden Wassers nicht notwendig. Es wurde jedoch die ungünstige Annahme gemacht, daß sich ein 1000-t-Schiff mit dem Bug oder Steven auf dem Drempel aufhängen und gleichzeitig die Kammer infolge Versagen eines Schutzes bis auf Unterwasser leerlaufen könnte. Dementsprechend ist das Gewölbe für die Belastung mit einer Einzellast von 500 t im Scheitel bewehrt worden.

Die erheblichen Abmessungen des Oberhauptes in der Richtung quer zur Schleusenachse und seine ungleichen Querschnittsabmessungen ließen befürchten, daß hier Temperaturrisse auftreten würden, wenn das ganze Oberhaupt in einem Stück gegossen wäre. Der Betonierungsvorgang wurde daher so eingerichtet, daß das Oberhaupt zunächst in der Querrichtung durch Arbeitsfugen in 3 Teile zerlegt wurde. Weiterhin wurde das Drempelgewölbe für sich ausgeführt, und zwar so, daß es noch jederseits etwa 1,3 m tief in das Mauerwerk des Hauptes eingriff. Auf diese Weise entstanden Betonblöcke von etwa 10–12 m Länge, die den Temperaturschwankungen, wie die Erfahrung gelehrt hat, standgehalten haben. Irgendwelche Risse sind im Oberhaupt bislang nicht aufgetreten, obwohl das Haupt erheblichen Temperaturschwankungen ausgesetzt war (Abb. 7).

Die eigenartige Ausführung des Umlaufes im Unterhaupt erklärt sich daraus, daß als Umlaufverschlüsse Zylinderschütze verwendet worden sind. In Rücksicht auf Temperaturspannungen ist beim

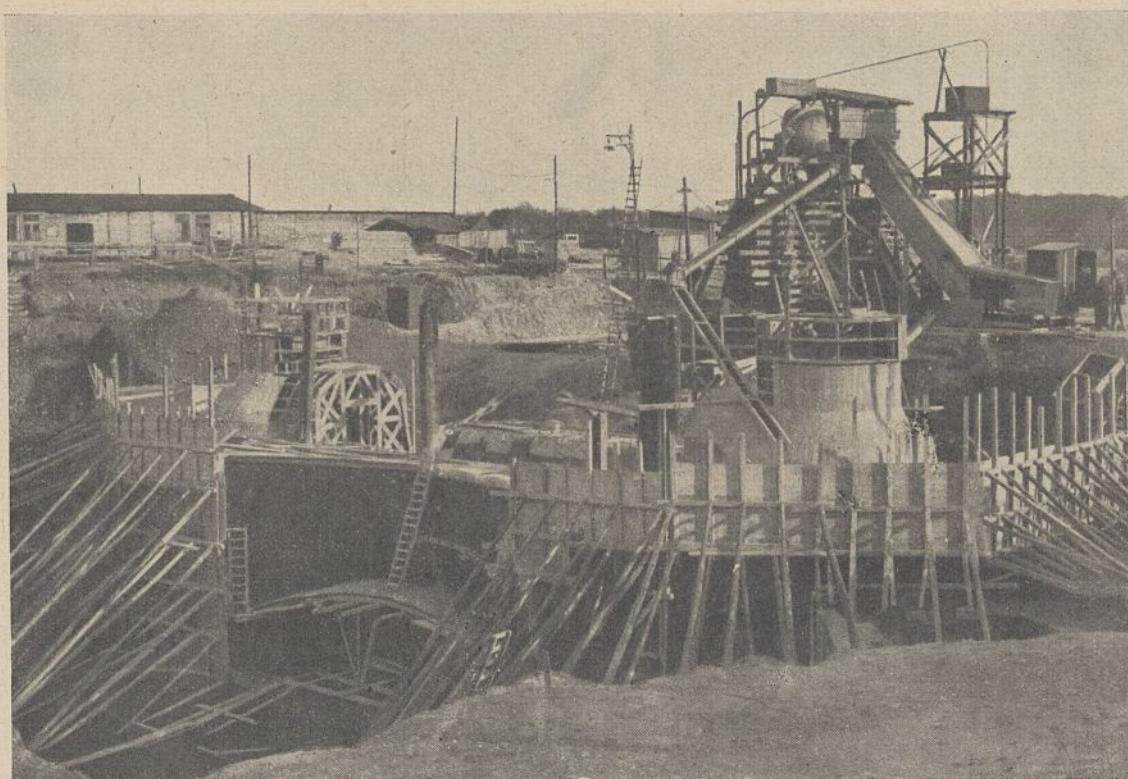


Abb. 7. Oberhaupt während der Ausführung.

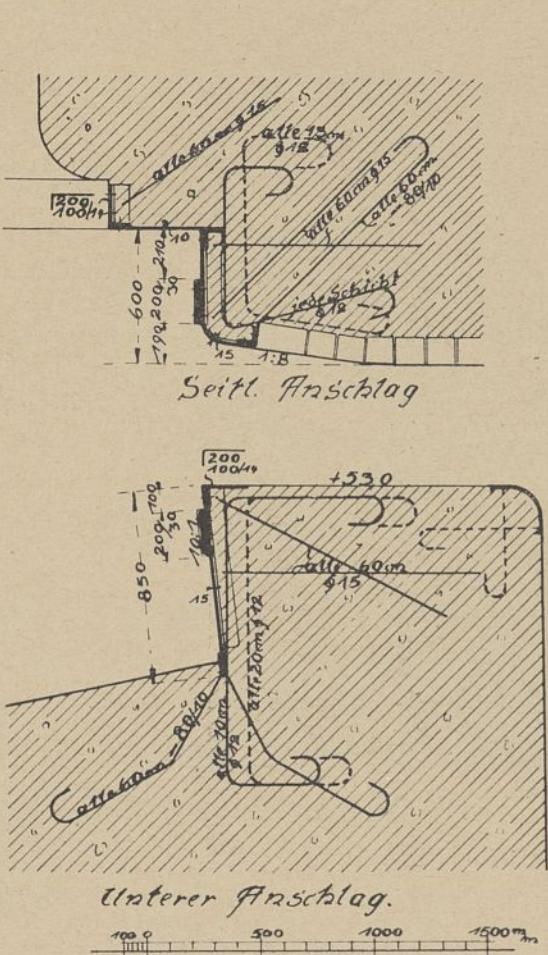


Abb. 8. Klapptoranschläge.

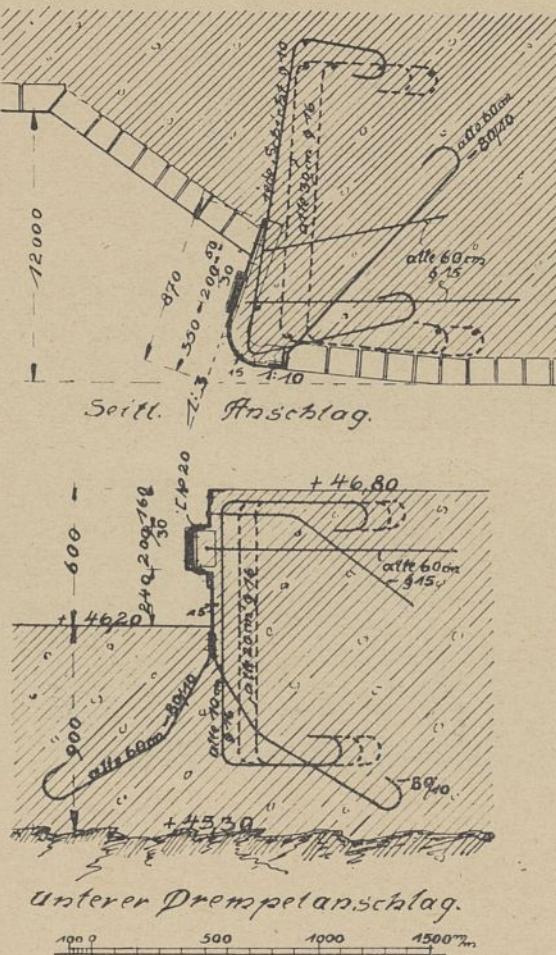


Abb. 9. Stemmtoranschläge.

Unterhaupt ebenfalls der mittlere Teil von dem Mauerwerk der aufgehenden Wände durch Arbeitsfugen getrennt worden. Risse im Beton sind auch hier bislang nirgends aufgetreten.

Werksteine sind bei der 3. Schleuse überhaupt nicht verwendet worden. Die Umlaufmündungen, die sonst häufig mit Werksteinen verkleidet werden, sind hier in Beton ausgeführt worden. Die Ver-

kleidung der Umlaufmündungen mit Werksteinen ist überflüssig; das etwaige bessere Aussehen der Werksteinverblendung spielt keine Rolle, da die Umlaufmündungen unter Wasser liegen.

Die Anschläge für die Dichtungsleisten der Tore am Drempel und an den Seiten sind in Flußeisen ausgebildet worden. Die eisernen Anschläge für das Klapptor des Oberhauptes sind aus Abb. 8 ersichtlich. Sie wurden in 3 Teilen, dem wagerechten und den beiden senkrechten Stücken, im Werk hergestellt, auf der Baustelle verschraubt und einbetoniert. Beim Aufstellen der schweren Teile

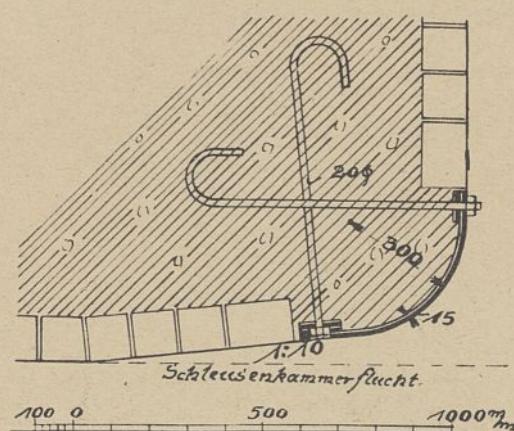


Abb. 11. Senkrechte Kantenverkleidung am Unterhaupt.

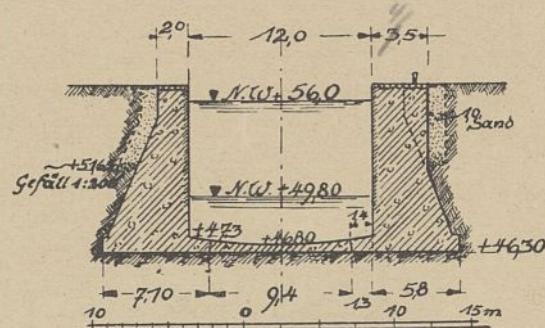


Abb. 12. Schnitt durch die Schleusenkammer nördlich der Sparbecken.

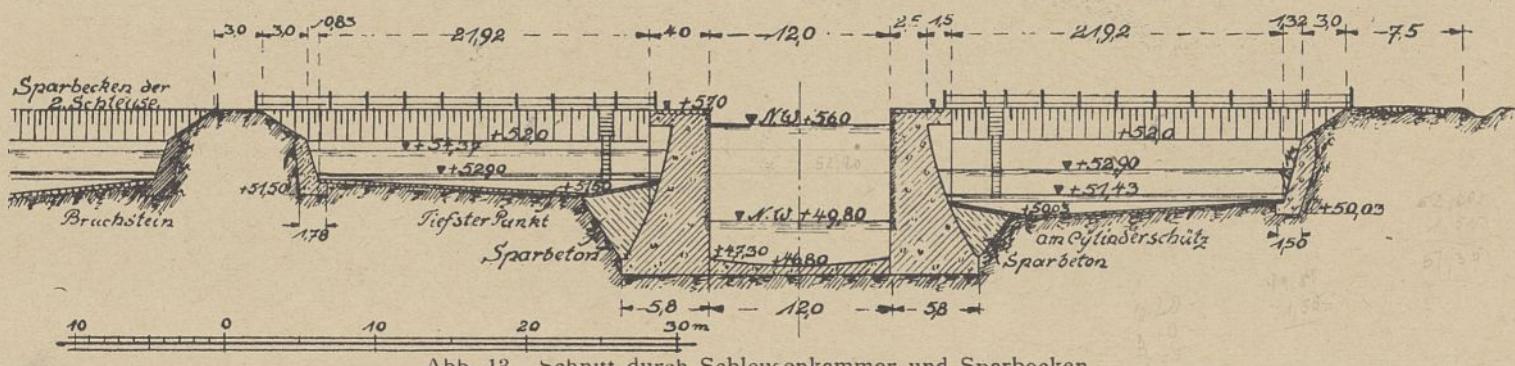


Abb. 18. Schnitt durch Schleusenkammer und Sparbecken.

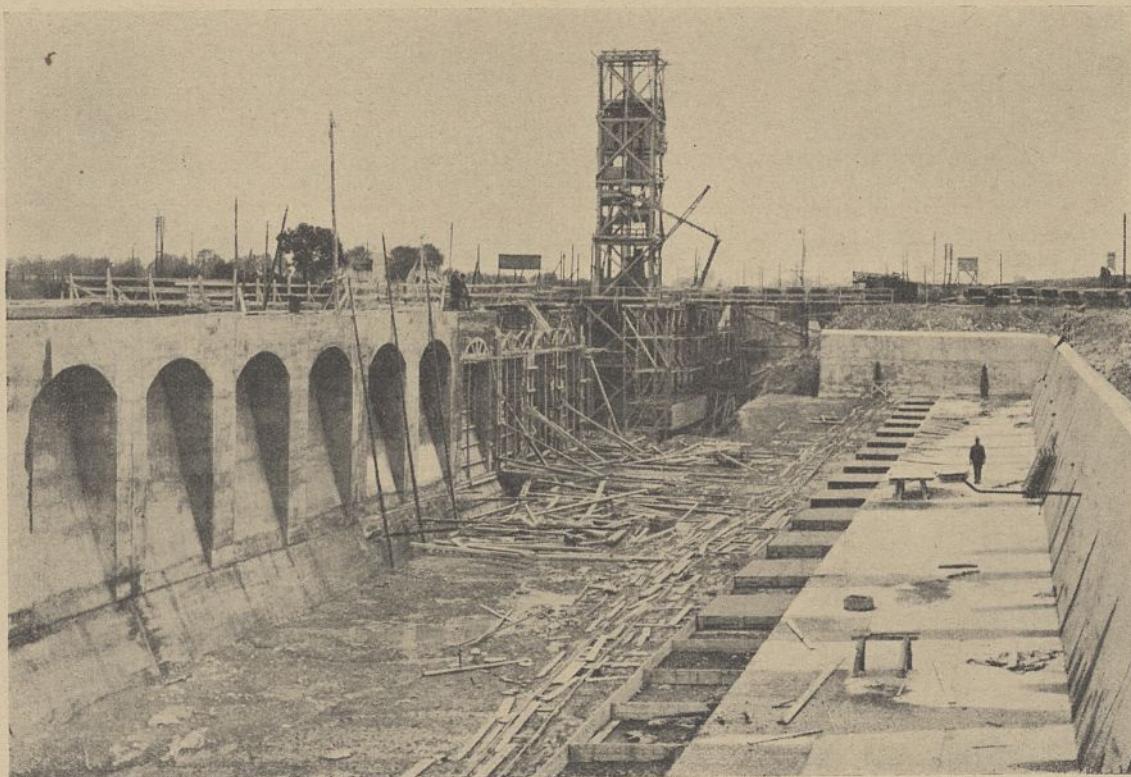


Abb. 14. Östlich s Sparbecken.

wurde die wagerechte Anschlageiste auf einige Mauerpfeiler gelegt, die mit einbetoniert wurden. Die seitlichen Anschläge wurden an aufgestellten Masten aufgehängt. Nachdem auf diese Weise die Anschläge einmal aufgestellt waren, vollzogen sich die Betonierungs- und Maurerarbeiten ohne Schwierigkeit.

Die Anschläge der Stemmtore des Unterhauptes sind in ähnlicher Weise in Flußeisen ausgebildet worden (Abb. 9). Sie wurden in 4 Stücken, 2 wagerechten und 2 senkrechten, im Werk hergestellt und angeliefert. Die Vermeidung von Werksteinen bei den Drempel- und Seitenanschlägen hat noch den Vorteil, daß man durch Einlegen von Bügeln die Scherfestigkeit des Betons hinter den eisernen Anschlagleisten erheblich erhöhen kann, was bei der Verwendung von

Werksteinen nicht möglich ist. Auch die Mauerwerkskanten des Drempelgewölbes am Oberhaupt, ferner der Schleusenplattform und der sonstigen senkrechten Kanten in den Häuptern sind mit eisernen Panzerungen verkleidet worden (Abb. 10 u. 11). Die Eckverkleidung der Schleusenplattform besteht aus Gußeisen und ist in auswechselbaren Stücken von je 1,50 m Länge hergestellt worden.

Die Bauart der Kammermauern und der Sparbeckenwände ist aus den Abb. 12 und 13 ersichtlich. Für die Kammermauer zwischen Unterhaupt und Sparbecken waren zwei Bauweisen ausgeschrieben. Neben der massiven Kammermauer, wie sie gemäß Abb. 12 ausgeführt worden ist, kam auch eine Ausbildung in Eisenbeton in Frage. Geplant war eine Winkelstützmauer mit Entlastungsbogen nach dem

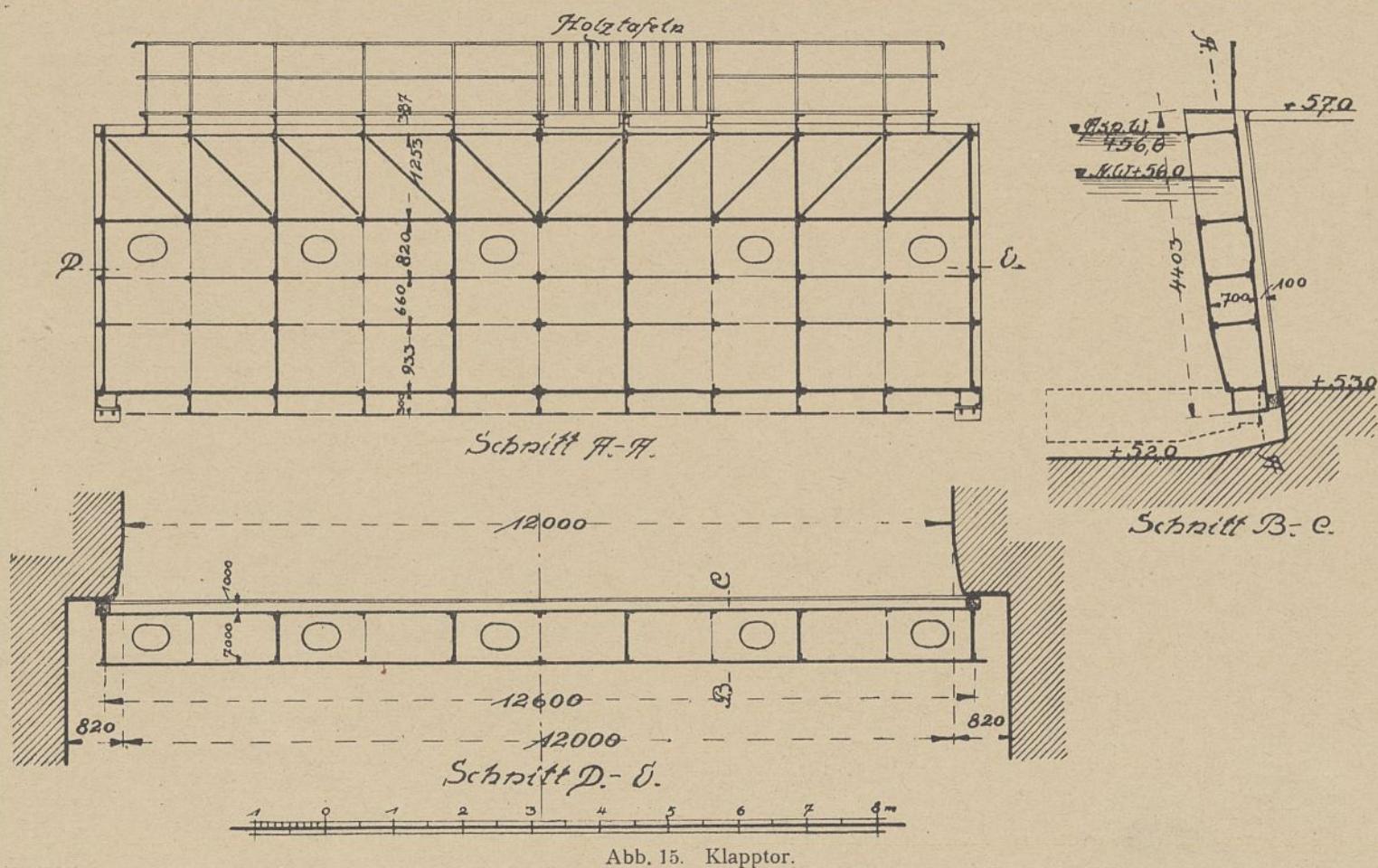


Abb. 15. Klapptor.

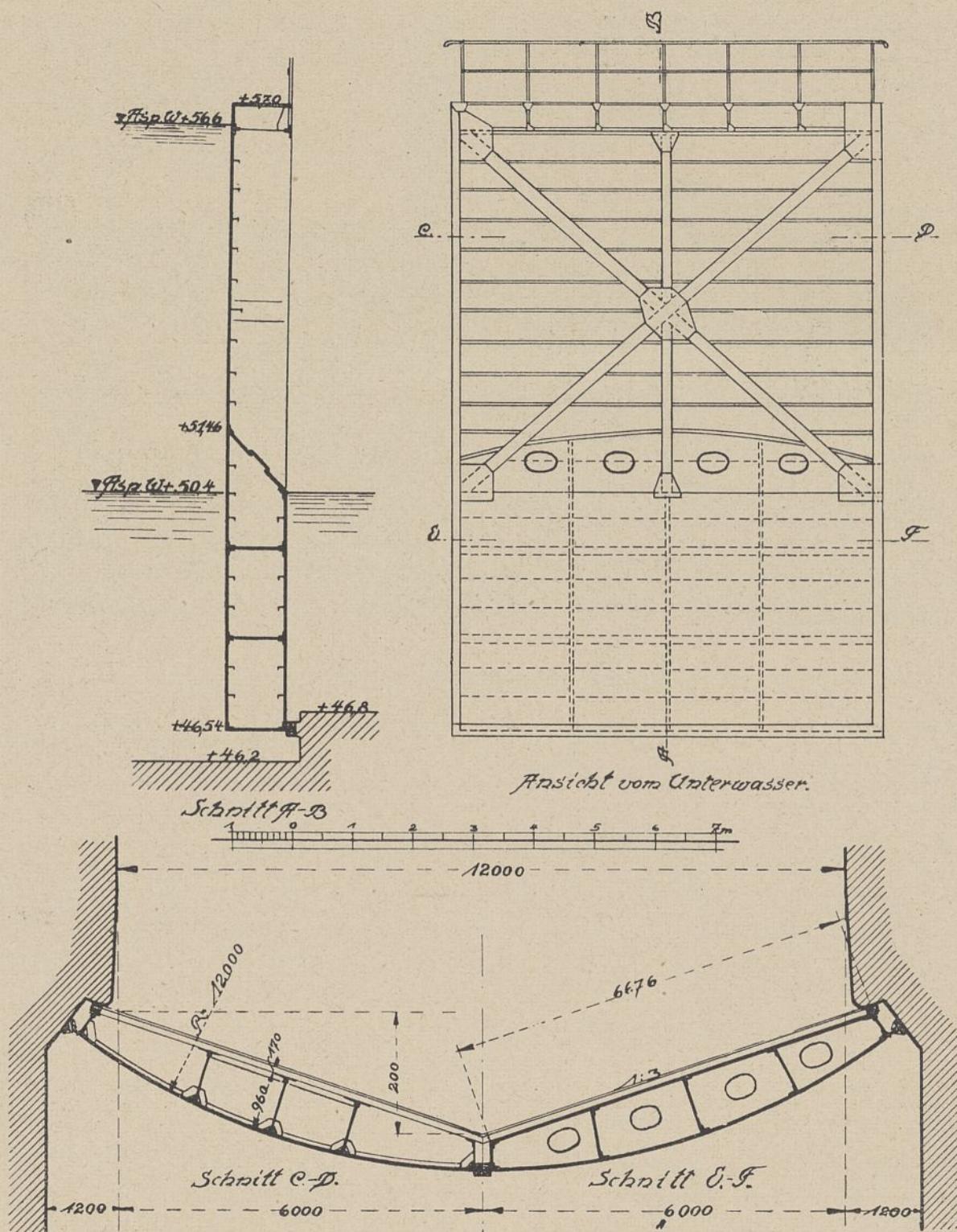


Abb. 16. Stemmtor.

Vorbild der Weserschleuse Dörverden, da auf Grund der dort gemachten Erfahrungen angenommen wurde, daß sich die Eisenbeton-Kammermauer erheblich billiger stellen würde, als die volle Mauer. Infolge der z. Zt. der Ausschreibung geltenden hohen Eisenpreise ergab sich jedoch, daß die Eisenbetonmauer sich ebenso teuer stellte, wie die volle Kammermauer. Auf ihre Ausführung wurde daher verzichtet. Die Zehe der Kammerwand nördlich der Sparbecken (Abb. 12) ist wegen der hohen Scherbeanspruchungen stark mit Eisen bewehrt worden (Sparbeckensohle s. Abb. 14).

In Rücksicht auf Temperaturschwankungen sind auch die Kammermauern mit Fugen versehen worden, die auf der Strecke zwischen Unterhaupt und Sparbecken in Abständen von 15,83 m und auf der Strecke neben den Sparbecken in Rücksicht auf die Gewölbeeinteilung auf der Sparbeckenseite der Mauer in 15,61 m Abstand angeordnet worden sind. Wie die Erfahrung gelehrt hat, ist der Abstand der Fugen richtig gewählt worden, denn irgendwelche Risse sind in den Mauern nicht aufgetreten. Die Dichtung der Ausdehnungsfugen geschah durch Einbetonieren eines quer zur Fugenrichtung gestellten, 150 mm breiten und 6 mm starken verzinkten Eisenbleches, das mit Asphaltfilz umwickelt war. Für künftige Ausführungen wird empfohlen, die Breite des Bleches etwas größer zu wählen.

Bei der Standsicherheitsberechnung der Kammer zwischen Unterhaupt und Sparbecken ist zwar eine Entwässerung des Erdreiches

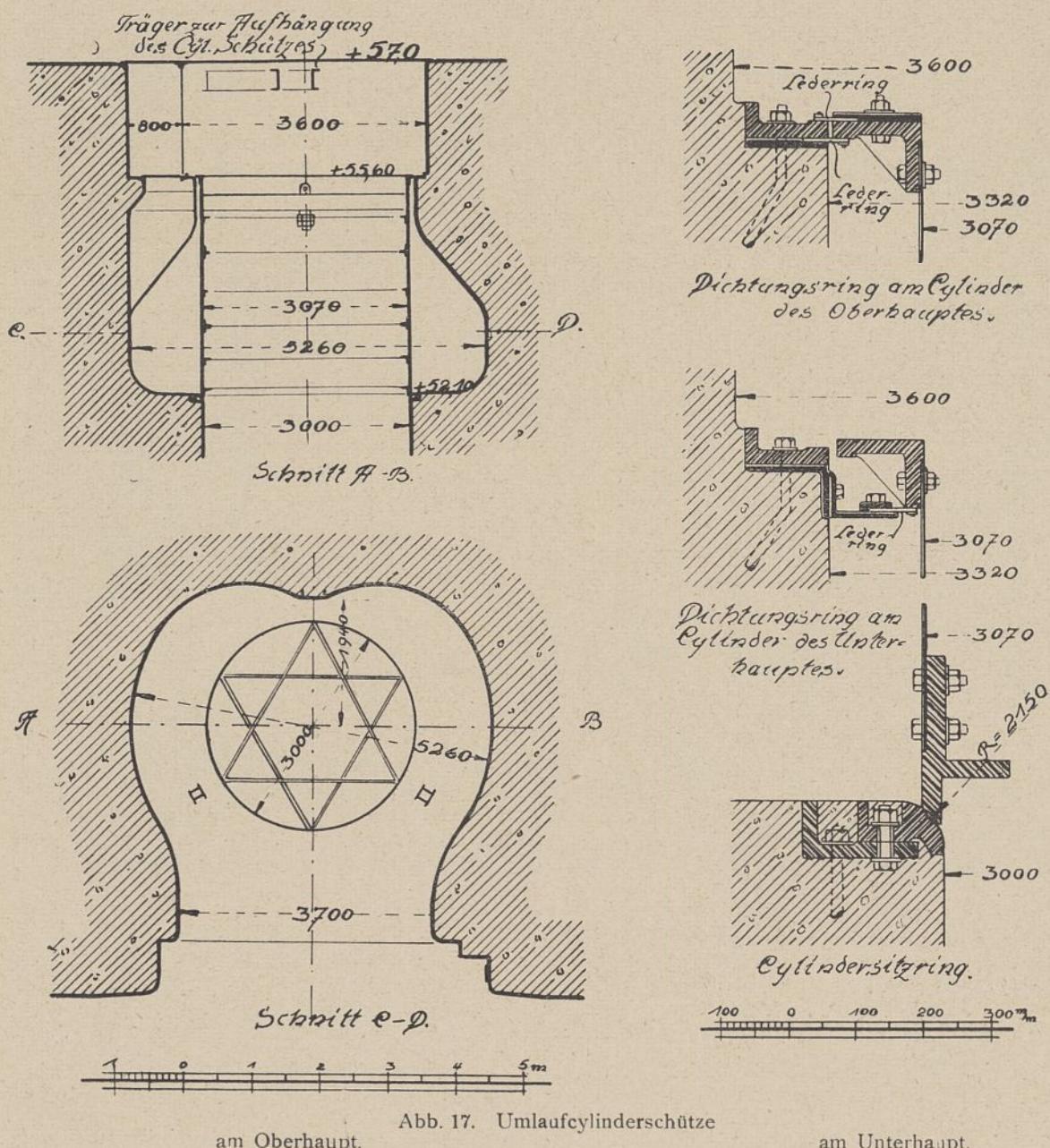
hinter der Mauer nicht in Rechnung gestellt worden, zur Erhöhung der Standsicherheit ist jedoch eine Entwässerung in folgender Weise angebracht worden:

Oberhalb des Unterwasserstandes ist eine 1 m breite und etwa 0,40 m hohe Schicht von Schüttsteinen und darüber bis Oberkante Kammermauer eine 1 m breite Sandschicht eingebracht worden. Als Hinterfüllungsboden ist Lehm- und Mergelboden, wie er bei den Erdarbeiten gewonnen wurde, verwendet worden. Diese Entwässerung tritt bei starken Regengüssen gut in Wirkung.

Die Schleusenkammersohle ist nicht biegungsfest ausgeführt worden. Sie ist nachträglich zwischen den beiden Kammermauern eingebracht worden und hat in der Mitte eine Stärke von 0,5 m und an den Seiten von 1,0 m. Sie hat nur den Zweck, den felsigen Mergel in der Schleusenkammer vor dem Angriff des strömenden Wassers zu schützen.

6. Tore.

Da sich die Klapptore für die 2. Schleuse Münster und für die Schachtschleuse Henrichenburg gut bewährt haben, wurde auch für den Verschluß des Oberhauptes der 3. Schleuse ein Klapptor gewählt. (Abb. 15). Der Raum zwischen dem untersten und dem zweitobersten Querriegel ist als Schwimmkasten ausgebildet, wodurch das Torgewicht soweit ausgeglichen wird, daß es bei gefüllter Kammer



in wagerechter Lage noch ein Uebergewicht von etwa 1 t nach unten hat. Bei der 2. Schleuse Münster ist es vorgekommen, daß die Schäkel, mit denen die Schiffstrossen verbunden sind, am Klapptor festhakten und entweder das Geländer beschädigten oder die Antriebskette des Tores zerrissen. Um diesem Uebelstande zu begegnen, wurde bei der 3. Schleuse die Blechhaut des Tores ganz auf die Unterwasserseite gelegt, außerdem wurde das Geländer versuchsweise mit

Holztafeln verkleidet, so daß das Tor in geöffnetem Zustande eine glatte Oberfläche hat, an der die Schäkel der Schiffstrossen nicht festhaken können. Der beschränkte Raum für die beiden Lager des Klapptors ließ eine besonders kräftige Ausbildung der Lager in der Längsrichtung des Tores nicht zu. Es sollen daher nachträglich noch seitliche Stützknaggen zwischen den Lagerzapfen und dem Mauerwerk angebracht werden, die etwaige Schwankungen des Tores



Abb. 18. Gesamtanlage der 3. Schleuse. (Aufnahme der Firma Habermann und Guckes-Liebold)

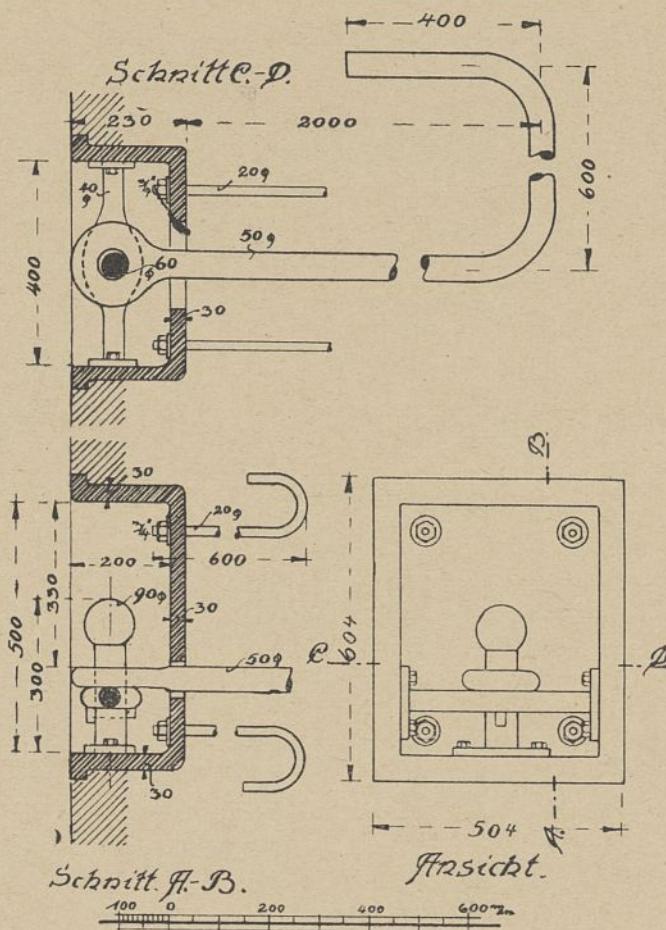


Abb. 19. Schiffshaltekasten.

in seiner Längsrichtung bei ausgeglichenem Wasserstande unmittelbar auf das Mauerwerk übertragen und die eigentlichen Stützlager entlasten sollen. Zum Antrieb wurde eine Schubstange gewählt.

Im Unterhaupt wurden Stemmtoore eingebaut (Abb. 16). Zur Entlastung des Spur- und Halslagers, sowie zum leichteren Öffnen und Schließen wurde der untere Teil des Tores, soweit er ins Unterwasser taucht, als Schwimmkasten ausgebildet. Hierdurch wird das Gesamtgewicht eines Stemmtoorflügels von 22 t bei beiderseitigem, angespanntem Unterwasserstand um 19 t vermindert.

7. Umlaufverschlüsse.

Als Umlaufverschlüsse wurden überall Zylinderschütze gewählt, mit denen hier gute Erfahrungen gemacht worden sind (Abb. 17). In den beiden Sparbecken, wo die Zylinderschütze außerhalb des Mauerwerks liegen, sind hohe Zylinderschütze gewählt worden, d. h. das Oberwasser reicht nicht über die Oberkante des Zylinders hinaus. Bei den Häuptern liegen die Zylinderschütze vollständig im Mauerwerk. Hier konnte daher an der Höhe des Zylinderschützes dadurch gespart werden, daß noch eine obere Dichtung vorgesehen wurde. Der obere Teil des Zylinders wird gewissermaßen durch das Mauerwerk ersetzt. Die untere Dichtung der Zylinderschütze wird nach dem Vorbild der Zylinderschütze des Rhein-Herne-Kanals durch kugelförmig abgedrehte Flächen gebildet. Die obere Dichtung zwischen dem Zylinderschütze und dem Mauerwerk wird durch Lederringe gebildet, die am Mauerwerk festgeklemmt sind und durch den Wasserdurchdringung gegen die Dichtungsfläche des Zylinderschützes gedrückt werden (Abb. 17, Dichtungsring am Zylinder des Unterhauptes). Das bewegliche Ende des Lederringes ist zur Aussteifung desselben mit einem leichten Metallring verbunden. Beim Oberhaupt muß die obere Dichtung sowohl gegen Druck von unten, als auch von oben, wirksam sein. Hier wurden daher 2 Dichtungsringe vorgesehen, von denen der eine fest mit dem Mauerwerk, der andere fest mit dem Zylinderschütze verbunden ist (Abb. 17).

8. Notverschlüsse für die Häupter und Umläufe.

Als Notverschlüsse für die Häupter wurden Nadelverschlüsse gewählt. Die Nadeln bestehen aus eisernen Rohren von 4,20 in Länge, 100 mm äußeren Durchmessers und 4 mm Wandstärke. Diese wurden unten durch einen Betonpropfen verschlossen, um sie vermöge des hierdurch erzielten Auftriebes im Wasser leichter handhaben zu können. Die Nadellehne wird durch einen wagerecht liegenden Doppel-T-Träger (Differdinger) gebildet, der durch ein Sprengwerk mit Spannriegeln gegen das Mauerwerk abgestützt wird. Um die Durchbiegung der Nadellehne im senkrechten Sinne zu ver-

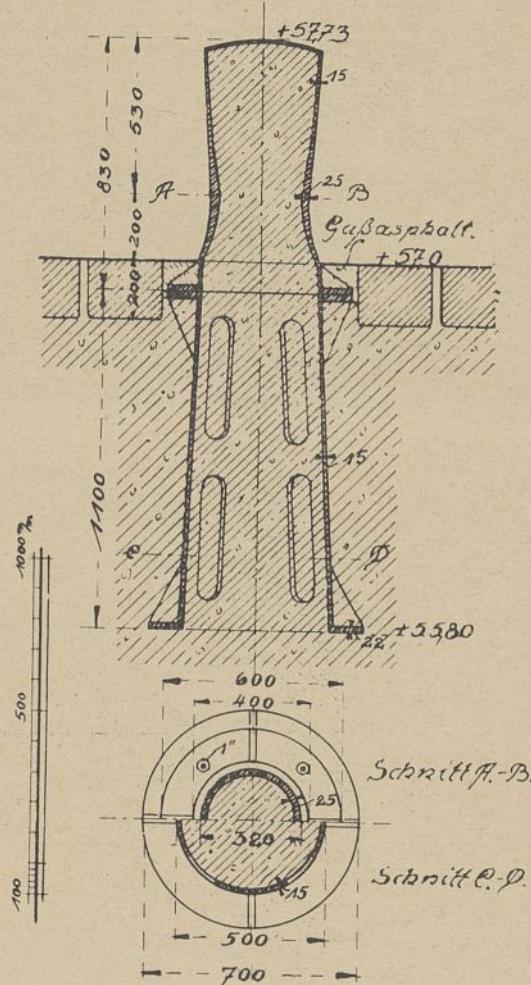


Abb. 20. Poller der Schleusenplattform.

hindern, werden an die Nadellehne hölzerne Stützen angeschraubt, die sich auf die Schleusensohle stellen.

Bei den großen Querschnitten der Umläufe war die Verwendung von Dammbalken als Notverschluß nicht ohne weiteres möglich. Hier wurden daher statt der Dammbalken senkrecht hängende, aus eisernen Rohren bestehende Nadeln von 160 mm Durchmesser und 5 mm Wandstärke verwendet. Diese Nadeln sind oben mit einem eisernen Bügel versehen, mit Hilfe dessen sie über eine wagerecht liegende Nadel gehängt werden. Unten schlagen sie gegen eine eiserne Anschlagleiste im Mauerwerk. Auch diese Nadeln wurden zur leichteren Beweglichkeit im Wasser unten durch einen Betonpropfen verschlossen.

9. Bewegungseinrichtungen.

Für sämtliche Bewegungseinrichtungen wurde elektrischer Antrieb vorgesehen. Im Notfalle können aber sämtliche Antriebe auch von Hand bewegt werden. Mit der sonst üblichen Unterbringung der Antriebsmaschinen in kleinen, eisernen Häuschen sind in Münster keine günstigen Erfahrungen gemacht worden. Die einzelnen Teile können nicht genügend unterhalten werden, da sie schwer zugänglich sind. Die später gewählte Anordnung, wonach die Häuschen auf Rädern verschiebbar eingerichtet sind, bedeutet zwar schon eine Verbesserung, doch erscheint sie für die hiesigen Verhältnisse, wo mit vielen und starken Niederschlägen gerechnet werden muß, ebenfalls nicht ausreichend, da die Maschinen, insbesondere die empfindlichen, elektrischen Teile, bei Ausbesserungsarbeiten dem Regen ausgesetzt sind. Bei der 3. Schleuse wurden die Antriebsmaschinen daher in massiven, begehbar Betriebshäuschen aufgestellt, deren je 2 am Ober- und Unterhaupt stehen. Jedes Maschinenhäuschen ist mit einem von Hand fahrbaren Laufkran ausgerüstet worden (Abb. 18).

10. Ausrüstungsteile.

Die Zahl und Anordnung der Schiffshaltekästen ist aus Abb. 2 ersichtlich; die Ausbildung des Schiffshaltekasten selbst ist aus Abb. 19 zu ersehen. Der Schiffshaltekasten ist so ausgebildet, daß der Schiffszug in der Hauptsache durch das Haupthalteeisen von 50 mm Durchmesser aufgenommen wird. Sämtliche Teile des Schiffshaltekasten, mit Ausnahme des Haupthalteeisens, sind auswechselbar. Der senkrechte, mit Knopf versehene Dorn ist in einer unten aufgeschraubte Platte eingesetzt und wird durch einen Keil unter dem Querstück gehalten. Nach Lösung des mit Splint gesicherten Keiles kann der Dorn herausgenommen werden. Das Querstück stößt

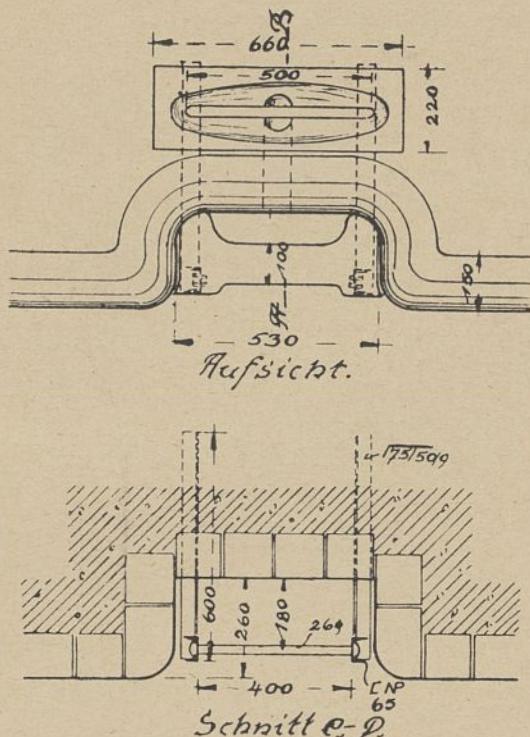


Abb. 21. Steigeleiter.

beiderseits gegen die Wand des Haltekastens und ist durch 2 Platten gehalten. Nach Lösung der Schrauben in den Platten kann das Querstück ebenfalls herausgenommen werden.

Die Ausbildung der Poller auf der Schleusenplattform ist aus Abb. 20 ersichtlich, desgleichen die Ausbildung der Steigleitern aus Abb. 21.

11. Leitmauern und Leitpfeiler.

Wie aus Abb. 1 ersichtlich ist, sind die Einfahrten der Schleuse trichterförmig ausgebildet worden, um den Schleppzügen das Einfahren möglichst zu erleichtern. Wegen des aus felsigem Mergel bestehenden Untergrundes war es nicht möglich, gerammte Leitwerke auszuführen. Beim Bau der 2. Schleuse Münster wurden zur Leitung der Schiffe gemauerte, durch Eisenbahnschienen verbundene Doppelpoller gebaut, die sich jedoch nicht bewährt haben. Sie sind von den Schiffen sämtlich umgerannt worden. Bei der 3. Schleuse bestehen die Leitwerke daher in der Nähe der Häupter aus massiven Leitmauern, die 1 : 10 gegen die Schleusenachse geneigt sind (Abb. 22). Die Kante der Leitmauer wurde, wie die Kante der Schleusenkammermauer, durch eine eiserne Panzerung geschützt. Als Reibhölzer sollen schwimmende Rundhölzer von 30 cm Durchmesser verwendet werden, die durch an Seilen hängende Gewichte in ihrer Lage an der Mauer festgehalten werden.

Da die freistehenden Pfeiler, wie erwähnt, sich nicht bewährt haben, sind bei der 3. Schleuse die Leitpfeiler so ausgebildet worden, daß sie am Fuße der Uferböschung stehen und tief in das Ufer einbinden (Abb. 23). Die Schiffsstöße werden daher auf das gewachsene Erdreich abgeleitet. Zur Sicherung gegen Beschädigung sollen die Leitpfeiler mit **einem** Gürtel von senkrecht gestellten Rundhölzern versehen werden, die durch Eisen gehalten werden, welche in den Flügeln der Leitpfeiler verankert sind und durch Spannschlösser angespannt werden können.

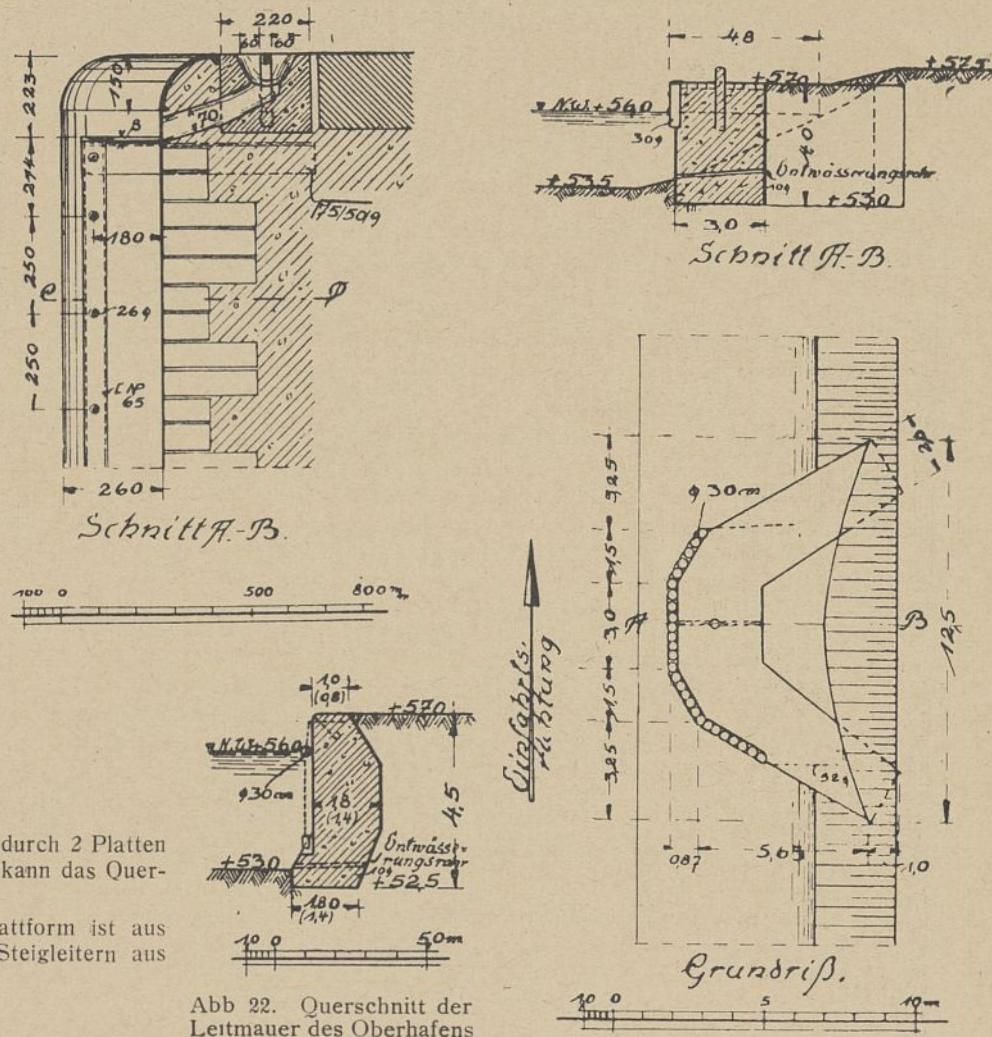


Abb 22. Querschnitt der Leitmauer des Oberhafens (Eingeklammerte Maße gelten für den Unterhafen).

Abb. 92. Laut- und

12. Ausführende Unternehmer.

An der Ausführung der Arbeiten waren bisher in der Hauptsache folgende Firmen beteiligt:

Heinrich Hardensett, Bauunternehmung, Telgte i. W.: Ausbau der Schleusenbaugrube und des oberen Vorhafens sowie Wegebauten;

O. Frühling, Kommandit-Gesellschaft auf Aktien, Braunschweig: Aushub des unteren Vorhafens

Habermann & Guckes-Liebold, Aktiengesellschaft, Kiel. Zweigniederlassung Holzminden: Beton- und Maurerarbeiten

Joh. Georg Müller, G.m.b.H. Wetzlar: Betonarbeiten der Schleusenbauwerks;

Leitmauern und Leitpfeiler; Eisen-A-G für Eisen-, Brücken- und Schiffbau, Lübeck.

Berliner A.-G. für Eisengießerei und Maschinenfabrikation (früher J. C. Freund & Co.), Charlottenburg: Be wegungseinrichtungen für die Tore und Schützen;

Beitrag zur Bestimmung der Regenflutwelle in großstädtischen Sielnetzen.

Vom Dr.-Ing. Otto Schoenefeldt in Berlin.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Entwicklung, welche die Berechnung und Dimensionierung der Sielnetze städtischer Kanalisationen in den letzten 30 Jahren genommen hat, ist noch keineswegs zum Abschluß gekommen. Alle Untersuchungen dieser Art gründen sich auf die Wahl einer Reihe Annahmen, welche aus Gründen der Wirtschaftlichkeit niedrig gehalten werden müssen. Der wirtschaftliche Teil dieser Frage wird für eine jede Stadt von der betreffenden Verwaltung letzten Endes selbst gelöst. Die Aufgabe des Kanalisationingenieurs ist es aber vor allem, sich in exakter Weise die Bedingungen klar zu machen, die die Form der Regenflutwelle bestimmen; denn den Luxus der Wahl eines Sicherheitsbeiwertes kann er sich hier nicht leisten. Heute vergrößert sich durch die Sparmaßnahmen die Verantwortung des Ingenieurs, nichts Ueberflüssiges zu konstruieren. Dagegen können zu geringe Annahmen bei Plänen großstädtischer Kanalisation außerordentliche Schäden hervorrufen.

Alle Umstände, welche bei der Sielberechnung zu beachten sind, lassen sich nicht ohne weiteres in Regeln fassen. Darum ist es schwierig, eine allgemeine Berechnungsgrundlage zu schaffen, die allen Anforderungen gerecht wird. Um die Erfahrung für sich sprechen zu lassen, sei hier ein Beispiel der Untersuchung zugrunde gelegt. Gewählt wurde die Kanalisation von Berlin-Schöneberg.

Ueber die Entwurfsbearbeitung der Kanalisation bringen die Schöneberger Verwaltungsberichte reichliche Angaben. (1) Zur Erläuterung seien nachstehend einige Auszüge angegeben. Berlin-Schöneberg umfaßt mit Friedenau zusammen eine Fläche von 1077 ha. Davon hat der Hauptsammelkanal „Martin-Luther-Straße“ vom Profil 3,20/3,20 m und bei einer Länge von 1080 m ein Gebiet von rund 840 ha zu entwässern. Einen beträchtlichen Teil des Stadtgebiets macht das Bahn- und Parkgelände aus. Nach der Volkszählung vom Oktober 1919 beträgt die Einwohnerzahl Schönebergs und Friedenau zusammen 222 071. Zu erwarten wäre bei voller Bebauung eine Bevölkerung von ca. 350 000 Einwohnern, was einer Zunahme um rd 50 v H entsprechen würde.

Im Uebersichtsplan (Abb. 1 b) ist die Einteilung des Stadtgebiets in Entwässerungsflächen vorgenommen worden, wobei die mittleren Versickerungswerte für die einzelnen Sammelergebnisse angegeben sind. Im allgemeinen wurden angenommen für dichte Bebauung: 0,75, für mittlere Bebauung: 0,6, für offene Bebauung: 0,4 und für Bahn und Park: 0,2 der Regenmenge. An der Ueberfallschwelle Ecke Martin-Luther-Straße und Hohenstaufenstraße zweigt der Kanal 230/200¹⁾ ab, welcher während eines Niederschlags das 2½fach verdünnte Brauchwasser²⁾ von 1960 sl nach dem Pumpwerk, außerdem aber das Regenwasser des Sammlers VI (Hohenstaufenstraße West) in entgegengesetzter Richtung abzuleiten hat. Sammler V leitet das Regenwasser durch einen besonderen Auslaß in den Auslaßkanal bei Punkt (44). Außerdem befinden sich am Oberlauf des Kanals Va weitere 3 Ueberfallschwellen nach dem Auslaßkanal. Der Regenauslaß (Profil 420/240) mündet in den Landwehrkanal (Abb. 1 a und 1 b). Vor der Ausmündung zweigt ein besonderer Entlastungskanal 225/175 vom Hauptauslaß ab und mündet unterhalb der Freiarche der Tiergartenstiele.

Kapitel 1. Regenreihe.

1. Zeitliche Intensitätsdifferenz. Ueber die Auswertung von Regenbeobachtungen hat Breitung (4) reichliches Material gebracht. Weiterhin hat Eigenbrodt (8) interessante Mitteilungen über diese Frage gemacht. Alle diese Veröffentlichungen sind sich in dem Punkte einig, daß die Lösung der Aufgabe nur aus örtlichen Verhältnissen heraus angängig ist.

Eine wirklich einwandfreie Auswertung von Regenbeobachtungen muß als nahezu unmöglich angesehen werden, da schon der Vergleich der Ergebnisse zweier Regenmesser ein und desselben Stadtgebiets starke Differenzen zeigt, so z.B. die Regenreihen für Darmstadt (Hütte 3).

Deshalb würde ein jeder Versuch, alle auftretenden Begleitumstände in Rechnung zu stellen, fehlschlagen. Denn durch allzu verwickelte Annahmen würde das tatsächliche Bild des Abflußvorganges im Sielnetz nur leiden. Für die Kanaldimensionierung interessiert lediglich allgemein die mutmaßliche Wirkung des Niederschlags auf das Sielnetz. „Einer Verfeinerung des Berechnungsverfahrens in der von Eigenbrodt vorgenommenen Weise ist nicht zuzustimmen, solange es der unzähligen Fehlerquellen und Zufälligkeiten nicht Rechnung zu tragen in der Lage ist.“ (9)

Für die Dimensionierung des Schöneberger Kanalnetzes sei die von Baurat Meyer für Berlin aufgestellte Reihe der jährlich einmal übertroffenen Regenfälle als Grundlage angenommen.

Tabelle 1.

Dauer Min.	5	10	15	20	25	30
Stärke sl/ha	172	125	100	83	70	63
Ges. Niederschlag cbm/ha	51	75	90	99	105	113

Diese Tabelle sei für größere Regenfälle aus Schöneberger Messungen ergänzt. Es standen 3 Regenmesser³⁾ zur Verfügung (Abb. 1). Gewählt wurde der Zeitabschnitt des Jahrzehnts 1910-1919. Bei Auswertung der Regenfälle mit Berücksichtigung von Vor- und Nachregen ergeben sich die jährlich einmal überschrittenen Regen von:

Tabelle 2.

Dauer Min.	35	50	60	80
Stärke sl/ha	54,5	40	30	20
Ges. Niederschlag cbm/ha	114,4	120	108	100

Die Zunahme des Gesamtniederschlags ist hier für Regenfälle über 30 Min. Dauer sehr gering.

2. Räumliche Intensitätsdifferenz (ungleiche Dichtigkeit). Frühling hat aus Breslauer Beobachtungen die außerordentlich ungleichmäßige Verteilung der Starkregen an den einzelnen Meßstellen festgestellt und fand, daß in einem Abstande von 3000 m von der Beobachtungsstelle die Stärke des Sturzregens durchschnittlich auf die Hälfte herabgegangen war, woher der sogenannte Frühlingsche Regenintensitätsbeiwert abgeleitet wurde.

„Eigenbrodt geht in seiner Arbeit (8) sogar zu der Behauptung über, daß die Beobachtung einer einzelnen Station sich mehr den Werten der mittleren wie der größten Niederschlagsdichte nähert.“

Auch gibt Frühling zu, daß eine langsame Wanderung des Regenmaximums in gleichbleibender Stärke durch die Längsrichtung eines Abflußgebietes stattfinden und diesem so eine verstärkte Wassermenge zugeführt werden kann. Es ist hier also zu unterscheiden, zwischen dem tatsächlich eintretenden Niederschlag einerseits und seiner praktischen Wirkung auf den Abflußvorgang andererseits.

Die Wirkung der ungleichen Dichtigkeit für aus dem Verhältnis der Regenintensität in sl/ha für einen Messer zur durchschnittlichen Intensität aus 4 Messern.⁴⁾

Tabelle 3.

Dauer Min.	35	50	60	80	120
Stärke sl/ha durchschn. aus 4 Messern					
Stärke sl/ha für 1 Messer	96,5	95	86,7	84	88 vH

Tabelle 3 zeigt, daß für derartig ausgewertete mittlere Regenreihen von einem allgemeinen Intensitätsbeiwert, wie Frühling ihn

¹⁾ Strecke 44-57.
²⁾ Laut Entwässerungsplan.
³⁾ Da Messer 4 nicht immer in Betrieb war.

⁴⁾ Hier wurden die Messungen auch von Messer 4, soweit er in Betrieb war, vorsichtshalber ausgewertet. Das Resultat dürfte deshalb etwas zu hoch gegriffen sein.

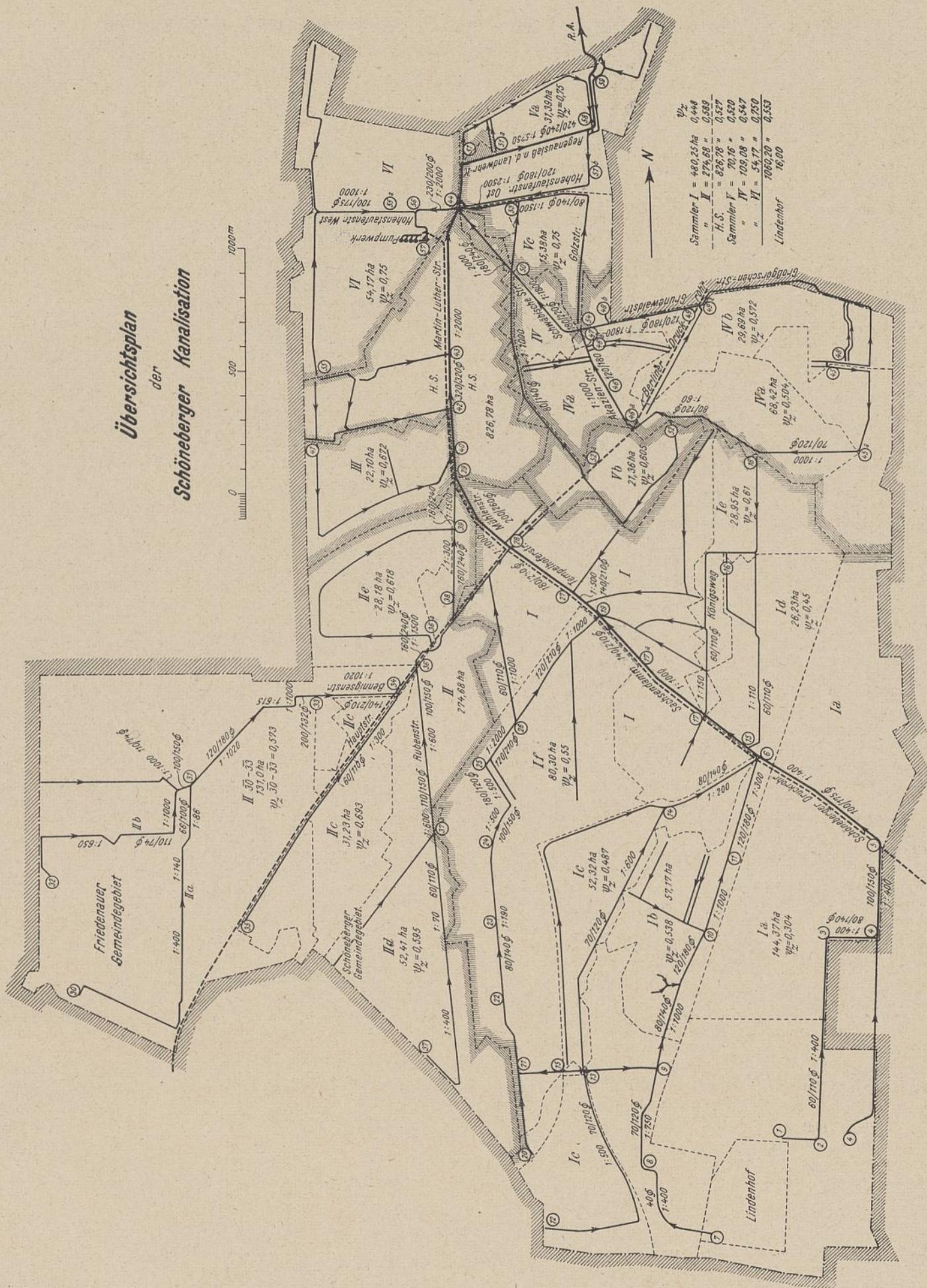


Abb. 1 b. Übersichtsplan der Schöneberger Kanalisation.

angibt, nicht die Rede sein kann.⁵⁾ In obiger Tabelle kommt allerdings nicht der ungleichzeitige Beginn eines Regens an den einzelnen Meßstellen zum Ausdruck. Wir kommen hier zu der Frage der Geschwindigkeit der Regenwolken. Frühling gibt die Bewegungsgeschwindigkeit der Gewitterwolken mit durchschnittlich 10 m in der

5) Es müssen also Niederschläge bis zu 30 Min. Dauer ohne räumliche Intensitätsdifferenz angenommen werden.

Sekunde an, doch ist an manchen Starkregen eine bedeutend geringere Geschwindigkeit festzustellen.

3. Die Wanderung des Regens kann sowohl abflußvermehrend als auch abflußvermindernd wirken. Um die Wirkung der Wanderung des Regens zu bestimmen, sei ein gedachtes Kanalnetz gewählt Abb. 2, dessen Abflußgebiet in Richtung des Hauptkanals von A nach B von einem Regen durchzogen wird. Die Geschwindigkeit des Wassers im Kanal sei gleich v ; die Geschwindig-

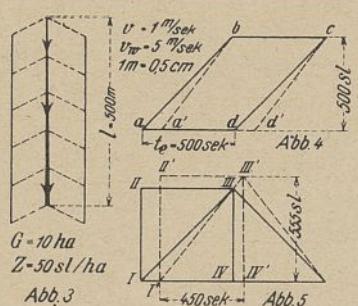


Abb. 2 bis 5.

keit der Regenwanderung sei gleich v_w . Die durch $CD = L$ begrenzte maximale Einzugsfläche (schräg) habe die Durchflußdauer $t_i = \frac{D}{v} = t_r$; wobei t_r die Regendauer in sek. bedeutet. Durch die Wanderung des Regens ergibt sich eine Vergrößerung der Einzugsfläche CD um $CC' = \Delta L$. Wir erhalten also folgende Gleichung:

$$\frac{L + \Delta L}{v_w} = \frac{\Delta L}{v}; \quad \Delta L = \frac{v \cdot L}{v_w - v}$$

Bei einer Geschwindigkeit $v = 1$ m/sek. und $v_w = 10$ m/sek. vergrößert sich die Länge der Einzugsfläche um $\frac{1}{9}$; für $v = 1$ und $v_w = 5$ m/sek ist $\Delta L = \frac{1}{4} L$; ist $v_w = 2v$ so $\Delta L = L$. In letzterem Falle entspricht also die Einzugsfläche etwa dem ganzen Sammlergebiet.

Hierbei ist aber nicht außer acht zu lassen, daß die Gesamtzuflussmenge des wandernden Regens die gleiche bleibt gegenüber einem gleichzeitigen. In beiden Fällen ist in das Sielnetz die gleiche Wassermenge geflossen, welcher der gleiche Sielraum gegenübersteht. Die Wirkung der Regenwanderung ergibt sich also wesentlich ungünstiger aus der Theorie der Einzugsfläche gegenüber dem tatsächlichen Vorgang.

Betrachten wir beispielsweise ein Gebiet von 10 ha (Abb. 3). Länge des Hauptsammlers $L = 500$ m; $v = 1$ m/sek.; $v_w = 5$ m/sek.; $t_r = t_i = 500$ sek. In Abb. 4 ist der Flutplan bei gleichzeitigem Niederschlag durch das Viereck abcd angegeben. Bei wanderndem Regen nimmt der Flutplan die Form a'b'c'd' an. Die Wirkung der beiden Regenfälle läßt sich in Abb. 5 durch die beiden Vierecke I II III IV und I' II' III' IV' vergleichen. Der wandernde Regen von $t_r = 500$ sek und der Intensität $J = 50$ sl/ha entspricht also in seiner Wirkung hier einem Regen von 450 sek. Dauer und $J = 55,5$ sl/ha.

Es ließe sich also die ungünstigste Wirkung der Wanderung des Regens darstellen, indem man den Niederschlag durch einen anderen von der gleichen Gesamtniederschlagsmenge und einer um die halbe Wanderungsdauer verringerten Regendauer (t_r') ersetzt denkt. Für eine Wanderungsgeschwindigkeit von 10 m/sek. würde die Regendauer also um 5 % zu reduzieren sein bei einer Zunahme der Intensität um ca. 5,3 % für Berlin. Da aber nur ein Teil des Kanalnetzes hierdurch ungünstig beeinflußt werden kann, so ist nur für ungünstig gelegene Teilsammler eine besonders schädliche Wirkung durch die Wanderung des Regens zu befürchten.

4. Verzögerungswerte. Dem Flutplanverfahren, das den Gebrauch veralteter Verzögerungswerte ersetzen soll, haftet eine gewisse Starrheit an, die bei graphischen Methoden zwar nicht zu umgehen ist, sich aber bei Entwurfsaufstellungen besonders unangenehm fühlbar macht. Jede Änderung der Annahmen bzw. der Geschwindigkeit erfordert Änderung oder Neuzeichnung des Planes. Diesen Schwierigkeiten verdanken die Verzögerungsformeln ihre lange Lebensdauer. Zu bemerken ist hier die Tabelle von Prof. Dr.-Ing. Brix (5), in der die Intensität auf die Kanallänge l bzw. Leitungsdauer $t_i = \frac{l}{v}$ bezogen wurde. Brix suchte auch weiter durch direkte Betrachtung des Niederschlagsgebiets das Abflußmaximum für einen bestimmten Niederschlag zu finden. Auf diese Betrachtung des Abflußvorganges sei hier zurückgegriffen (Abb. 6).

Nach Brix gestaltet sich der Abfluß folgendermaßen: In t -Sekunden vom Regenanfang an macht das Wasser Wege von der Länge $t v$, entsprechend gleichen Entfernung in den Kanallinien von der betrachteten Stelle B des Hauptkanals aus. Diese Entfernung sind in Abb. 6 durch die Linie $a a' b b' c$ bezeichnet. Die Fläche $A a a' b b' c C B A$ also ist die zur Regenzeit zugehörige Abflußfläche F_t ; die Fläche $A a a' b b' c c' C B A$ ist die entsprechende Abflußfläche in t_r Sekunden, zu welcher Zeit der Regen aufhören soll. Für eine Zeit t_w , welche größer ist als t_r , ergibt sich die Abflußfläche wie folgt: Wenn ein Wassertropfen von der obersten Grenze der Abflußfläche $a a' b b' c c'$ an der Stelle b_o angelangt ist, bis zu welcher er die Abflußzeit t_r (= Regendauer) gebraucht hat, dann ist der noch bis B zurückzulegende Weg $(t_w - t_r) v$, und von der durch diesen Weg gekennzeichneten Fläche $A a_o b_o c_o C B A$ ist das Wasser bereits abgeflossen. Daher

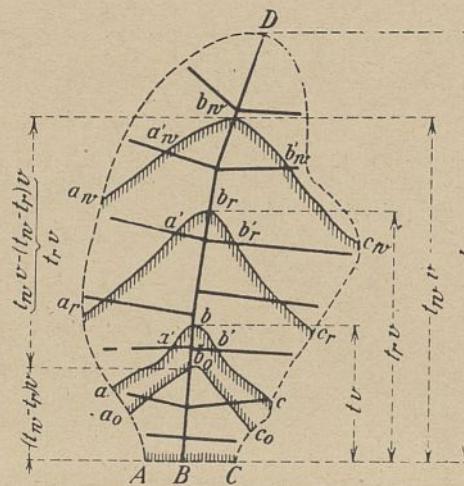


Abb. 6. Nach J. Brix. „Wie kanalisiere ich das Gemeindegebiet?“

wasserungsgebietes bei gleichen Versickerungsbeiwerten von ihm bedeckt wird, da ergibt sich offenbar die Fläche des größten Abflusses bei dem angenommenen Regenfall von der Dauer t_r .

Die Aufgabe läuft also darauf hinaus,

1. die maximale Einzugs- oder Abflußfläche auf dem Entwasserungsplan sofort richtig abzuschätzen und
2. das Abflußmaximum für einen beliebigen kritischen Regenfall in eine präzise Gleichung zu fassen.

5. Intensitätsgleichung. Um nun die Regenintensität für eine beliebige Regendauer t_r durch eine Gleichung auszudrücken, sei auf das Regendiagramm zurückgegriffen. Das Abflußmaximum wird auf dem Flutplan durch das Regendiagramm wirtschaftlich gleichwertiger Regen gefunden (10), welches auf Pauspapier aufgetragen auf dem Flutplan die größte Abflußmenge und die dazu gehörige Regendauer angibt. Der Flutplan sei für Berlin-Schöneberg beispielsweise für einen Grund- oder Berechnungsregen von $R = 150$ sl/ha gezeichnet entsprechend einer Regendauer von ca 400 sek. der Regenreihe.⁶⁾ Die Intensität der Regenreihe verringert sich nun im Verhältnis von

150	für einen Regen von 400 sek.
150	
125	" "
150	" "
100	" "
150	" "
83	" "
150	" "
70	" "
150	" "
63	" "
150	" "
55	" "

55 " "

Diese Werte, durch eine stetige Kurve ausgeglichen, dienen als Ordinaten für das Berliner Regendiagramm (vergleiche Abb. 7). Rechnungsmäßig lassen sich solche Regenkurven bei geringer Krümmung bequem ausdrücken, indem man sie für bestimmte Zeitschnitte durch gerade Linien ersetzt.

In Abb. 7 schneidet eine solche Gerade die Abszisse x im Abstand a von Koordinatenanfangspunkt unter dem Winkel α . Die für eine beliebige Regendauer t_r zu findende Regenintensität in sl/ha sei J . Wir erhalten die Beziehung

$$(a + t_r) \cdot \frac{R}{J} = \cot \alpha; \quad J = \frac{R}{(a + t_r)} \cdot \cot \alpha \quad (1)$$

Für die Berliner Regenkurve ergibt sich $a = 600 \cot \alpha = 1000$, und wir erhalten in unserem Fall für Berlin die Gleichung (2) in der Form

$$J_{\text{sl/ha}} = \frac{150 \cdot 1000}{(600 + t_r)} \quad (2)$$

Die Gleichung (2) paßt sich den Berliner Messungen für Niederschläge von 400 bis 2100 sek. Dauer gut an; sie ergibt folgende Werte:

t_r , sek	400	600	900	1200	1500	1800	2100
$J_{\text{sl/ha}}$ (Gl. 2)	150	125	100	83,3	71,4	62,5	55,5
Berliner Reihe	150	125	100	83	70	63	54,5

Ahnliche Gleichungen lassen sich nun für jede beliebige Regenreihe aufstellen, wobei die Ausdrücke a und $\cot \alpha$ in gewissen Grenzen Konstante sind.

⁶⁾ Wobei von der Annahme ausgegangen wurde, daß kürzere Regenfälle von der Berechnung auszuschließen sind.

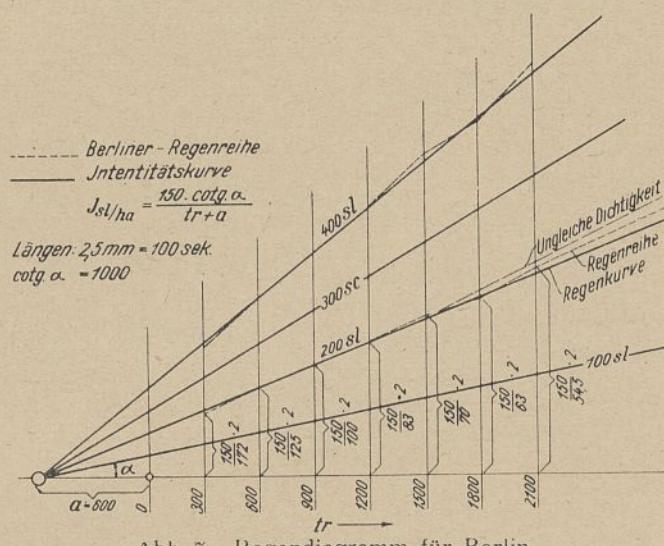


Abb. 7. Regendiagramm für Berlin.

6. Allgemeine Gültigkeit der Intensitätsgleichung. Der Ausdruck

$$J = \frac{R}{(a + t_r)} \cdot \cotg \alpha \quad (1)$$

ist die Gleichung einer gleichseitigen Hyperbel. — Der Vorteil der Gleichung ist schnelle Auffindung der Konstanten a und $\cotg \alpha$ durch Auftragung des Diagramms auf Millimeterpapier und Zeichnung der entsprechenden Geraden. Weiterer Vorteil — bequeme rechnerische Anwendungsmöglichkeit.

Die gleichseitige Hyperbel ist deshalb als die zweckmäßigste Kurve als Ausdrucksform der Regenreihen anzusehen⁷⁾. Nun ist die Aufstellung der Regenreihen an einen längeren Zeitraum von Jahren gebunden. Ist der Verlauf der Regenreihen verschiedener Orte ein gesetzmäßiger, so wäre es möglich, auch für Orte, an denen nur die Messungen einer einzigen Regendauer vorliegen, schätzungsweise die Regenreihe zu ermitteln.

Den Versuch, eine solche mittlere Regenkurve zu finden, unternahm Thormann (15) auf Grund der Jahrbücher des preußischen Meteorologischen Instituts. Thormann fand für die im Jahre einmal überschrittenen Regenfälle folgende Gleichung

$$y = \frac{1,017}{\sqrt{0,7 \frac{x}{b} + 0,3}} - 0,017 \frac{x}{b} \quad (3)$$

Es bedeuten hier y = das Verhältnis der Stärke des x — Min. Regens zum b — Min. Regen,

x = die Dauer des gesuchten Regens (in Min.),
 b = die Dauer des gegebenen Regens (in Min.),
wobei $b = 5$ Min. angenommen wurde.

Thormanns Gleichung nähert sich der Berliner Regenreihe und wird einfacher durch die Gleichung ersetzt:

$$y = \frac{900}{(600 + t_r)} \quad (4)$$

Thormann findet so nach Gleichung 3 beispielsweise folgende Verhältniszahlen:

Dauer in Min.

	5	10	15	20	25	30
gesuchte Werte $y = \dots$	1,0	0,71	0,51	0,38		
nach Thormann Gl. 3 . . .	1,0	0,75	0,60	0,51	0,44	0,38
Berliner Kurve Gl. 4 . . .	1	0,75	0,60	0,50	0,43	0,38

Dagegen deckt sich Thormanns Kurve durchaus nicht mit den Reihen anderer Städte.

Nach Hütte III stellen sich die Reihen der jährlich einmal überschrittenen Niederschläge einiger Städte folgendermaßen dar:

Tabelle 4.

Ort	Regendauer in Minuten					
	5	10	15	20	25	30
Hannover	155	130	95	60	52	45
Darmstadt, Stadthausgarten . .	150	95	60	42	—	—
Darmstadt, Heinrichstraße . .	123	107	46	33	33	—
Karlsruhe	125	87	55	42	33	—
Stuttgart	110	95	60	46	32	30

⁷⁾ Die Regenkurven nähern sich in den für die Kanalberechnung erforderlichen Grenzen von 400 (600) sek. bis 1800 (2000) sek. Dauer allgemein der Hyperbel. (Siehe nachstehend die Sturzregenkurve von Brix und die Gleichung von Thormann.) Aehnliche Gleichungen ergeben sich für die Kurven von Kayser, Bodenseher und die Kurven 3 u. 4 von Imhof.

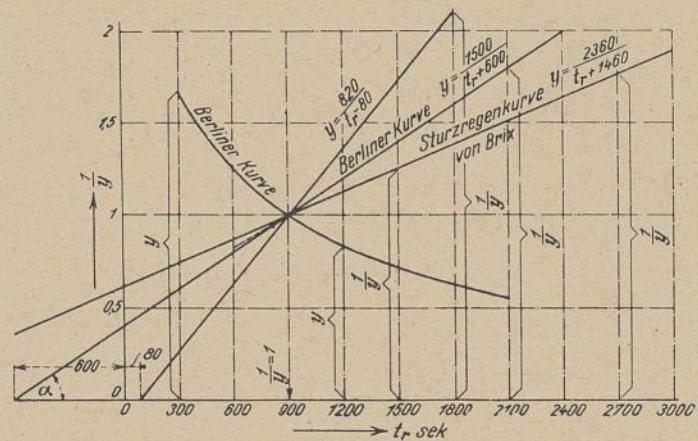


Abb. 8. Vergleich der reziproken Regenkurven.

Als mittlere Intensitätsgleichung erhalten wir schätzungsweise

$$y = \frac{820}{t_r - 80} \quad (5)$$

Hierbei ist statt des 300 sek.-Regens für $t_r = 900$ sek. $y = 1$ gewählt⁸⁾ (Abb. 8), da dem 15-Min.-Regen für die Dimensionierung der Siele eine größere Bedeutung zukommt als dem 5-Min.-Regen.

Bezeichnen wir mit y' die gemessenen Verhältniswerte, so wird die Größe der Abweichung $\frac{y'}{y}$ aus Tabelle 5 ersichtlich.

Tabelle 5.

$\frac{y'}{y}$	Dauer Min.					
	5	10	15	20	25	30
Hannover	0,45	0,88	1,0	0,88	0,95	1,00
Darmstadt, Stadth. .	0,68	1,0	1,0	0,96	—	—
Darmstadt, Heinr. .	0,72	1,47	1,0	0,99	1,24	—
Karlsruhe	0,61	1,0	1,0	1,04	1,03	—
Stuttgart	0,49	1,0	1,0	1,05	0,95	1,04

Mit Ausnahme des unwesentlichen 5-Min.-Regens ließe sich hier also eine gewisse Annäherung der Werte an Gleichung (5) allenfalls feststellen, dagegen weichen Gleichung (5) und (6) zu stark voneinander ab, als daß noch von einem annähernd einheitlichen Aufbau der Regenkurven gesprochen werden kann. Den Unterschied der Regenreihen verdeutlicht (Abb. 8)⁹⁾. Es wäre also bei der Anwendung der Thormann'schen Gleichung (Gl. 3) zum mindesten Vorsicht geboten.

7. Die Anwendung der Gleichung der Regenintensität zur Auffindung des Abflußmaximums deckt sich mit denjenigen des Regendiagramms bzw. Flutplans. Zu diesem Zwecke sei in Gleichung 1 die mit dem sogenannten Versickerungswert multiplizierte Entwässerungsfläche eingeführt. Bezeichnen wir mit ϕ_z den Zuflußbeiwert, der alle den Zufluß zum Kanalnetz beeinflussenden Verhältnisse umfaßt.

G_r = maximale Gürtel- oder Einzugsfläche für den kritischen Regen von der Dauer t_r .

A = Abfluß, so ist

$$A = \frac{G_r \cdot \phi_z \cdot R \cdot \cotg \alpha}{a + t_r} \quad (8)$$

Der Ausdruck $G_r \cdot \phi_z \cdot R$ ist meist tabellarisch ausgerechnet und wird aus den Tabellen des Entwässerungsentwurfs entnommen werden, indem von der gesamten Entwässerungsfläche G

⁸⁾ In bezug auf den 15-Min.-Regen als Einheit erhalten wir für Berlin analog

$$y = \frac{1500}{t_r + 600} \quad (6)$$

Ebenfalls entspricht Thormanns Gleichung 2 für im Jahre 2 bis 4 mal überschrittene Regen (hier nicht angegeben) dem Ausdruck

$$y = \frac{1550}{650 + t_r}$$

für eine Regendauer von 600 bis 1800 sek.

⁹⁾ Es ist in Abb. 8 auch der reziproke Wert der Sturzregenkurve nach Brix dargestellt; ihr entspricht folgende Gleichung:

$$y = \frac{2360}{1460 + t_r} \quad (7)$$

Es ergeben sich hierbei folgende Werte:

	10	15	20	25	30	35	40	45	50
J-Reihe nach Brix	167	135	120	107,5	98	90	83	77	71,5
$J = \frac{2360 \cdot 135}{1460 + t_r}$	155	135,2	120	107,8	98	89,8	82,8	76,8	71,7

die außerhalb der Gürtefläche liegenden Randgebiete abgezogen werden. Gl. 8 bildet die Grundlage für die rechnerische Ermittlung des Abflußmaximums, wobei G_r bzw. t_r sich durch Probieren ergeben.

Beispielsweise finden wir in Abb. 2 für den Hauptsammler die Einzugsfläche $C'D$ durch Gleichsetzen von $\frac{L_r}{v} = t_{L_r} = t_r$, d. h. die

Durchflußdauer der Einzugsfläche ist gleich der Regendauer. Der untere Grenzpunkt der Einzugsfläche ergibt sich schätzungsweise als ein Punkt im unteren Kanalabschnitt, bei welchem der letzte größere Nebensammler in den Hauptsammler mündet. Nach oben wird die maximale Einzugsfläche durch ein Gebiet abgegrenzt, das verhältnismäßig geringen Beitrag liefert. Erfahrungsgemäß ist ein einzelner Anfangskanal mit seiner Beitragsfläche aus der Untersuchung auszuschalten, in diesem Falle also Kanal $A - C'$.

Um die gesuchte Durchflußdauer $t_{L_r} = t_r$ zu finden, würde also die Gleichung 8 folgendermaßen anzusetzen sein:

1. für das ganze Gebiet und die Durchflußdauer A bis B ,
2. für die Strecke A bis D und
3. für die Strecke C' bis D ,

wobei der Höchstwert das gesuchte Maximum darstellt.

Die maximalen Einzugsflächen lassen sich praktisch durch Abschätzung auf den Kanalisaionsplänen leicht finden. Im allgemeinen ist, wie oben bemerkt, für eine beliebige Strecke eines Sammlers

1. die untere Grenze der Einzugsfläche sofort zu übersehen durch Einmündung des letzten größeren Nebenkanals,

2. die obere Grenze der Einzugsfläche ergibt sich für mittlere Sammler meist durch Ausschalten von einzelnen Anfangskanälen, welche bei verhältnismäßig großer Durchflußdauer geringen Beitrag liefern. So ist für Sammler Va in Abb. 1b nicht Punkt (51) als Ausgangspunkt der Einzugsfläche, sondern Punkt (51a) zu wählen.

3. Bei der Vereinigung zweier Sammler ist die Durchflußdauer der kritischen Einzugsfläche des größeren, d. h. wasserreicherer, als maßgebend für die maximale Abflußmenge zu wählen. Bei Punkt (47), Tafel 1, vereinigen sich Sammler (IVa und IVb). Sammler (IVa) ist der größere. Der untere Grenzpunkt der Einzugsfläche für IVa (leicht schraffiert) liegt bei (46b) als der letzten Einmündungsstelle von Nebenkanälen. Durchflußdauer der Einzugsfläche für IVa $t_r = 900$ sek. Ausgeschlossen ist ein fast unbebautes Außengebiet von geringem Versickerungsbeiwert und großer Durchflußdauer. Für die Berechnung des vereinigten Sammlers IV Strecke (47) bis (44) wählen wir also als Durchflußdauer $t_r = 900$ sek. und die von den Sammlern (IVa) und (IVb) für diese Dauer eingeschlossenen Gebiete. (Untere Grenze der Einzugsfläche bei 46b.)

In der vergleichenden Entwässerungstabelle 6 (Seite 57) sind die Flutplanergebnisse der Hauptsammler des Schöneberger Kanalnetzes dargestellt. In Spalte 1 ist die untersuchte Strecke eines jeden Sammlers angegeben. Spalte 5 und 6 geben den Zufluß für einen Regen von 150 sl/ha und 400 sek. Dauer an. Spalte 13 bis 16 enthalten den Abfluß aus dem Flutplan, den untersten Grenzpunkt der Einzugsfläche, Dauer des Niederschlags t_r und sein Verhältnis zur Durchflußdauer t_r . Es ergibt sich beispielsweise

für Kanal Ib Strecke 10 — 6 Untere Grenze der Einzugsfl. bei 10	II d	37 a — 36	"	"	"	"	37 a
"	II	36 — 29	"	"	"	"	36
"	I	15 — 17	"	"	"	"	15

Für jede weitere Teilstrecke des Sammlers I von 17 bis 29 untere Grenze der Einzugsfläche bei P. 17 für $t_r = 1600$ sek. Auch ist die Wahl der Einzugsfläche für große Sammlergebiete durchaus nicht an einen festen Punkt gebunden.

Für die Endstrecke 28 bis 29 des Sammlers I ergibt sich bei einer Wahl des unteren Grenzpunktes der Einzugsfläche

bei P. A für $t_r = 1200$ A für $t_r = 1600$ sek A für $t_r = 1900$ sek

15	10 900	10 600	
17	10 700	11 000	10 600
17		10 600	10 650
19		10 300	10 500
27			10 300

Die Differenzen von etwa 3 % erscheinen bei der unsicheren Grundlage des ganzen Berechnungsverfahrens als unwesentlich.

Jedenfalls ist auch für die Wahl der kritischen Regendauer bei großen Sielnetzen ein gewisser Spielraum gegeben. Zudem ist zu folgern, daß der Regen von 1900 sek. das Sielnetz tatsächlich ungünstiger beeinflußt als ein kürzerer.

Für den Abfluß des gesamten Sammlernetzes an der Ueberfallswelle P. 44 (Ecke Martin-Luther- und Hohenstaufen-Str.) ergibt sich ebenfalls als kritische Regendauer $t_r = 1900$ sek.

Diese wenigen Beispiele zeigen die Anwendungsmöglichkeit der Gleichung der Regenintensität, wobei leicht jede beliebige Genauigkeit oder Anpassung an die Ergebnisse des Flutplanverfahrens erzielt werden kann. Während die Auffindung der maximalen Einzugsfläche für kleine und mittlere Kanalnetze keine Umstände macht, so kann die Auffindung der oberen Grenze der Gürtefläche für großstädtische Sielnetze Schwierigkeiten bereiten. Da aber für Nieder-

schläge über 1800 sek. Dauer die ungleiche Dichtigkeit abflußvermindernd wirkt, so ist doch für praktisch vorkommende Fälle die Größtabflußmenge für $t_r = 1800$ bis 1900 sek. anzunehmen.

Kap. II. Die Erfassung der tatsächlichen Verzögerung.

1. Kritik des Flutplanverfahrens. Das Flutplanverfahren zeigt zwar das Regenmaximum an; doch ist es von einer Reihe Annahmen getragen, welche es zumindest zweifelhaft erscheinen lassen, ob die Ergebnisse tatsächlich richtig sind. Das Verfahren ist aufgebaut auf der Wahl der Geschwindigkeit $v =$ derjenigen des gefüllten Profils, obgleich die maximale Geschwindigkeit $v_{max} = 1,12v$ ist. Von dieser willkürlichen Geschwindigkeit v wird (wie oben) der Begriff der Größe der Einzugsfläche abhängig gemacht, wobei also nur ein gewisser, von der Regendauer abhängiger Teil des Entwässerungsgebietes Beitrag liefert. Man geht hierbei von der weiteren Annahme aus, daß das Niederschlagswasser der außerhalb der Einzugsfläche liegenden Gebiete keinen Einfluß auf die Bildung des Regenmaximums ausübt.

Denken wir uns bei Beginn eines Regens das Kanalnetz gefüllt, so müßte in diesem Falle die ganze Entwässerungsfläche des Sammlergebietes Beitrag liefern, da eine Aufspeicherung des Wassers im Sielinhalt unmöglich geworden wäre, d. h. das einfließende Wasser muß dem ausfließenden gleich sein. Daraus ist zu ersehen, daß die Geschwindigkeit v_{vol} das sekundäre an dieser Frage darstellt. Nun ist praktisch mit einem gefüllten Sielraum bei Beginn eines Regens nicht zu rechnen, doch spricht Frühling davon, daß in Berlin in 47 % der beobachteten Fälle das Sielnetz bei Beginn des Sturzregens gefüllt war¹⁰⁾. In solch einem Falle wäre also die ganze sekundliche Niederschlagsmenge des Entwässerungsgebietes abzuführen. Dasselbe tritt ein bei allen Regenfällen, welche das Kanalnetz nennenswert überlasten.

Weiter ist das Flutplanverfahren von der Annahme eines konstanten mittleren Zuflusses getragen. Es stellt also einen Einzelfall dar. Wollte man den Zufluß zum Kanalnetz als eine mit der Zeit veränderliche Größe einführen, so versagt die Flutplanmethode.

Da der Einfluß der Verzögerung, die das Wasser in dem aufzufüllenden Sielraum erleidet, aus dem Flutplan oder der Gleichung der Regenintensität nicht einwandfrei zu erkennen ist, so besteht der hauptsächliche Wert desselben lediglich in der Kennzeichnung des maßgebenden Regens, der Regenreihe für ein bestimmtes Niederschlagsgebiet.

2. Betrachtung des Sielinhaltes. In den letzten Jahren ist die Frage nach dem Einfluß des leeren Sielraums auf den Abflußvorgang in die Erörterung der Methoden für die Kanalberechnung geworfen worden. Die Rechnung ist hierbei nur unter Anwendung von Näherungsverfahren durchführbar, dabei verwickelt und schwer übersichtlich. Zu nennen ist hier die Veröffentlichung von Eigenbrodt (8). Auch aus Eigenbrodts sinnreicher Abhandlung ist nicht zu ersehen, welche Bedeutung dem Einfluß des Sielinhaltes gegenüber den bisherigen Rechnungsmethoden zukommt; denn zu den alten Annahmen werden hier eine Reihe neuer hinzugefügt. Einer der wichtigsten Faktoren sei der freie Sielraum, der zu Beginn des Regens wie ein Staubecken wirkt und deshalb geeignet ist, die Bildung der größten Abflußmenge zu beeinflussen. Nun kann keineswegs der Einfluß des Sielraumes als eine vom Flutplanverfahren mehr oder weniger unabhängige weitere Verzögerung eingeführt werden. Das Flutplanverfahren erfaßt die Verzögerung, welche der Wasserabfluß im Sielnetze erleidet, wobei das Ergebnis, wie schon oben angedeutet wurde, allerdings kein vollkommenes ist. Die maximale Einzugsfläche ist nur ein theoretischer Begriff, da es sich hier um keine Wasserscheide handelt, sondern das dem Sielnetz zufließende Wasser eine Aufspeicherung erleidet. Es läßt sich auch nicht die Verzögerung des Wasserabflusses aus dem gesamten Sielinhalt bestimmen, da bei Eintritt des Abflußmaximums im Hauptsiel das Wasser aus den Anfangssieln bereits abgeflossen ist. Die tatsächliche Verzögerung läßt sich nur durch graphische Integration erfassen.

3. Graphische Untersuchung des Wasserabflusses. Die Aufgabe zur Erfassung der Verzögerung besteht darin, rechnerisch die ankommende Wassermenge in die gleichzeitig ablaufende und die zurückgehaltene zu zerlegen. Den Versuch, die Wirksamkeit von Ausgleichsbehältern graphisch zu erfassen, hat schon Harlacher vor 1895 gemacht.

¹⁰⁾ Demgegenüber ist aus den Schöneberger Regenmessungen allerdings festzustellen, daß alle im betreffenden Zeitraum von 10 Jahren vorkommenden großen Starkregen von etwa 30 Min. und darüber, welche allein maßgebend für die Dimensionierung des Hauptsammlers sind, eine leeres, d. h. auf den Trockenwetterabfluß, beschränktes Sielnetz antrafen.

Obige Behauptung Frühlings bezieht sich übrigens auf alle Sturzregen von 3 Min. und darüber, sie steht also keineswegs im Widerspruch mit der hier geäußerten Feststellung, welche die Starkregen von größter Dauer betrifft.

Flutwelle für $t_f = 1900$ sek. u. $J = 5551/\text{ha}$										Regen 150 sl/ha										Flutplan A = $\frac{G_f \cdot V_f \cdot 150}{1000}$										Untersuchung mit $A = \frac{G_f \cdot V_f \cdot 150}{1000}$			
l	m	b	t_f	t_f	Z	red.	A	V_f	Summ.	$Strecke$	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22		
											2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22		
											2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22		
											2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22		
											2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22		
											2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22		
											2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22		
											2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22		
											2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22		
											2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22		
											2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22		
											2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22		
											2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22		
											2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22		
											2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22		
											2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22		
											2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22		
											2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22		
											2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22		
											2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22		
											2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22		
											2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22		
											2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22		
											2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22		
											2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22		
											2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22		
											2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22		
											2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22		
											2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22		
											2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22		
											2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22		
											2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22		
											2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22		
											2	3	4	$5</$																			

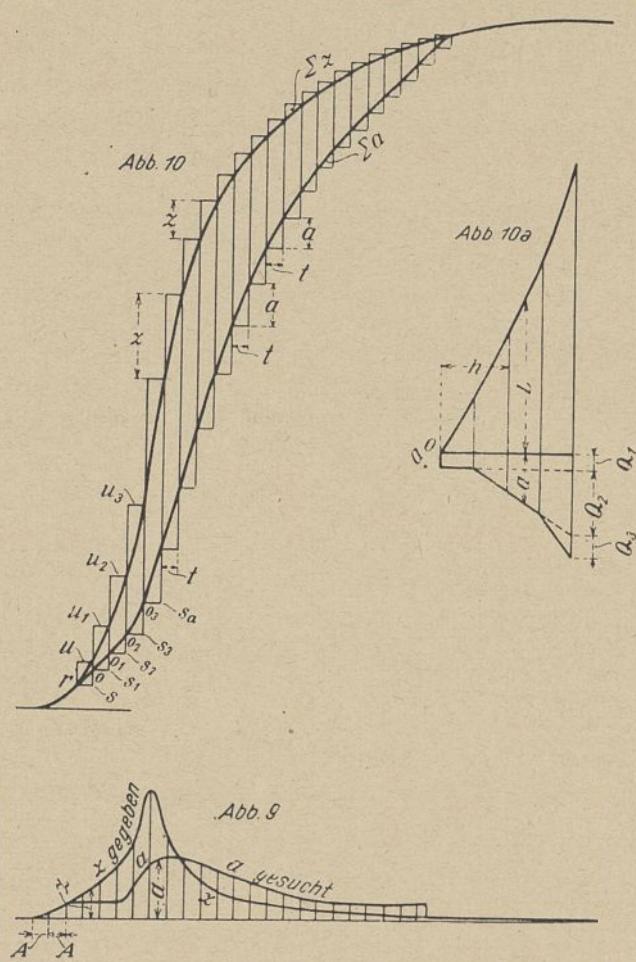


Abb. 9, 10 und 11a.
Nach Dankwerts „Über die Wirksamkeit von Ausgleichsbehältern“.

auf die Abszisse aufgetragen. Auf diese Weise erhalten wir die Abflußmenge $\Sigma A \cdot dt$. Die Abflußmengen des Kanals (1–2) sind zugleich Zuflußmengen des Kanals (2–3) und sind mit den Ordinaten Z' der Beitragsfläche 2–3 zu addieren (Abb. 14), wobei nun das Verfahren für 2–3 wiederholt wird.

Die Auftragung beginnt also von einer oberen Abszisse 0–0 und setzt sich nach unten fort. Die Abflußmengen aller sich anschließenden Sammler werden ebenfalls nacheinander nach unten aufgetragen. Nach Ablauf der Regendauer t_r ist es zweckmäßig, die Auftragung von der Abszisse aus nach oben zu nehmen. Die Aufgabe wird also zur Bequemlichkeit der Konstruktion in zwei Abschnitte zerlegt:

1. die Betrachtung des Abflusses bis Aufhören des Regens und
2. den weiteren Verlauf des Abflusses nach Beendigung des Niederschlags. In Abb. 14 sind die Zuflußmengen Z für Abschnitt (1–5) von der Abszisse 0–0 aus nach unten, dagegen nach Ablauf der Regendauer der Abfluß von der unteren Abszisse IV–IV aus nach oben aufgetragen. Der Inhalt J' und Abfluß A' des Kanals 3–5 Profil 35 als Funktion der Spiegelhöhe H sind wieder in Abb. 12 gezeichnet.

In Abb. 15 ist der weitere Verlauf der Flutwelle des Sammelgebietes dargestellt, wobei eine Maßstabverkleinerung vorgenommen wurde und die Zeitintervalle $\Delta t = 100$ sek. gewählt wurden. Wir erhalten für den Endquerschnitt $Z = 940$ sl, $A = 560$ sl. Bezeichnen wir den Abflußbeiwert mit ϕa so wäre also für

$$\frac{t_r}{t_l} = \frac{600}{1070} = 0,56; \quad \frac{A}{Z} = \frac{560}{940} = \phi a^{11)}.$$

5. Sonderfälle. 1. Der Einfluß des Brauchwasserabflusses ist bisher unberücksichtigt geblieben. Angenommen die Brauchwassermenge beansprucht in einem Profil (Abb. 23) eine Spiegelhöhe von $h = 0,19 H$. Dann ist der dieser Spiegelhöhe entsprechende Inhalt von dem gesamten Inhalt des Kanalabschnittes abzuziehen und die Untersuchung für diesen verkleinerten Rauminhalt vorzunehmen.

2. Eine weitere Frage stellt die Maßstabverkleinerung dar. Die $J+A$ Ordinaten der Abb. 12 und 13 dürfen nicht größer als Zirkelreichweite werden. Bei fortlaufender Untersuchung von Sielnetzen vergrößern sich die $J+A$ dauernd stark. Um sich nun nach Möglichkeit eine häufige Maßstabverkleinerung zu sparen, wodurch das Verfahren umständlicher und ungenauer wird, kann der Inhalt je-

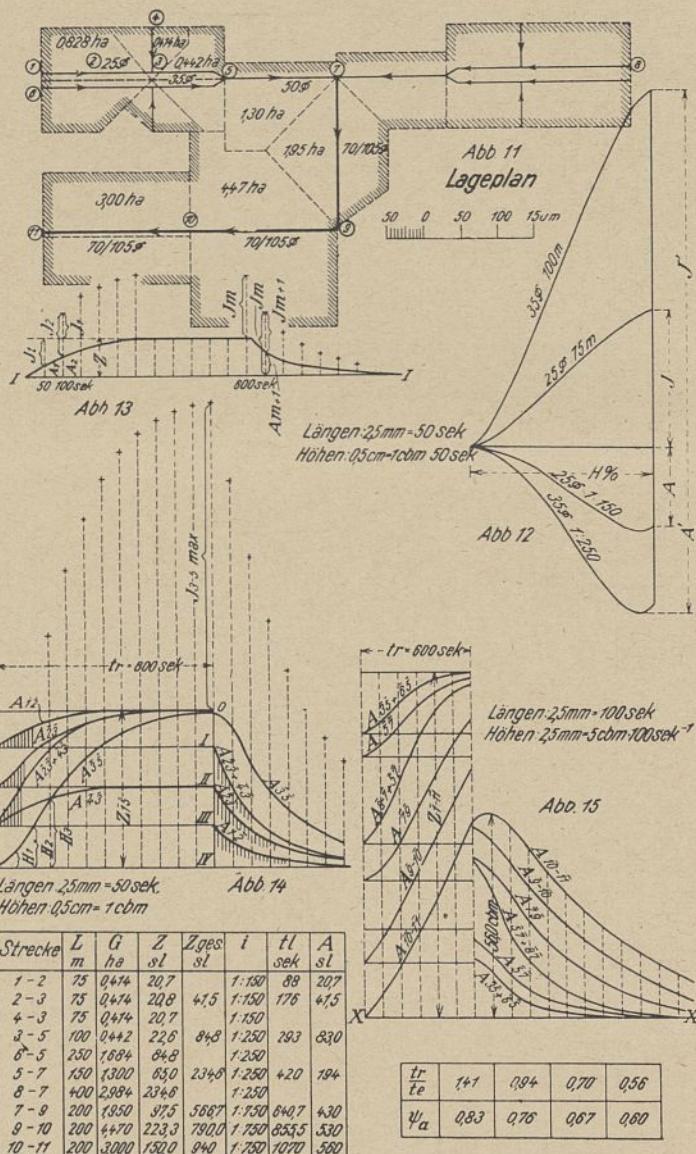


Abb. 11 bis 15.

weilig bei beliebiger Füllhöhe reduziert werden. In Abb. 31 sei dieses verdeutlicht. Von der J -Kurve in der Abb. 31 ist der Inhalt von 10000 cbm abgezogen und die J -Kurve vom Nullpunkt aus weitergeführt. Die Untersuchung wird nun wie vor geführt. Nach einer beliebigen Zeitdauer von hier 1800 sek. wird von der J -Ordinate in Abb. 32 der Inhalt von 10000 cbm abgezogen und die Untersuchung nun mittels Abb. 31 von 0' aus weitergeführt. Nach einer Dauer von 3400 sek. nach Regenbeginn ist dieser vorhin abgezogene Inhalt von 10000 cbm auf die J -Ordinate in Abb. 32 wieder aufgetragen und die Untersuchung in Abb. 31 für den Abschnitt 0–0' weitergeführt.

Bei Kanalabzweigungen und Regenüberfällen ist der Abfluß als Funktion der Spiegelhöhe h aus dem Abfluß A_1 und A_2 der beiden Zweige zusammenzusetzen (Abb. 26).

Tabelle 7.
Geschwindigkeiten v und Wassermengen Q in Entwässerungsleitungen einiger Schöneberger Profile bei gefülltem Querschnitt und dem Gefälle 1:100. Verwendete Formeln $v = \frac{100 \cdot \sqrt{r}}{b + \sqrt{r}} \cdot \sqrt{r} i$;

$b:h$	Profil cm	F m	Q m	V m	Spalte der Tabelle 8
0,67	66/100	0,81	1,24	2,43	2
0,67	74/110	0,52	1,61	2,61	2
0,67	132/200	2,04	8,05	31,95	2
0,67	140/210	2,24	9,15	4,07	2
0,67	150/225	2,56	11,03	4,28	2
0,67	160/240	2,98	13,12	4,48	2
0,54	60/110	0,52	1,23	2,04	3
0,57	70/120	0,66	1,74	2,64	3
0,57	80/140	0,88	2,57	2,93	3
0,57	100/175	1,37	4,71	3,43	3
0,57	120/210	1,98	7,65	3,88	3
0,75	180/240	3,28	15,47	4,73	4
0,77	200/260	3,94	19,6	5,03	5
1,29	225/175	3,20	15,02	4,70	6
1,75	350/200	5,68	31,2	5,50	7
1,75	420/240	7,98	83,9	6,76 ¹²⁾	7

¹¹⁾ Hierzu die Tabellen zu Abb. 15.
¹²⁾ Für die Profile 420/240 und 320/320 wurde $b = 0,3$ gewählt.
Hierzu auch Abb. 41 u. 42.

$b : h$	Profil	F	Q	V	Spalte der Tabelle 8
	cm	m	m	m	
1,15	230/200	3,78	18,77	4,98	8
1,0	150/150	1,44	4,75	3,29	— mit Rinne
0,82	180/220	2,86	12,43	4,34	9
0,75	180/240	3,10	13,66	4,42 ¹²⁾	10
1,0	320/320	7,56	47,13	6,25	11

Tabelle 8.

Verhältnis der Durchflußmenge und des Querschnittes des Wassers bei beliebigen Füllhöhen zu Q und F bei voller Füllung in verschiedenen Leitungsprofilen.

1		2		3		4	
Kreis $b : h$	norm. Ei	überh. Ei	(180/240)	$b : h = 0,67$	$b : h = 0,57$	$b : h = 0,75$	
$h \%$	$F \%$	$Q \%$		$F \%$	$Q \%$	$F \%$	$Q \%$
95	98,3	107	98,5	106	98	105,6	97
90	95,4	107	93	105	94,5	104	92,8
80	85,5	99	83	91,6	82	91	83,5
70	74,5	83,6	70,5	75	70,5	76	71
60	62,4	66,6	58	58	59	60	58
50	50,0	50	43	42,4	47	44	44,9
40	37,5	33,3	32	27,6	34	29	32,5
30	25,5	19	21	15,5	21,8	17	21,5
20	14	8,3	12	7	11	7	11,4
10	4,5	2,2	4,5	1,6	4	2	4,1
5	1,6	0,4	1,6	0,3	1,6	0,7	1,6
5							
$b : h = 0,77$	$b : h = 1,29$	$b : h = 1,75$	$b : h = 1,15$				
$F \%$	$Q \%$	$F \%$	$Q \%$	$F \%$	$Q \%$	$F \%$	$Q \%$
95	98	106,2	98,4	107,6	98,5	106,5	98,1
90	94	105,5	95,4	106,6	95,6	107,7	94,7
80	84	94,4	87,8	100	88,4	101	85,6
70	72	78,5	78	89,6	78,7	89,6	74,3
60	58,5	60	67,2	73,1	68,7	76	62,7
50	45,5	43	54,7	56,5	57	59,7	50,5
40	33	28,6	43,1	39,9	43	39,6	38
30	21,2	16	31	24,7	30,5	24	27
20	11	7	19,1	12	18,5	1	16,4
10	4	2	7,3	2,5	7,2	2,5	6,7
Profile mit Brauchwasserrinne							
9		10		11			
$b : h = 0,82$	$b : h = 0,75$	$b : h = 1,0$					
$F \%$	$Q \%$	$F \%$	$Q \%$	$F \%$	$Q \%$		
95	97,8	107	97,6	106,08	98	106,2	
90	94	104,7	93,5	104	94,6	104,5	
80	88,2	92,8	82,2	91,2	85	93,6	
70	70,5	75,2	69,3	73,8	73,3	78,4	
60	56,9	57,5	55,6	54,8	60,7	61,6	
50	32,2	39,1	41,8	37,1	47	43	
40	28,6	21,8	28,4	20,9	33	27	
30	14,9	10	18,7	12,1	20	14,5	
20	8,3	4,7	8,9	5,1	10,7	6,2	
10	3	1,5	3,5	1,5	4,6	2	

6. Untersuchung des Abflusses im Schöneberger Kanalnetz. Für die graphische Untersuchung des Abflusses im Schöneberger Kanalnetz war es erforderlich, das Sielnetz zu idealisieren, da diese Untersuchung nur so lange möglich ist, soweit die Siele nicht überstaut sind. Es wurde ein Regen von 1900 sek. Dauer und 55 sl/ha der Berechnung zugrunde gelegt. Dabei erwiesen sich die Sammler I, II und der Hauptsammler als stark überlastet¹³⁾, während die Nebensammler I_b , c , keine volle Belastung ergaben. Es mußten also, um die Untersuchung überhaupt möglich zu machen, die Flutwellen einiger Sammler um etwa 50 v H reduziert werden. Dazu wurde noch die Annahme gemacht, daß die Auffüllung eines beliebigen betrachteten Sammlerabschnittes wie in einem Becken auf seiner ganzen Länge mit gleicher Spiegelhöhe vor sich geht¹⁴⁾.

In der vergleichenden Tabelle S. 57 ist diese Untersuchung der Flutwelle in Spalte a bis e ausgewertet. Spalte a zeigt den gesamten Zufluß mit Brauchwasser, Spalte c den reduzierten, Spalte d den Abfluß.

Für die nähere Betrachtung der Flutwelle sei auf die Abbildungen 16 bis 32 hingewiesen. Der Sammler II mußte für das Gemeindegebiet Friedenau näherungsweise bestimmt werden, da sich hier keine genügenden Unterlagen für Lage, Gefälle und Richtung der Kanäle vorfanden.

Um nun die Wirkung der Verzögerung deutlich zu kennzeichnen, tragen wir in einem Koordinatensystem als Abszissen die Größe

¹³⁾ Der Grad der Ueberlastung ist aus Spalte 21 und 22 der Entwässerungstabellen ersichtlich.

¹⁴⁾ Die Durchflußmenge und der Querschnitt des Wassers in Hundertstel der Füllhöhe für die Schöneberger Leitungsprofile sind in den Tabellen 7 und 8 tabellarisch festgelegt (auch Abb. 41 und 42).

t_r Regendauer ein, und als Ordinate $\frac{A}{Z} = \phi a^{15)}$. Abb. 21 zeigt t_r Durchflußdauer das Verhältnis $\frac{A}{Z}$ für die Sammler I und II und den Hauptsammler (Martin-Luther-Straße), siehe auch Uebersichtsplan Abb. 1b. Zum Vergleich sei außerdem das Ergebnis des Flutplanverfahrens für die gleichen Sammler herangezogen (punktierter Linie). Für $\frac{t_r}{t_i} = 1$ ist im Flutplanverfahren $A = Z$; die Differenz der beiden Verfahren beträgt also für $\frac{t_r}{t_i} = 1$ hier 11 bis 13 v H. Dagegen nähern sich die Ergebnisse der beiden Verfahren mit Abnahme von $\frac{t_r}{t_i}$. Bei Punkt 29 Sammler II ist die Differenz nur 0,045 Z.¹⁶⁾

Abb. 33 zeigt eine Zusammenstellung der wesentlichen Ergebnisse der Schöneberger Sammler. Allgemein gruppieren sich die Ergebnisse um die ausgezogene Kurve mit Ausnahme des Sammlers II, welcher wegen starken Gefälles zu hohe Werte ergibt, und der Kanäle Ib, Vb, Ic, welche durch ihre ausgesprochen langgestreckte Form einen bedeutend größeren Einfluß der Verzögerung aufweisen.¹⁷⁾ In Abb. 33 sind auch die Ergebnisse des Beispiels Abb. 12—15 für den Regen $t_r = 600$ sek angegeben. Der Einfluß der Verzögerung ist hier größer entsprechend der geringen mittleren Geschwindigkeit.

7. Das Aufspeicherungsvermögen der Kanäle. Um für alle Kanalprofile ähnliche Kurvenwerte zu erhalten, wäre vor allem ein gleiches Verhältnis des Inhaltes J auf das laufende Meter zum Durchfluß Q erforderlich, somit ist das Aufspeicherungsvermögen wesentlich von der Durchflußgeschwindigkeit abhängig. Ein gleiches Aufspeicherungsverhältnis würde etwa folgenden Gefällen entsprechen:

Profil bei einem Gefälle
30/30 1 : 150
50/50 1 : 310
70/105 1 : 650
120/180 1 : 1400
150/150 1 : 1500
300/300 1 : 4000

Diese Gefälle stellen aber für die Praxis nicht den Durchschnitt dar.

Auf Grund der Betrachtung, daß die kleineren Sammler in der Regel gegenüber den größeren eine geringere Wassergeschwindigkeit aufzuweisen haben, sei nun entsprechend der Untersuchung auf Abb. 34 eine Kurvenschar für Regenfälle von $t_r = 600$ sek. bis $t_r = 2000$ sek. schätzungsweise gezeichnet (Abb. 34).

Ein einheitliches Kriterium zur Kennzeichnung der Aufspeicherung eines jeden Sammlerabschnitts wird sich kaum finden lassen, denn dieses Aufspeicherungsvermögen hängt nicht nur von der Profilgröße und dem Gefälle ab, sondern vor allem von der Form der zufließenden Flutwelle. In dem 1085 m langen Kanal 320/320 (Martin-Luther-Straße) ist nach Abb. 24 das Zuflußmaximum im Oberlauf 11 300 sl, auf der ganzen Länge des Kanals fließen noch 1340 sl zu. Das Abflußmaximum an der Ueberfallschwelle beträgt aber 10 600 sl, es sind also nominell 12 640 — 10 600 = 2040 sl zur Aufspeicherung gelangt.

Es ist hier deutlich die allmäßliche Abflachung der Flutwelle zu erkennen; für flache Flutwellen wird auch das Aufspeicherungsvermögen der Kanäle geringer. Für den rd. 1600 m langen Regenauslaßkanal, Abb. 32, ist das Abflußmaximum an der Ueberfallschwelle 14 300 sl. Außerdem fließen aus den Regenüberfällen des Sammlers Va noch 490 sl hinzu, welche allerdings auf das Abflußmaximum keinen großen Einfluß ausüben. Der Abfluß nach dem Landwehrkanal beträgt dagegen 13 000 sl. Ein einheitliches System der rechnerischen Entwicklung würde also schwerlich ein klares Bild des Abflußvorganges liefern. Man würde sich etwa der Kurvenwerte Abb. 34 für $v = 0,8$ (Kurve I) bis $v = 1,5$ (Kurve V) bedienen und den Abflußwert für stärkere bzw. schwächere Gefälle entsprechend einige Hundertstel höher oder niedriger einschätzen. Die graphische Integration würde dann eine genaue Kontrolle der entworfenen Siele ergeben.

In den Entwässerungstabellen (Seite 57) ist in Spalte 19—21 eine Korrektur des Abflußmaximums aus den Kurvenwerten Abb. 34 dargestellt, wobei die zugehörige Regendauer sich aus dem Flutplan Spalte 15 ergab.

¹⁵⁾ Wobei also ϕa einen Abflußwert darstellt gegenüber dem Zuflußbeiwert ϕz .

¹⁶⁾ An der Ueberfallschwelle P. 44 der Vereinigungsstelle des gesamten Sammlernetzes ist eine Differenz zwischen den beiden Verfahren kaum noch festzustellen.

¹⁷⁾ Kanal Vb fällt praktisch aus der Betrachtung heraus, da er für Spülzwecke gebaut ist.

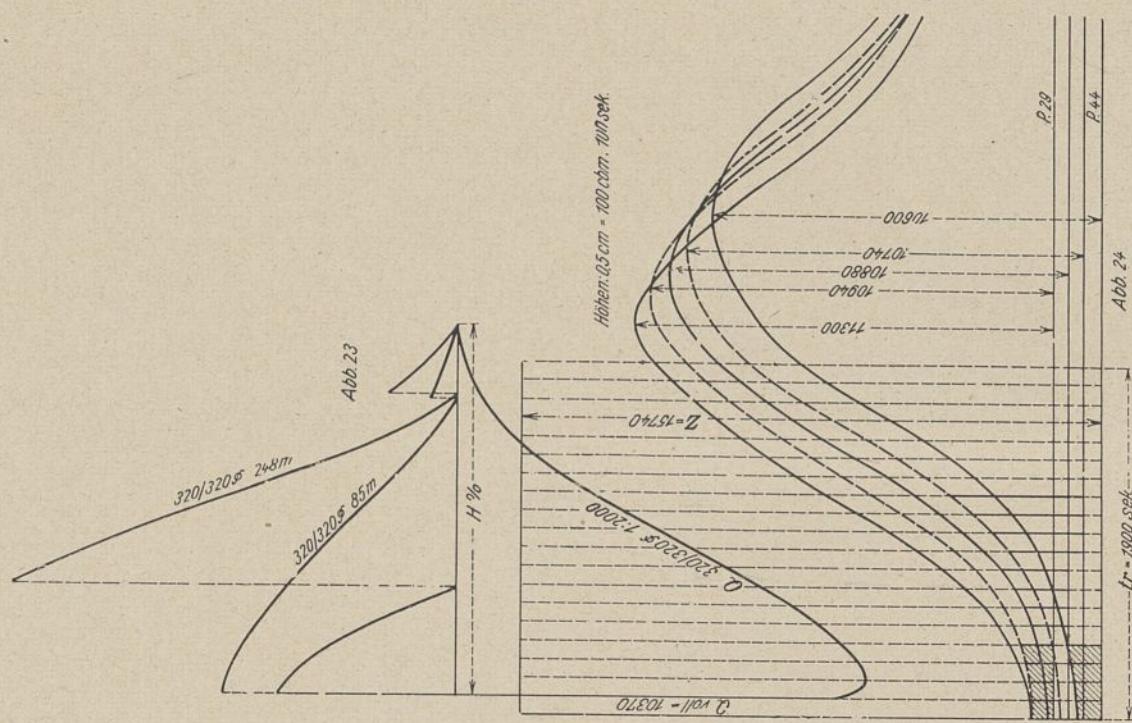


Abb. 23 und 24.

Flutwelle im 1085 m langen Hauptsammlkanal. Profil 320/320.

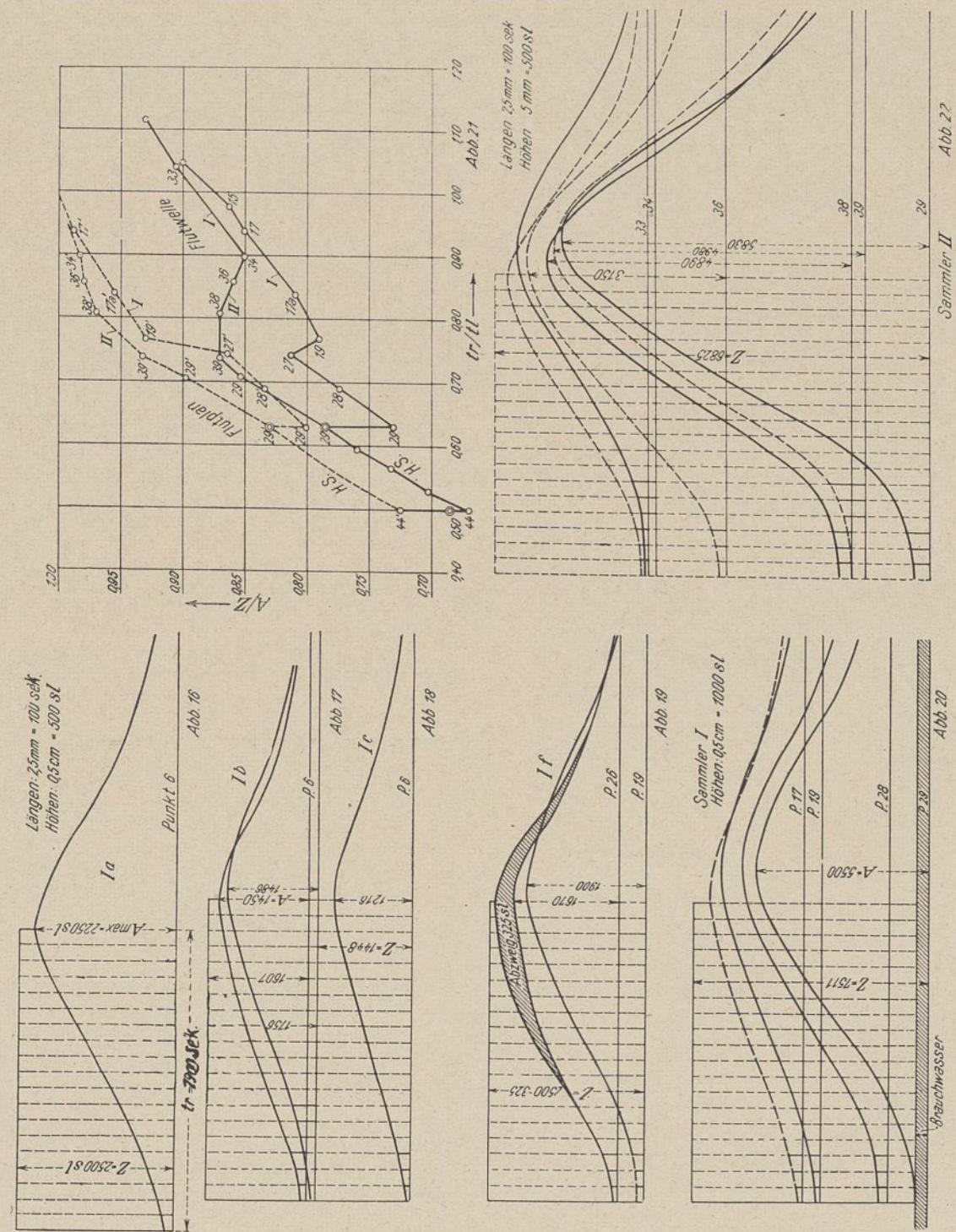


Abb. 16 bis 20.

Abb. 21 und 22.

Flutwelle im 1085 m langen Hauptsammlkanal. Profil 320/320.

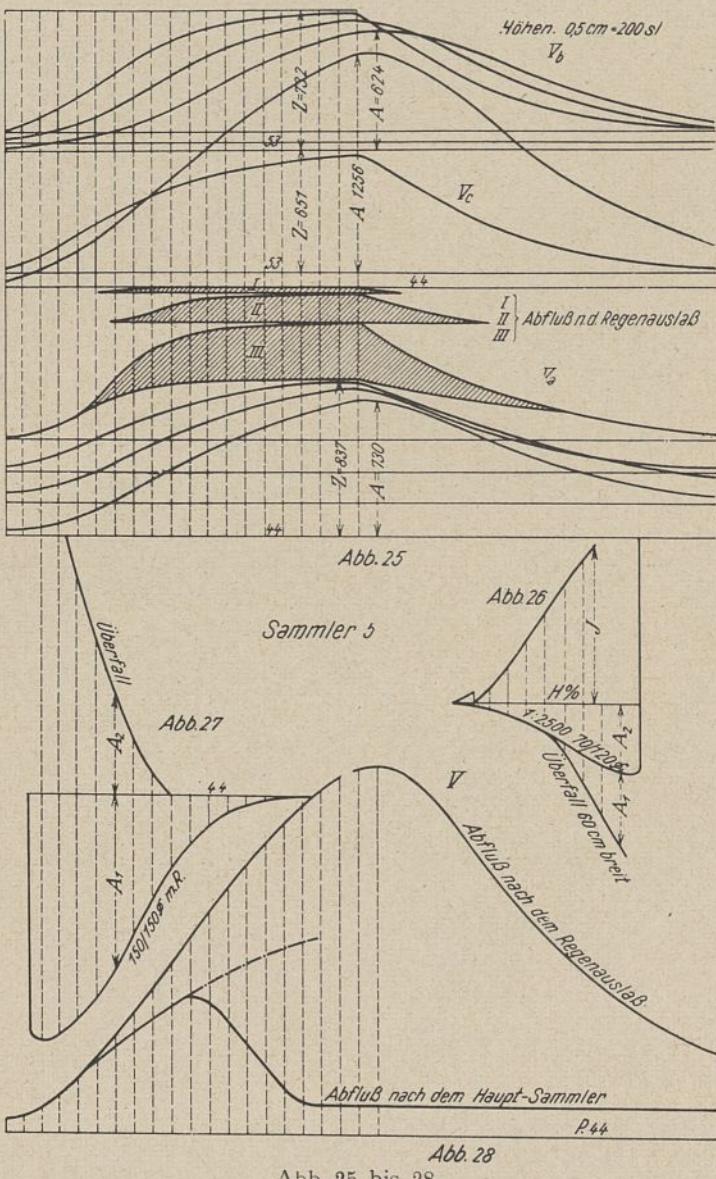


Abb. 25 bis 28.

8. Wasserspiegelgefälle. Eine besondere Frage bildet die Wahl des Wasserspiegelgefälles. Bei ungleichmäßiger Verteilung des Niederschlags auf das Entwässerungsgebiet (Strichregen) (9) und bei Wanderung des Regens ist, wie eingangs erwähnt, die Wasserbewegung im Sielnetz durchaus nicht eindeutig. Im allgemeinen wird aber ein gleichmäßiger Anstau des Wassers im Sielnetz angenommen. Eine Ausnahme bilden hier Regenaußlässe, welche nicht auf ihrer ganzen Länge von zufließendem Wasser gespeist werden, sondern das Wasser durchfließt den anfangs leeren Raum des Auslaßkanals als wandernde Flutwelle (3).

Ein praktisches Beispiel hierfür ist der Regenaußläßkanal Profil 420/240 von dem Sohlengefälle 1 : 5250. Das zur Verfügung stehende Gefälle für das gefüllte und überstaute Profil (Abb. 35) ist bei Berücksichtigung von 10 cm Druckhöhenverlust für den Düker am Nollendorfplatz (13) und für weitere 10 cm Druckverlust für die Rückstauklappe am Landwehrkanal $i = 1/1300$. Bei schätzungsweiser Ausmittlung der einfließenden Flutwelle an der Ueberfallschwelle (Abb. 32) beträgt das Wasserspiegelgefälle für die Zeitschnitte von je 200 sek. 1 : 500, 1 : 800 und fällt allmählich auf 1 : 1350. In Abb. 41 ist die Q-Kurve deshalb für das Gefälle 1 : 1300 gezeichnet.

9. Die Verminderung des Zuflusses. Bisher wurde für die Gleichung des Zuflusses der Verminderungswert ϕ_z durch einen Mittelwert ausgedrückt. Die Verminderung des Zuflusses entsteht durch Versickerung, Verdunstung, Vegetation, Oberflächenentzündung und ist außerdem von der Bodenbeschaffenheit und dem Klima abhängig, also ein durchaus örtlich begrenzter Wert und deshalb äußerst schwierig zu bestimmen. Ganz allgemein erscheint es aber unlogisch, ϕ_z für ein jedes Gebiet als konstanten Wert einzuführen, da dieser Ausdruck analog wie die Regenintensität ganz allgemein eine Funktion der Zeit bzw. der Regendauer t_r ist. Am Anfang eines Sturzregens gelangt gar kein Wasser in die Kanäle (1) und (8). Dagegen kann bei dichter Bebauung, besonders undurchlässigem Boden usw. bei längerer Regendauer nahezu der gesamte Niederschlag zum Abfluß gelangen. Bei kleineren Sammelgebieten ist also ein geringerer Verminderungswert anzunehmen gegenüber den größeren Kanalnetzen. Für ein bestimmtes Münchener Gebiet fand

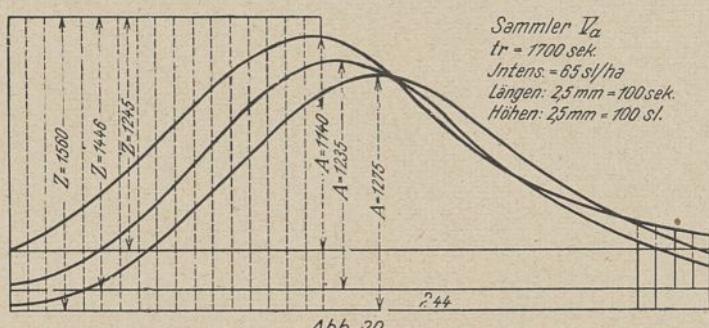


Abb. 29

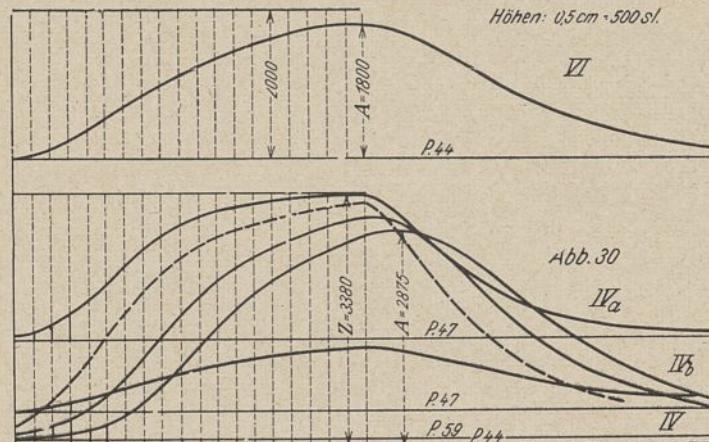


Abb. 29 und 30.

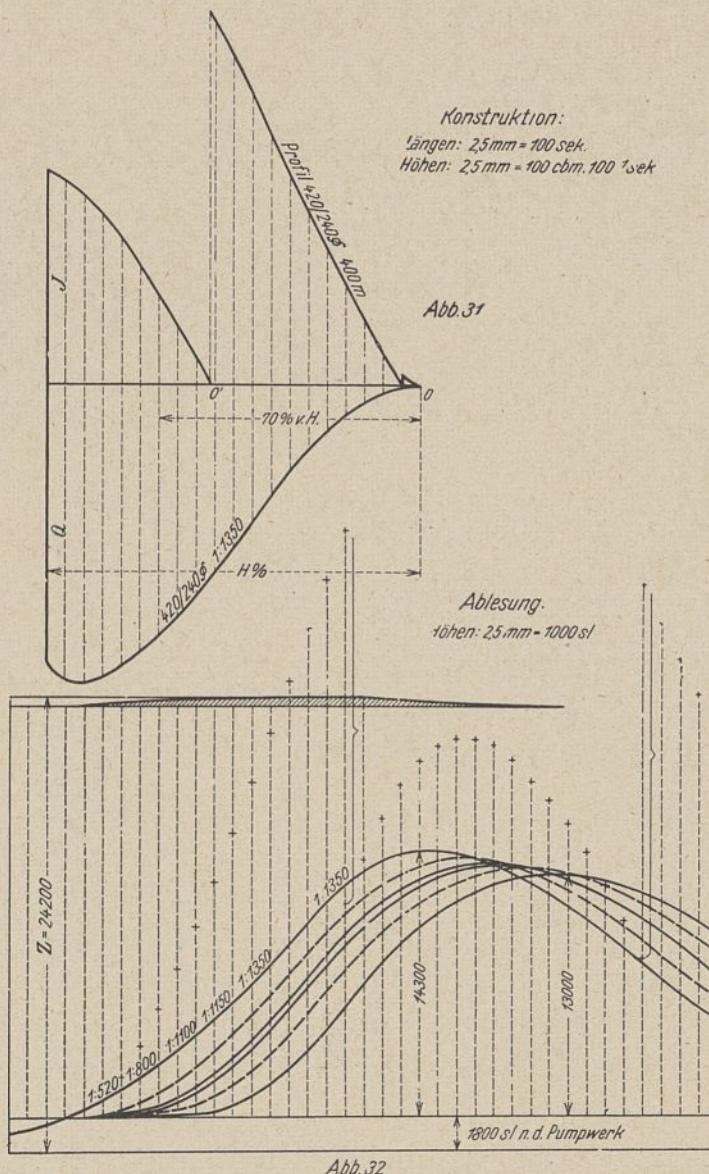


Abb. 31 und 32.

Flutwelle im 1600 m langen Regenaußläßkanal. Profil 420/240. (Der Zufluß von Sammler Va ist gestrichelt dargestellt.)

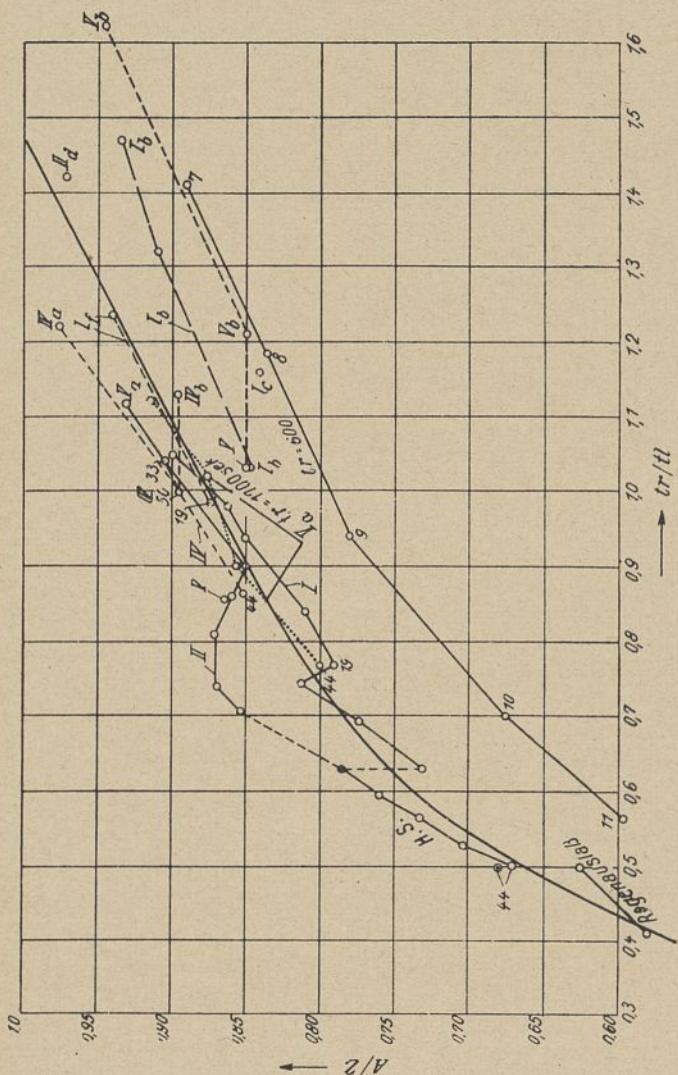


Abb. 33.

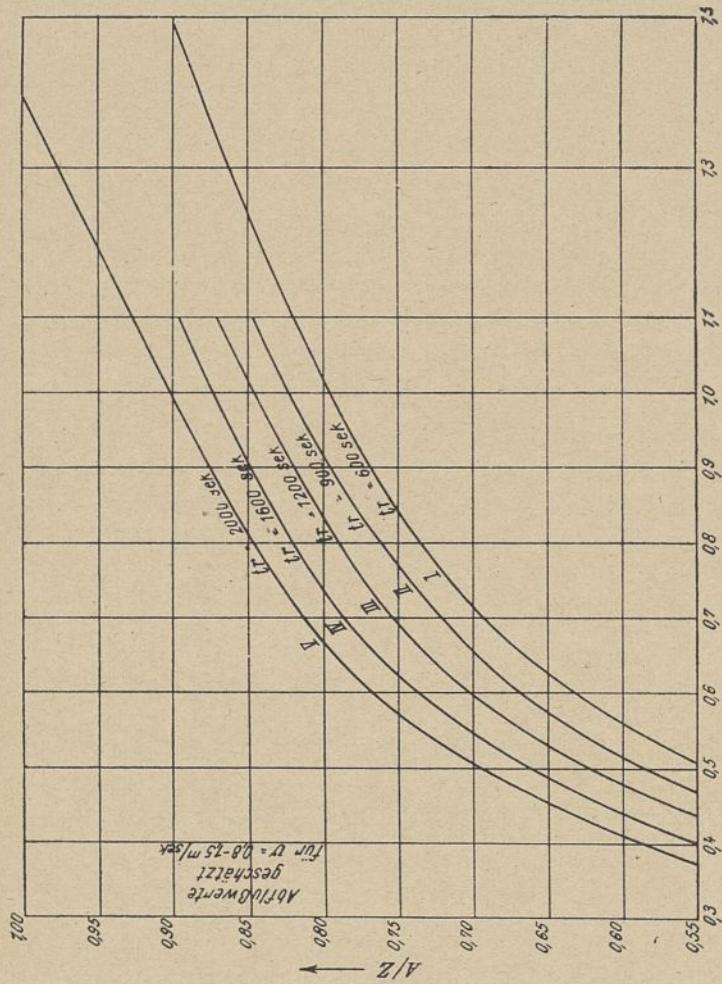
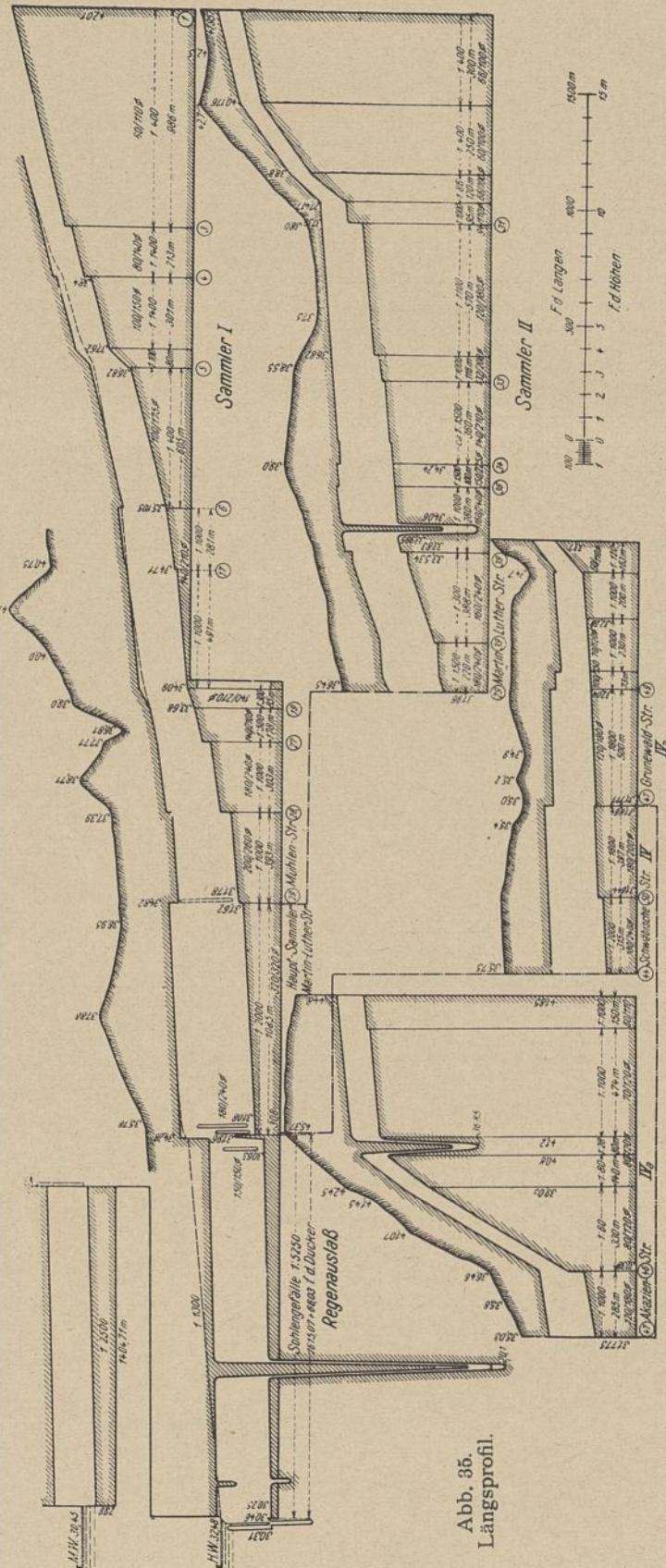


Abb. 34.

Abb. 35.
Längsprofil.

Die Differenz dieser Werte in die Berliner Flutformel eingeführt, ergibt für dichte Bebauung

$$A = \frac{G \cdot 0,75 \cdot 150 \cdot 1105}{t_r + 850} \cdot \psi_a \quad (10)$$

worin G das gesamte Entwässerungsgebiet bedeutet.

10. Gleichung zur überschläglichen Bestimmung des Abflusses. Betrachten wir nun eine Reihe von gedachten Sammelergebnissen für verschiedene Durchflußdauer t_r nach Formel (10), wobei für ψ_a die Kurvenwerte nach Abb. 34 eingesetzt werden. Die Verdunstung bzw. Oberflächennetzung sei durch die Annahme eingeführt, daß der Zufluß der ersten 100 sek eines Niederschlages nicht zum Abfluß kommt.

Der Abfluß läßt sich hiernach in folgende Ausdrücke für überschlägliche Berechnung fassen:

Eigennbrodt für einen Niederschlag von 5 Min. Dauer $\psi_z = 0,65$ und erhält folgende Gleichung:

$$\text{für } t_r \text{ (sek)} \quad \psi_z = 0,411 \cdot t_r \cdot 0,08046 \quad (9)$$

für $t_r = 1800''$ ist $\psi_z = 0,75$ = dem für Schöneberg gewählten mittleren Verminderungswert ($\psi_z = 0,75$) für dichte Bebauung.

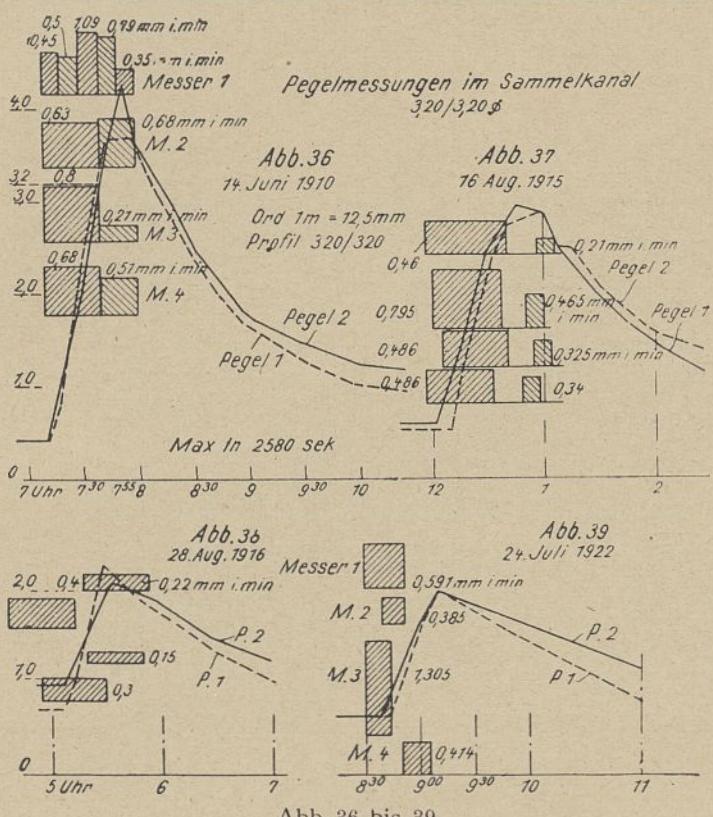


Abb. 36 bis 39.

$$A \left/ \begin{array}{l} t_l = 1000 \\ \quad = \frac{G \cdot 125}{t_l + 1340} \cdot 1000 \text{ (sl)} \end{array} \right. \quad (11)$$

$$t_l = 400$$

$$A \left/ \begin{array}{l} t_l = 4000 \\ \quad = \frac{G \cdot 202}{t_l + 2770} \cdot 1000 \text{ (sl)} \end{array} \right. \quad (12)$$

$$t_l = 1000$$

Hierbei ist also die Regendauer t_r ausgeschaltet und durch die gesamte Durchflußdauer des betreffenden Sammelergebietes ersetzt.¹⁸⁾

¹⁸⁾ Die Gleichungen drücken den Abfluß für dichte Bebauung aus. Bei Wahl von anderen Versickerungswerten ψ_z ist also dieser Abfluß entsprechend zu reduzieren. Zu beachten ist hier, daß für größere Gebiete ein einzelner Anfangskanal bei Festsetzung der Durchflußdauer t_l zu vernachlässigen ist, d. h. von zwei Anfangskanälen ist der die kürzere Durchflußdauer liefernde zu berück-

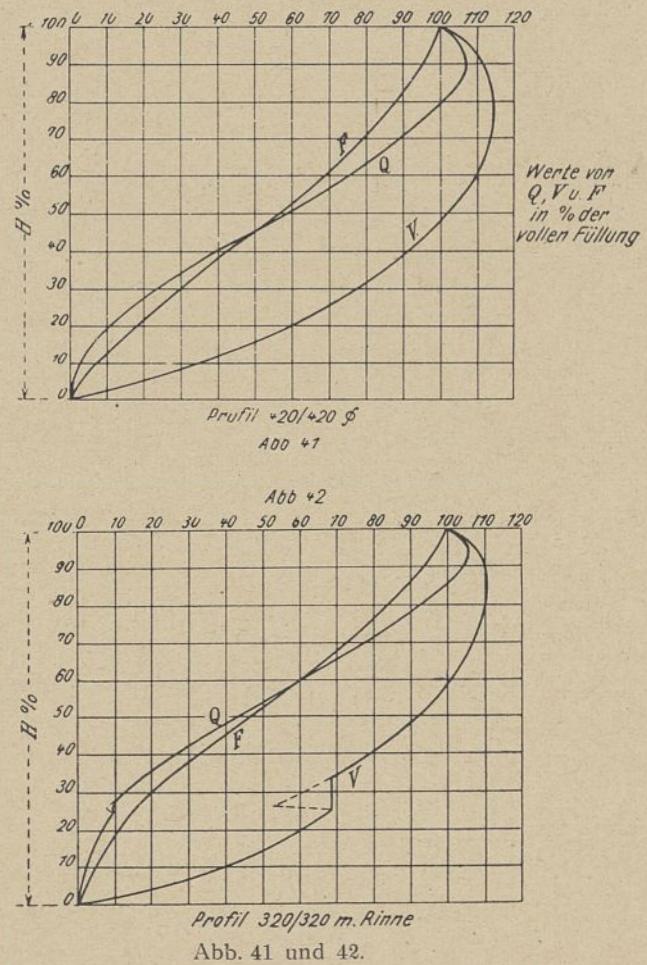


Abb. 41 und 42.

11. Praktische Schlüssefolgerungen. Aus den vorliegenden Untersuchungen kann zusammenfassend gesagt werden, daß eine allgemeine synthetische Behandlung der Sielberechnung nicht möglich ist, da hier die verschiedenenartigen Umstände, welche den Abfluß bestimmen, nicht unter einen Hut zu bringen sind. Für ein jedes Stadtgebiet ist die Untersuchung des Zuflusses eines Sielnetzes im einzelnen zu führen. Dagegen kann eine allgemeine Methode zur Erfassung des Abflusses angestrebt werden. Eine

sichtigen. Bei stärkerem Gefälle ist der Abfluß um 2 bis 5 v H höher zu wählen. Für Sammler, die durch besonders lange Nebenkanäle von geringem Gefälle gespeist werden, ist der Abfluß entsprechend geringer zu schätzen.

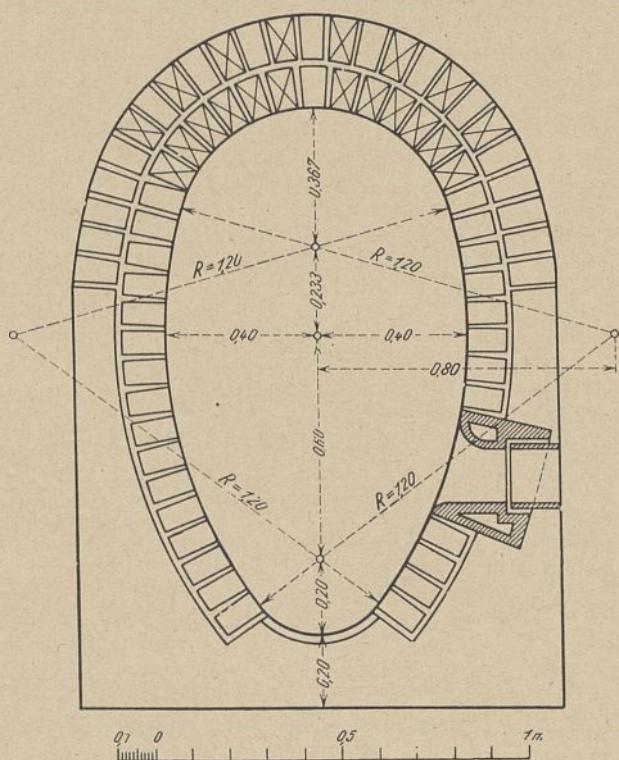


Abb. 40. Ueberhöhtes Ei-Profil 0,80/1,40

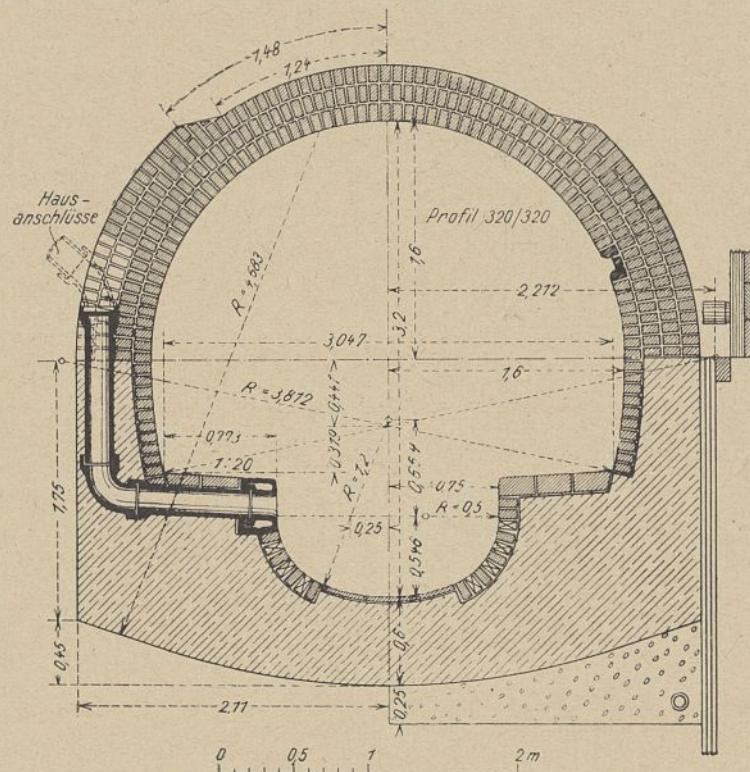


Abb. 43. Hauptsammelkanal. Profil 320/320.

gewisse Trennung des Begriffes großer und kleiner Sammelergebnisse ist erforderlich. Bei Anfangskanälen steht ein verstärktes Wasserspiegelgefälle bei Ueberstau zur Verfügung. Dadurch ist eine gewisse Sicherheit gegenüber Ueberschwemmung vorhanden¹⁹⁾. Von einer derartigen Sicherheit kann bei großen Sammelergebnissen nicht die Rede sein. Daher ist der Dimensionierung der Hauptsammelkanäle die größte Aufmerksamkeit zuzuwenden. Für die Dimensionierung der Hauptsammelkanäle kommen aber nur die großen Starkregen in Frage, und deshalb sind auch nur die durch sie hervorgerufenen Verhältnisse zu berücksichtigen.

Es sei hier darauf hingewiesen, daß Starkregen, welche über die Dauer von 30 Min. hinausreichen, also hier aus dem Rahmen der Untersuchung hinausfallen, eine bei weitem größere Gesamtzuflussmenge liefern als der Berechnungsregen; beispielsweise beansprucht der Niederschlag vom 14. Juni 1914 (Abb. 36), den Sammler in 43 Min. um 17 % stärker als in 30 Min. Da diese Regendauer von 43 Min. gleich 2580 sek. geringer ist als die Durchflußdauer $t_d = 3770$ sek. des Hauptsammelkanals, so wäre also bei der Aufstellung von Regenreihen der 30-Min.-Regen entsprechend zu korrigieren. Die Reihe einmal jährlich übertrifftener Niederschläge gibt dagegen nur für kleinere Sammelergebnisse eine befriedigende Rechnungsgrundlage²⁰⁾.

Ein Vergleich der erhaltenen Abflußwerte mit Pegelmessungen im Schöneberger Hauptsammelkanal (hierzu Beispiele, Abb. 36 bis 39), ergibt schätzungsweise für die stärksten Niederschläge, daß die tatsächliche Beanspruchung des Hauptsammelkanals etwa 21 bis 52 v H niedriger war als die errechnete²¹⁾. Daraus ergibt sich deutlich ein Mangel in der bisherigen Untersuchung der Abflußverzögerung. Als wesentliche Unbekannte ist hier der Zuflußbeiwert als Funktion der Zeit und die Oberflächenverzögerung anzusehen.

Während mit einer durchschnittlichen sekundlichen Zuflussmenge gerechnet wurde, wächst die Zuflussmenge erst allmählich mit der Regendauer an. Das Aufspeicherungsvermögen des Sielnetzes ist also tatsächlich im Verlaufe des Niederschlags bedeutend geringer beansprucht.

Der Inhalt der Haus- und Nebensiele ist bei der Untersuchung des Aufspeicherungsraumes nicht berücksichtigt worden. Sein Einfluß kann aber nicht als wesentlich angesehen werden, da nur ein Teil der Nebensiele vom Rückstau betroffen wird. Ebenfalls läßt sich der Brauchwassereinfluß für die betrachteten Pegelmessungen nicht feststellen. Der Fehler kann hier etwa bis zu 5 v H betragen. Aus dem Vergleich der Pegelmessungen ist immerhin anzunehmen, daß wir hier mit einem 1,2 bis 1,5fachen Sicherheitsgrad rechnen. Es erscheint also für Schöneberg zulässig, den zu erwartenden Abfluß mit dem 0,85fachen des Errechneten einzusetzen.

Bei Berücksichtigung der möglichen Fehlerquellen erhält Gl. 12 die Form

$$A = \frac{G \cdot 167}{t_d + 2370} \cdot 1000 \quad (13)$$

Die Pegelmessungen 1910—19 ergeben weiter, daß der Hauptsammelkanal bei voller Bebauung mutmaßlich 4mal in 10 Jahren überstaut würde. Nur im ganzen 10 mal wäre das Profil 320/320 (Abb. 43) voll ausgenutzt. Da der Hauptsammelkanal theoretisch nur zu 57 v H der durchschnittlichen jährlichen einmal übertrifftenden Beanspruchung genügt, tatsächlich aber mit Ausnahme von 2 bis 4 Fällen

¹⁹⁾ Eigenbrodt (8) wendet besondere Aufmerksamkeit der Rentabilität der Sielbemessung zu. Bei Ueberschwemmungen der Hauptsammelkanäle würden immer dieselben Anwohner zu leiden haben. Bei größerer Sielbemessung würden dagegen die Lasten der Mehrikosten auf die Allgemeinheit abgewälzt werden. Durchschnittlich entspricht einer Vermehrung der Anlagekosten um 10 v H eine Vermehrung der Leistungsfähigkeit um 35 v H, einer Vermehrung der Anlagekosten von 30 v H eine Zunahme der Leistungsfähigkeit um 60 v H. Tatsächlich sind die Verhältnisse noch günstiger, da nur die Hauptsammelkanäle vergrößert werden müssen, um die Leistungsfähigkeit des ganzen Netzes zu erhöhen.

²⁰⁾ Für kleinere Sammelergebnisse erscheint es aus dem oben Gesagten zulässig, eine geringere Annahme für den Abfluß zu wählen. Es würde also die überschlägliche Gleichung 12 auch für $t_d = 400$ bis 1000 sek. genügen.

²¹⁾ Hierbei wurde von der Annahme ausgegangen, daß ca 300 ha Schönebergs noch unbebaut sind und daß also heute nur 0,71 des endgültigen Abflußmaximums eintreten kann. (Siehe Einleitung.)

ausreichend erscheint, so treten vor dieser Tatsache die teils willkürlichen Vorschläge zur Auswertung der kritischen Regenintensität, so auch die von Breitung (Kap. I §1) vollkommen in den Hintergrund.

Zusammenfassung.

Die Betrachtung des Entwässerungsgebietes Berlin-Schöneberg ergibt, daß bei der Sielberechnung mit Hilfe von Regenreihen von einem Regendichtigkeitskoeffizienten (nach Frühling) abzusehen ist.

Der Einfluß der Wanderung des Regens läßt sich dadurch erfassen, daß der Regen bei der gleichen Gesamtniederschlagsmenge um die halbe Wanderungsdauer verkürzt wird.

Die Regenkurve wird zweckmäßig durch eine gleichseitige Hyperbel ersetzt.

Eine allgemeine Anwendung der Gleichung der Regenintensität zum Gebrauch für Orte ohne Regenbeobachtungen ist nicht zu empfehlen.

Die Gleichung der Regenintensität kann zur Erfassung des Abflußmaximums bei Projekten als Ersatz für das zeitraubende Flutplanverfahren mittels Schätzung der maximalen Einzugsfläche aus dem Kanalisationsplan verwandt werden, welches Verfahren auch für überschlägliche Rechnung gute Dienste leistet.

Eine möglichst genaue Erfassung der Abflußverzögerung läßt sich dagegen erst durch graphische Summierung vornehmen.

Die Differenz des Ergebnisses zwischen Flutplan und der integrierten Flutwelle ergibt sich für mittlere Fälle (Schöneberg) für Anfangskanäle zu 10 bis 20 %, für größere Sammelergebnisse zu 5 bis 10 %.

Die Verzögerung des Abflusses ist abhängig von dem Aufspeicherungsvermögen der Kanäle, charakterisiert durch die Geschwindigkeit v , von der Gestaltung des Sammernetzes bzw. Stadtgebiets und von der Zuflutflutwelle, welche durch die Versickerung, Verdunstung, Vegetation und Oberflächennetzung beeinflußt wird.

Für die Dimensionierung genügt es, die Untersuchung bis zu einer Regendauer von ca. 1800 bis 1900 sek. (für Berlin-Schöneberg) zu führen, welchem Niederschlag als Berechnungsregen für größere Kanalisationsgebiete erhöhte Bedeutung beizumessen ist.

Aus den Abflußwerten läßt sich weiter (für Schöneberger Verhältnisse) eine Abflußformel zum schätzungsweisen Gebrauch für Vorprojekte ableiten.

Der Zufluß als Funktion der Zeit bleibt als offene Frage in der Kanalisationsdimensionierung bestehen. Erst aus der Zuflutwelle ließe sich durch graphische Integration die Verzögerung des Abflusses befriedigend bestimmen.

Im allgemeinen läßt sich durch Vergleich der Pegelmessungen mit den errechneten Werten die Behauptung aufstellen, daß bei der hier behandelten Abflußbestimmung mindestens mit einem 1,20fachen Sicherheitsfaktor gerechnet wird.

Literatur-Verzeichnis.

1. Frühling, A. Handbuch der Ingenieurwissenschaften, Teil 3, Bd. IV: Die Entwässerung der Städte. IV. Aufl. 1910.
2. Verwaltungsberichte der Stadt Schöneberg. I, II und III.
3. Forchheimer, Hydraulik. Verlag von B. G. Teubner. 1914.
4. Breitung, W. Auswertung von Regenbeobachtungen. 1911.
5. Brix, I. Wie kanalisiere ich das Gemeindegebiet? 1910.
6. Brix, I. Entwässerung der Städte. Rechnungstabellen.
7. Dankwerts, I. Ueber die Wirksamkeit von Ausgleichbehältern, Zeitschrift des Architekten- und Ingenieurvereins zu Hannover. 1911.
8. Eigenbrodt, H. Ueber die Bestimmung der in Sielnetzen abzuführenden größten sekundlichen Regenwassermengen. Gesundheits-Ingenieur. 1922.
9. Schubert, Dr.-Ing. Berechnungsregen. Gesundheits-Ingenieur. 1922.
10. Gürsner-Brenzel. Der städtische Tiefbau. T. III, 1919.
11. Berger. Däckerung des Schöneberger Regenaulasses, Zentr.-Bl. d. Bauverw. 1917.
12. Imhof. Taschenbuch der Kanalisationingenieure.
13. Thormann, Dr.-Ing., Erich. Einheitliche Grundlagen für die Berechnung von Regenwasserkänen. Zentralbl. der Bauverwaltung. 1923.