

DIE BAUTECHNIK

11. Jahrgang

BERLIN, 19. Dezember 1933

Heft 54

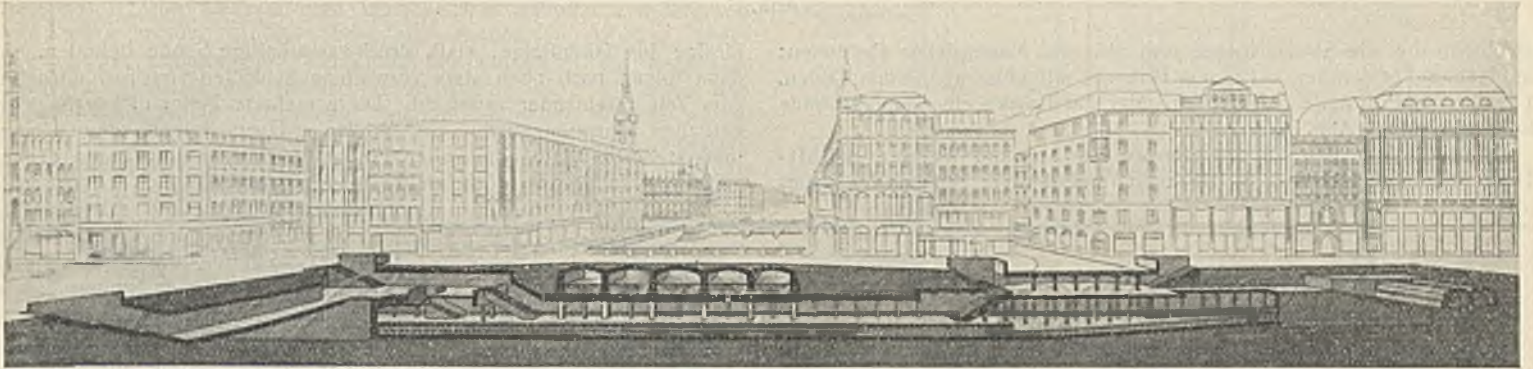


Abb. 1.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Bau des Alstertunnels der Untergrundbahnlinie Kellinghusenstraße—Jungfernstieg in Hamburg.

Von Dr.-Ing. Bernhard Siebert, Hamburg.

Ein wichtiger Abschnitt im Ausbau des hamburgischen Untergrundbahnnetzes nähert sich seinem Ende. Die Strecke Kellinghusenstraße—Jungfernstieg, durch die das nördlichst gelegene Staatsgebiet Hamburgs unmittelbar mit dem Stadtkern verbunden wird¹⁾, erhält ihre endgültige „Haltestelle Jungfernstieg“, was zugleich die erste Untertunnelung der Alster darstellt (Abb. 1). Auf diese Arbeit ist bereits in dem Bericht „Der Untergrundbahnbau unter dem Jungfernstieg“²⁾ hingewiesen worden.

Dieser Bau wurde trotz der schon 1931 herrschenden Wirtschaftskrise in Angriff genommen, da der Hamburgische Staat die Vollendung des vertraglich vereinbarten Baues dieser Linie wünschte, andererseits auch der behelfmäßige Zustand der Haltestelle Jungfernstieg²⁾ auf die Dauer aus Sicherheitsgründen nicht geduldet werden konnte. Inzwischen sind die Rohbauarbeiten dieses außerordentlich schwierigen Bauwerks beendet, so daß über ihre Durchführung berichtet werden kann.

1. Vorbedingungen für die Bauausführung.

Wie Abb. 2 zeigt, stellt die Haltestelle Jungfernstieg eine Verlängerung der unter dem Jungfernstieg nach Südosten verlaufenden Untergrundbahnlinie dar, und zwar zwischen den Straßen Neuerwall und Plan.

¹⁾ Vgl. auch Bautechn. 1927, Heft 25, und Verk.-T. 1929, Heft 26.

²⁾ Bautechn. 1932, Heft 11.

Da sie so angelegt werden mußte, daß eine spätere Verlängerung nach Südosten durch die Bergstraße möglich ist, wurde eine Linienführung an der südwestlichen Grenze des Jungfernstieges gewählt. Infolgedessen sind die beiden äußeren Drittel des Bauwerks nur wenige Meter von den beiden Häuserblocks zwischen Neuerwall und Alsterarkaden bzw. Reesendamm und Plan entfernt. Der Mittelteil fällt in das Gebiet des Alsterabflusses zwischen Binnenalster und Kleine Alster und somit der Reesendammbrücke, die diesen Abfluß im Zuge des Jungfernstieges überbrückt. Der Alsterabfluß, wie auch der zeitweise recht lebhaft abfließende Alsterschiffahrtverkehr, durfte während des Baues, noch später beeinträchtigt werden. Infolgedessen mußte der Tunnel genügend tief, d. h. unter der Alster und damit auch unter der Reesendammbrücke hindurchgeführt werden (s. Abb. 1). Die hierdurch bedingte Tiefenlage ergab eine Baugrubensohle, die rd. 11,50 m unter der Straßen-

oberfläche liegt. Da die Baugrube sich unmittelbar neben hohen Häusern befand, waren für diese infolge der Tiefe der Baugrube besondere Vor- und Schutzmaßnahmen notwendig.

Die Reesendammbrücke weist fünf Durchflußöffnungen auf; sie besteht aus einem älteren Teil aus dem Jahre 1843/44 und einer Verbreiterung zur Binnenalster hin aus dem Jahre 1899. Der Tunnelbau berührte nur den älteren Teil. Dieser bestand aus flachen Mauerwerk-

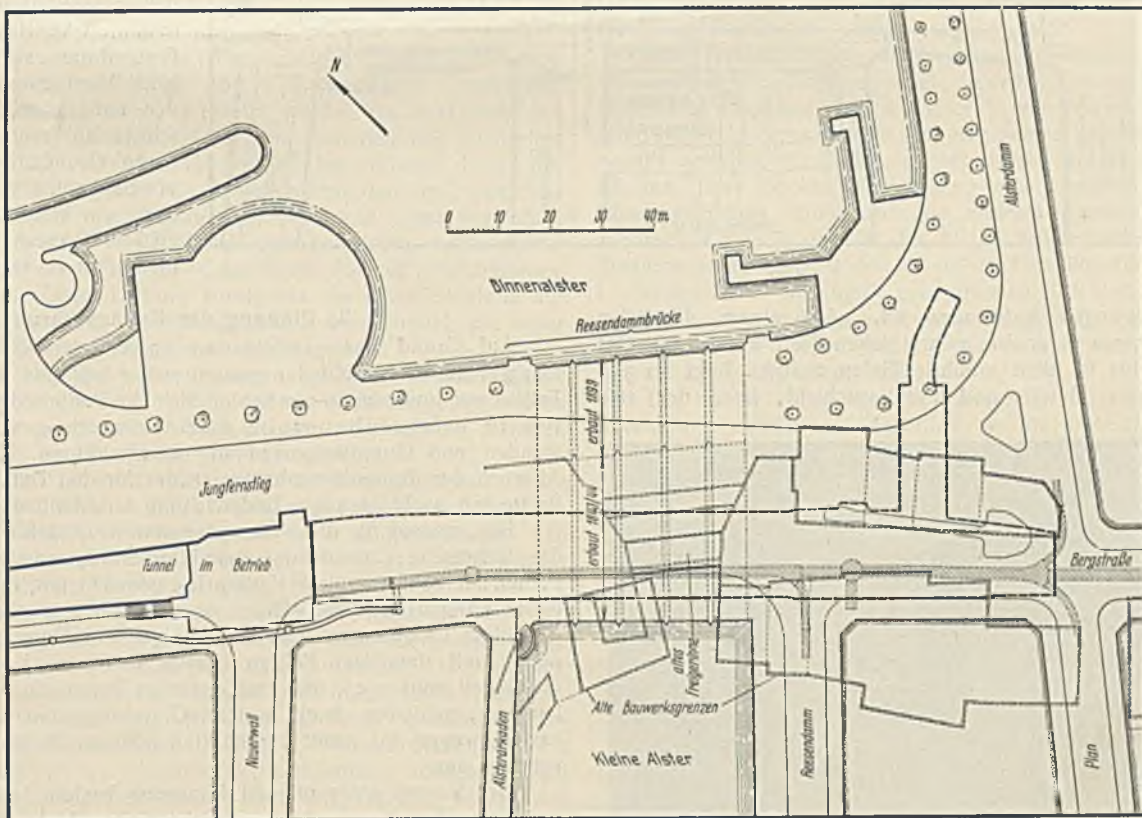


Abb. 2.

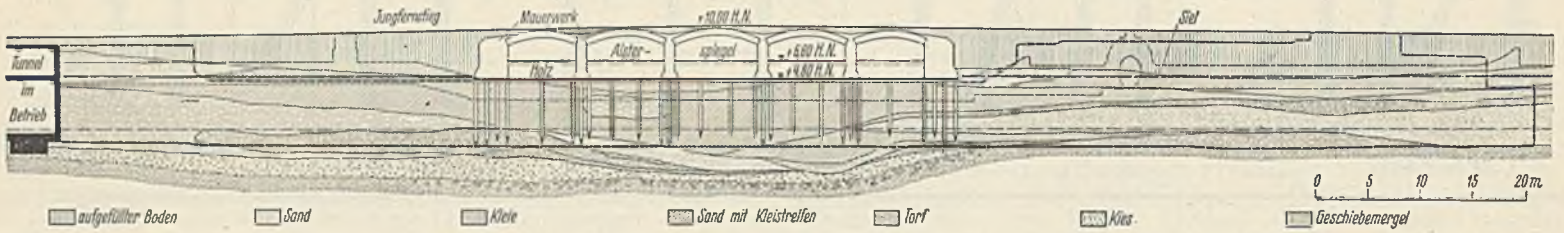


Abb. 3.

gewölben, die die Straße trugen und sich auf Mauerpfeiler abstützten; die Mauerpfeiler standen auf einem Holzrost mit hölzernen Rampaufpfehlern. In Höhe der Flußsohle befand sich unter der Brücke eine durchgehende Holzbohlung (vgl. Abb. 3).

Die bei dem Bau zu erwartenden Boden- und Wasserverhältnisse veranschaulicht Abb. 3, die auf Grund der vor Beginn des Baues

kiesige bis feinkörnige, stark druckwasserhaltige Sande befinden. Als dann folgen nach oben stark verworfene Schichten von Torf und Kleie, zum Teil miteinander vermischt. Diese mehrere Meter dicken Schichten enthalten Einsprengungen aus Sanden. Dann folgen die weicher tonigen Bestandteile eines alten Flußbettes bzw. die im Laufe der vergangenen Jahrhunderte in mehreren Absätzen künstlich eingebrachten Bodenschichten, die seit der Mitte des 13. Jahrhunderts zur Herstellung und Erweiterung des an dieser Stelle befindlichen Mühlendamms dienten. Abb. 3 gibt nur einen ungefähren Anhalt über diese Verhältnisse. In Wirklichkeit waren die Schichten räumlich stark verworfen, so daß die einzelnen Dicken der Schichten, wie auch ihre Beschaffenheit im Bereich der Baugrube, häufig wechselten.

Schon bei den Probebohrungen ergab sich, daß zahlreiche Hindernisse in Gestalt von altem Holz, Findlingen usw. sich im Boden befanden. Bekannt war, daß an der Stelle der heutigen Reesendammbücke und weiter südöstlich seit Mitte des 13. Jahrhunderts bis zum Hamburger Brand im Jahre 1842 sich eine Stauanlage mit Mühlenbetrieben befunden hatte. Alte Pläne zeigen, daß an der Stelle der heutigen Reesendammbücke das aus Holz gebaute Freigerinne sich befunden hatte. Nach Nordwesten anschließend standen einst eine, nach Südosten anschließend mehrere Wassermühlen, deren Grundstücksgrenzen gleichfalls vor Baubeginn bekannt waren. Demnach war von vornherein mit einer größeren Anzahl alter Bauwerkreste im Boden zu rechnen (Abb. 2).

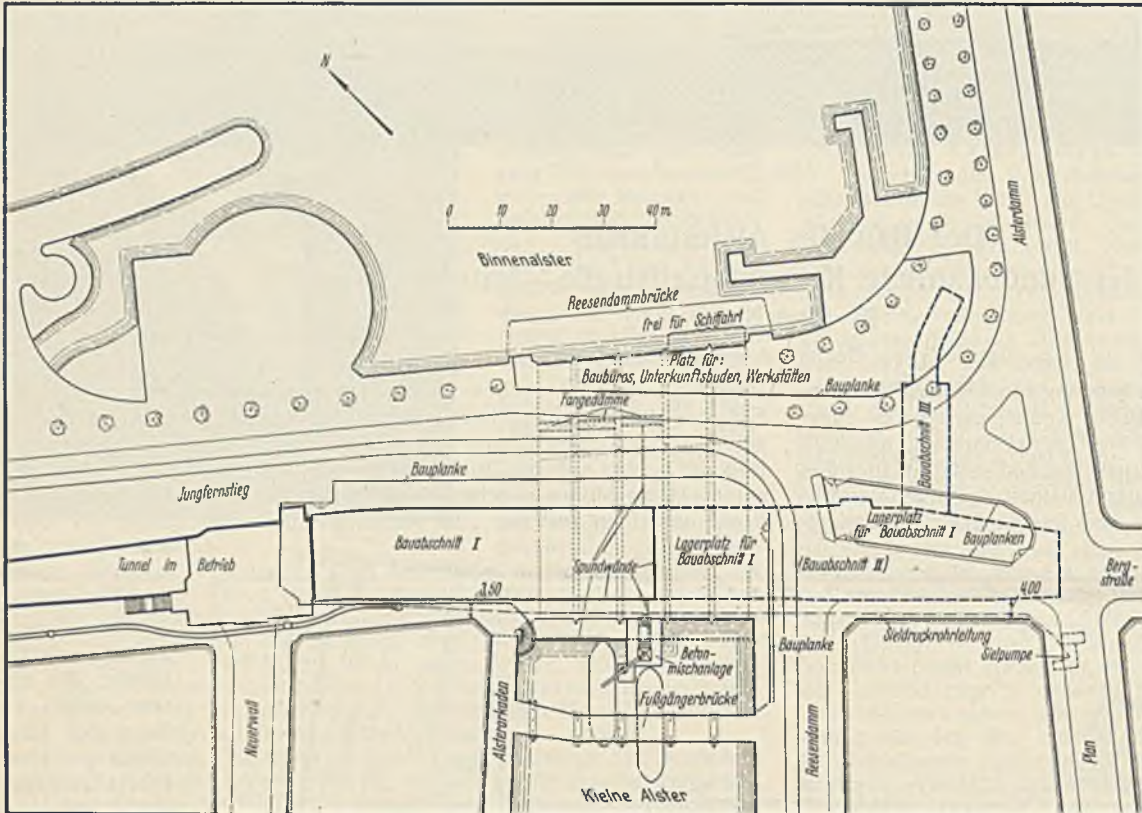


Abb. 4.

angestellten Probebohrungen entstanden ist. Auf einem diluvialen Geschiebemergel, der von einer durchschnittlichen Tiefe von 15 m unter Straßenoberkante an bis in nicht erbohrte Tiefen ansteht, liegt als alte Gletscherbachsohle eine Geröll- und Findlingschicht, über der sich

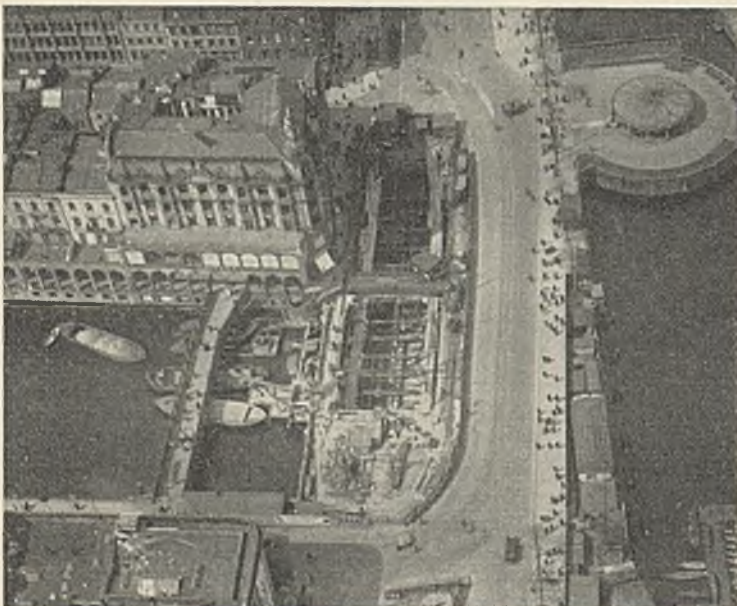


Abb. 5.

2. Planung der Bauausführung.

Auf Grund der geschilderten vorgefundenen Verhältnisse — die naturgemäß noch nicht den ganzen später während der Arbeit erkannten Tatbestand umfassen — entschloß sich die Bauleitung der Hochbahn, den Bau in offener Baugrube unter Verwendung von eisernen Spundwänden und Grundwassersenkung durchzuführen. Dies bedeutete den Abbruch der Reesendammbücke in der für den Tunnelbau erforderlichen Breite mit nachfolgendem Bodenaushub unterhalb der Brücke.

Bestimmend für diese Bauweise war hauptsächlich die Tatsache, daß die technische Entwicklung der eisernen Spundwände in den letzten beiden Jahrzehnten solche Fortschritte gemacht hat, daß man die erforderlichen Längen und Profilstärken ohne weiteres erhalten konnte, und daß vor allem Erfahrungen über ein erfolgreiches Durchrammen von Hindernissen mit derartigen Bohlen bereits vorlagen. Konnte man somit mit Gewißheit annehmen, daß eine derartige Rammung mit Erfolg durchführbar war, schied damit andere Gründungsarten, z. B. mittels Senk- kasten, wegen der damit verknüpften höheren Gefahren und Kosten ohne weiteres aus.

Der Vorteil einer offenen Baugrube besteht ja darin, daß alle Bauvorgänge ohne Verwendung von künstlichem Licht gut sichtbar und verhältnismäßig leicht zugänglich sind; es kam hinzu, daß der Boden von dem Untergrundbahnagger der Hamburger Hochbahn Aktiengesellschaft, der von den früheren Bauten noch zur Verfügung stand³⁾, unmittelbar entfernt werden konnte.

Der Bau mußte in zwei Abschnitten vorgesehen werden, da die Alsterschiffahrt, wie bereits bemerkt, nicht unterbrochen werden durfte (Abb. 4). Man legte daher die Grenze zwischen I. und II. Bauabschnitt annähernd in die Mitte des Mittelbogens, so daß während des I. Bau-

³⁾ Vgl. Bautechn. 1927, Heft 25.

abschnittes noch zwei alte Öffnungen für die Schifffahrt offen blieben, und während des II. Bauabschnittes zwei der inzwischen hergestellten neuen Öffnungen des I. Bauabschnittes für die Durchfahrt der Schifffahrt bereit sein konnten. Ein III. Bauabschnitt sollte die Herstellung des Fußgängertunnels von der Ecke Alsterdamm-Jungfernstieg unter der Fahrstraße des Jungfernstieges hindurch zum Bahntunnel umfassen.

Zugleich mit den Tunnelarbeiten sollte auf Wunsch des Hamburgischen Staates eine Verbesserung an einem Teil der stehengebliebenen Reesendammbrücke vorgenommen werden. Es handelte sich um den Teil der Reesendammbrücke, der aus dem Jahre 1843/44 stammt, und der, wie oben bereits erwähnt, in der Sohle eine Bohlenlage aufwies. Diese Bohlenlage verhinderte eine Vertiefung der Flußsohle, die wegen zunehmenden Tiefgangs der Alsterschiffe notwendig war. Da durch den Tunnelbau der größte Teil dieser Holzsohle ohnehin entfernt wurde, entschloß sich der Hamburgische Staat, die beiden noch verbleibenden Streifen seitlich des Tunnels gleichfalls zu entfernen und durch eine entsprechend tiefer eingebrachte Eisenbetonsohle zu ersetzen. Dies führte dazu, daß außer den die eigentliche Tunnelbaugrube umgrenzenden Spundwänden weiter außerhalb eine zweite durchlaufende Abschließung gegen das Alsterwasser zu ziehen war, so daß für die Sohlenvertiefung die entsprechenden Baugruben trocken gehalten werden konnten. Diese Zusatzarbeiten wurden der Hochbahn von dem Hamburgischen Staat übertragen.

Einen Grundriß der auf diese Weise entstehenden Baustellenanordnung für den I. Bauabschnitt — der II. Bauabschnitt war sinngemäß ähnlich eingerichtet — zeigen Abb. 4 u. 5. Auf Grund dieser Verhältnisse wurden die Arbeiten im Frühjahr 1931 unter einer Anzahl leistungsfähiger Firmen ausgeschrieben. Nach längeren Verhandlungen, die in Einzelheiten einige Abänderungen brachten, im großen und ganzen aber die von der Hochbahn vorgesehene Bauausführung anerkannten, wurden die Arbeiten den drei Firmen Siemens Bauunion G. m. b. H. Kom. Ges. Berlin, Zweigniederlassung Hamburg, Philipp Holzmann AG, Zweigniederlassung Hamburg und Paul Thiele AG, Hamburg, als gemeinsam unter dem Namen „Arbeitsgemeinschaft Alstertunnel“ haftenden Unternehmern, übertragen.

3. Bauvorgang.

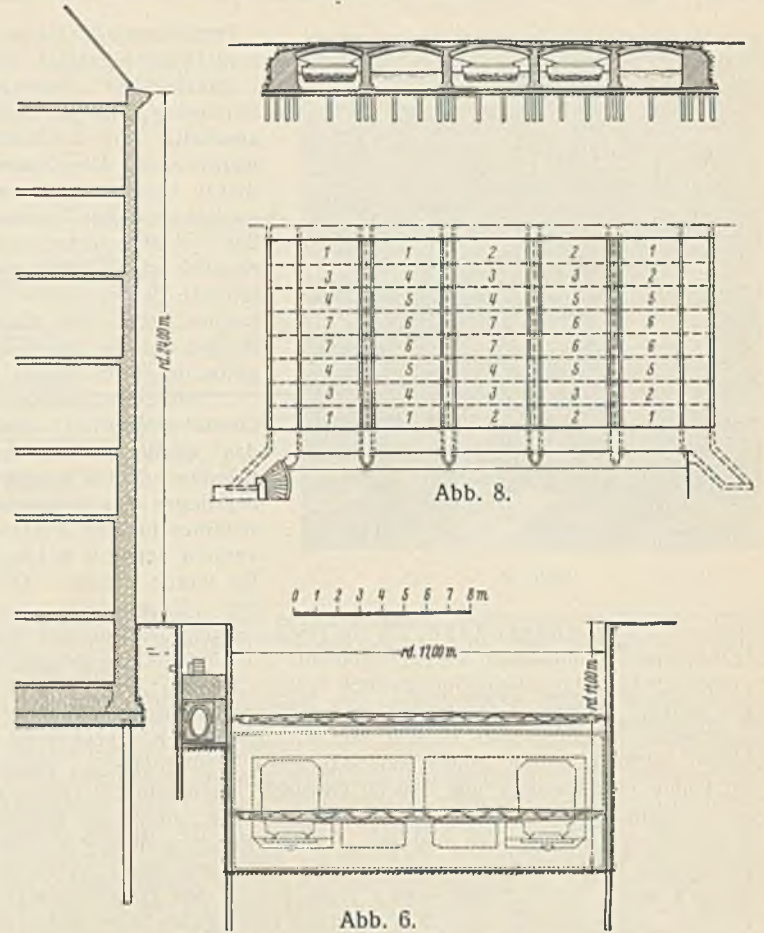
Dem eigentlichen Tunnelbau gingen, wie üblich, die notwendigen Leitungsumlegungen und die Arbeiten für die Umlenkung des Verkehrs der Straße und der Alster voraus. Art, Umfang und Zeitplan dieser Arbeiten wurden vorher in eingehenden Besprechungen mit den zuständigen Behörden und Leitungsgesellschaften festgelegt.

Zu den Leitungsumlegungen ist zu erwähnen, daß das im Zuge des Tunnels liegende Hauptsiel (vgl. Abb. 2 u. 3) zunächst behelfsmäßig durch eine Druckrohrleitung (Abb. 4) ersetzt wurde, die, zusammen mit anderen Leitungen, über den stehengebliebenen schmalen Brückenstreifen zwischen Tunnel und Kl. Alster geführt wurde. Sie verband die an der Ecke Bergstraße und Plan liegende alte Sielleitung mit dem im Zusammenhang mit dem Tunnelbau neuhergestellten Siel im Jungfernstieg, Ecke Neuerwall. Das Sielwasser wurde durch eine besondere, unterirdische Pumpenanlage, die für diesen Zweck in der Straße Plan eingebaut worden war, hinübergedrückt. Diese Leitung wurde bis zur Inbetriebnahme der endgültigen, neuzuerbauenden Sielleitung neben dem Tunnel, die unter der Alster als Eisenrohrdrücker vorgesehen war, benutzt.

Der größte Teil der Leitungsumlegungen fand im II. Bauabschnitt statt, und zwar zwischen den Straßen Reesendamm und Plan. Hier mußten alle Versorgungsleitungen, besonders auch das neu zu erbauende, ziemlich tief liegende Siel, dicht an die Häuser herangelegt werden.

Zum Schutze der Häuser wurde dicht vor ihnen noch eine zweite Spundwand geschlagen. Das zu tiefst liegende Siel wurde im bewehrten Beton zwischen die beiden eisernen Spundwände eingebettet, so daß gleichsam ein fester Fangedamm als Stütze der Häuser geschaffen wurde; darüber wurden die übrigen Leitungen gelegt (Abb. 6).

An Verkehrsumlegungen war zunächst die Schaffung eines Ersatzes für den Fußweg auf der südwestlichen Brückenseite notwendig. Hierfür wurde eine besondere Hilfsbrücke über die Kleine Alster gebaut, deren aus Holzbohlen bestehende Gehbahn auf Eisenträgern und eingerammten Holzpfählen ruhte (vgl. Abb. 4 u. 9). Diese einzelnen Tragjoche waren gegen Schiffstöße durch Dalben und Streichbalken gesichert (Abb. 9). Der Fuhrwerkverkehr einschließlich Straßenbahn konnte, ähnlich wie in den früheren Bauabschnitten auf dem Jungfernstieg, infolge der ausreichenden Breite dieser Straße zur Binnenalster hin verschoben werden, so daß genügend Platz für die Baustelle geschaffen werden konnte. Für den II. Bauabschnitt mußten die aus dem Reesendamm kommenden Straßenbahnen und Fuhrwerke über eine Hilfsbrücke quer über die Tunnelbaugrube geführt werden (Abb. 7). Die Konstruktion dieser Hilfsbrücke bestand aus I-Trägern, die auf eingerammten, in den Querrichtungen genügend miteinander verankerten und versteiften Breitflanschträgern als Stützen ruhten. Der größte Teil des Einbaues dieser tragenden Teile mußte wegen Aufrechterhaltung des Straßenbahnverkehrs in den nächtlichen Betriebspausen vorgenommen werden. Die Stützen wurden beim



Aufbau des Tunnels stückweise, entsprechend dem Baufortschritt, unter Umsteifen abgeschnitten.

Die für den Bau erforderlichen Lagerplätze, die Betonmischanlage, Werkstätten, Magazine, Baubüros, Arbeiterbuden usw. wurden gemäß Abb. 4 untergebracht.

Nach Ausführung dieser Vorarbeiten wurde mit den eigentlichen Tunnelbauarbeiten begonnen. Zunächst wurde die Reesendammbrücke in der erforderlichen Breite abgebrochen. Der Bauschutt wurde unmittelbar in jeweils darunter eingeführte Schuten geworfen. Da, wie bereits erwähnt, die Fahrbahn der Brücke auf flachen Gewölben ruhte, mußten diese zwecks Vermeidung einseitigen Gewölbeschubes gleich über sämtlichen fünf Öffnungen entfernt werden. Andererseits mußten mindestens zwei Bogen für den Alsterschiffahrtverkehr ständig freibleiben. Dadurch ergab sich für den Ablauf des Gewölbeabbruches ein mehrfaches Umwechseln der in Angriff genommenen Brückenbogen (vgl. Abb. 8).

Nach Beseitigung der Gewölbe wurden die Durchfahröffnungen des II. Bauabschnittes mit I-Trägern und starken Bohlen wieder eingedeckt, um als Lagerplatz zu dienen.

Die oberhalb des Wassers bleibenden Teile der Pfeiler des I. Bauabschnittes wurden im Anschluß an die Gewölbe sogleich beseitigt, während der Rest der Pfeiler erst nach Entfernung des Alsterwassers, d. h. nach Fertigstellung der äußeren Spundwandumrahmung, entfernt wurde.

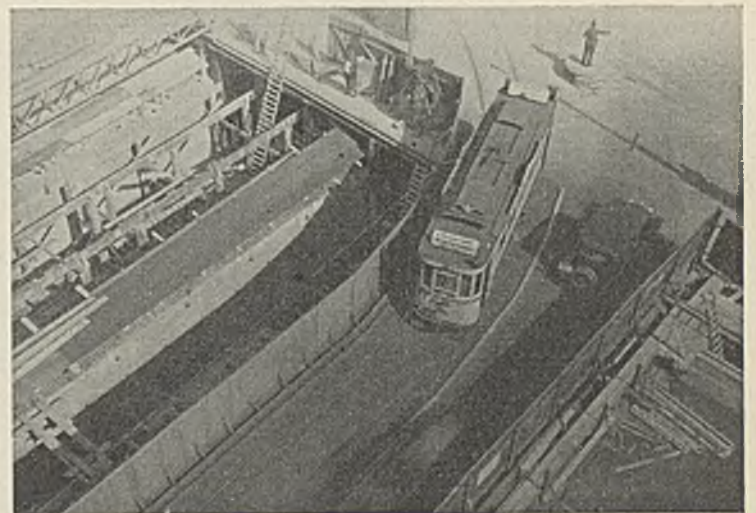


Abb. 7.



Abb. 9.

Der Abbruch des Pfeilermauerwerkes geschah im I. Bauabschnitt mittels Sprengung, im II. Bauabschnitt mit Preßluftwerkzeugen. Die Kosten dieser beiden Verfahren stellten sich nach Aussage der Unternehmerfirma ziemlich gleich. Der anfallende Schutt wurde in beiden Fällen von dem Bagger, der über der Baugrube lief, fortgeräumt.

Nach Beendigung des Gewölbeabbruches und des damit verknüpften Schutenverkehrs konnten die Bogen des I. Bauabschnittes für den Wasser- verkehr entbehrt werden. Es wurde alsdann mit der Rammung der

äußeren Umfassungswände, die zur Trockenlegung der Baugrube der Sohlenvertiefung notwendig waren, begonnen. Zur Verwendung gelangten in der Kleinen Alster eiserne Spundwände System „Larsen“, Profil I und II, rd. 7 m lang, die an die Querspundwand der Tunnelbaugrube, der Trennwand zwischen Bauabschnitt I und II, anzuschließen hatten. Diese Bohlen wurden größtenteils mit einem amerikanischen Preßlufthammer, einem sog. Union-Pile-Hammer von 390 kg Gewicht, niedergebracht (Abb. 9). Nur an bestimmten Stellen, besonders an den Ecken, mußte der für die Haupttrammung vorgesehene schwere „Demag“-Rammhammer R 20 (Gesamtgewicht 3 t) zu Hilfe genommen werden. Wie man dabei vermutete und sich später herausstellte, waren diese Bohlen auf Holzhindernisse gestoßen. Die Rammung unter dem schmalen stehengebliebenen Brückenbogen in der Kleinen Alster gestaltete sich mit Rücksicht auf die zur Verfügung stehende geringe Freihöhe verhältnismäßig schwierig, zumal der Untergrund offenbar mit starken Hindernissen durchsetzt war.

Die Rammung der Querspundwand im nordöstlichen Teil unter der vorhandenen Brücke wurde mit Stahlbohlen, System Krupp, ausgeführt. Dieses System, das bekanntlich ein getrenntes stabförmiges Schloß aufweist, eignete sich für diese Rammung deshalb gut, weil man die Schösser zerschneiden und stückweise einziehen konnte, und sich somit das Einfädeln der einzelnen Bohlen unter dem Brückenbogen einfacher gestaltete. Die Bohlen mußten zunächst mit Hilfe von Winden durch die oberen weichen Bodenschichten hindurchgedrückt werden, bevor genügende Höhe zum Aufsetzen des Rammhammers geschaffen war. Diese Querspundwand schloß an einen Fangedamm im Mittelbogen an. Weitere Fangedämme schlossen die beiden anderen nach Nordwesten folgenden Brückendurchfahrten ab. Diese Fangedämme bestanden aus zwei Reihen von Holzspundwänden mit dazwischengestampftem Sand. Die Holzbohlen wurden mit einem schweren „Ingersoll“-Handpreßlufthammer (Abb. 10) eingetrieben.

Nach Entfernung der schweren bis zu 10 cm dicken Bohlen aus der Sohle des Mittelbogens durch einen Taucher wurde die Querspundwand für die Tunnelbaugrube, die Trennwand zwischen I. und II. Bauabschnitt, als Probestrecke gerammt. Zur Verwendung gelangten eiserne Spundwände System „Hoesch“, Profil III und IV. Da keinerlei Unterschiede



Abb. 10.

in der Rammung zwischen Profil III und IV zu erkennen waren, entschied man sich, für die weitere Rammung Profil III zu verwenden. Sobald diese Bohlen eingetroffen waren, wurde die Rammung der beiden Längsseiten vorgenommen, nachdem inzwischen die äußeren Baugrubenumschließungen fertiggestellt und das Alsterwasser aus dem umschlossenen Raum ausgepumpt worden war. Im II. Bauabschnitt wurde aus besonderen Gründen Profil IV gerammt.

Die Bohlen wurden so lang gewählt, daß sie bis in den festen Mergel unterhalb der Geröllschicht (s. S. 716) reichten, d. h. bis etwa -7 HN. Ihre Oberkante sollte über dem höchsten Alsterhochwasser stehen, auf

+ 7,50 HN. Die Bohlen waren demnach 14,50 m lang. Einige Bohlen waren zwecks Tragen des Baggergleises um 2 m länger, also 16,50 m lang.

Als Rammgerät war von der Bauleitung die Verwendung eines schweren, schnellschlagenden Rammhammers, wie z. B. „Demag“-Rammhammer R 20, 3 t Gesamtgewicht und 240 Schläge/min, vorgeschrieben (Abb. 11). Dies geschah auf Grund der anderweitig damit gemachten günstigen Erfahrungen im Durchrammen von schweren Bodenhindernissen und in geringen Erschütterungseinflüssen für die Nachbarschaft.

Diese Erfahrungen sind in vollem Umfange erneut bestätigt und vervollständigt worden (s. auch S. 721 ff.).

Der Erdaushub wurde, wie bereits bei den früheren Hochbahnbauten, durch den elektrisch betriebenen Hochbagger bewirkt. Mit Rücksicht auf die gewählte Aussteifung der Baugrube ohne Mittelstützen (vgl. unten) hatte die Hochbahn auch für den Bagger eine fahrbare Bühne gebaut, die die ganze Breite der Baugrube von 17,5 m überspannte. Diese Bühne besteht aus zwei nebeneinander liegenden Breitflanschträgern P 80 (Abb. 13 u. 14). Der Erdaushub gestaltete sich, wie seinerzeit im Jungfernstieg, schwierig und zeitraubend, da auch hier sich zahlreiche Grundwerke von Bauwerken vergangener Jahrhunderte befanden. Wenngleich man, wie oben erwähnt, mit einem gewissen Teil derartiger Bauwerke schon gerechnet hatte, so stellte doch die Wirklichkeit diese Erwartungen weit in den Schatten, besonders deshalb, weil sich darunter Reste von Bauwerken befanden, deren einstmaliges Bestehen bislang völlig unbekannt war. Die Beseitigung erforderte einen erheblichen Mehraufwand an Arbeit, die allerdings durch die Mithilfe des Baggers wesentlich erleichtert werden konnte. Eine Übersicht über die angetroffenen Hindernisse geben Abb. 12 u. 13.

Eine zusammenfassende Darstellung dieser Funde, sowie ihre bauliche und geschichtliche Deutung und Wertung wird an anderer Stelle noch zu geben sein.

Soweit es sich um senkrecht stehende alte hölzerne Rammfähle handelte, wurden diese bei größerer Länge nicht ausgezogen, sondern abgeschnitten, um bei der im einzelnen unklaren Beschaffenheit des Untergrundes nicht unnötige Grundwasserquellen zu öffnen.

Nach Erreichung des Grundwasserspiegels, etwa in Höhe von + 5,50 HN, wurden vor der Abschlußwand des bereits fertiggestellten Bauwerks vor dem Neuerwall zunächst zwei Tiefpumpenbrunnen in Betrieb gesetzt, die die nötige Vorabsenkung schufen, in deren Schutz dann die ersten Brunnen der endgültigen Grundwasserhaltung nebst Pumpenanlage in der erforderlichen Tiefe angelegt werden konnte. Der weitere Einbau von Brunnen und der Saugleitung bereitete danach keine Schwierigkeiten mehr (Abb. 12). Die Saugleitung lag auf rd. + 1,0 HN, die Brunnen wurden zwecks genügend großer Ausnutzung bis etwa - 9,0 HN gebohrt, d. h. also mindestens 4 m im Mergel. Das Filterrohr eines Brunnens hatte einen Durchmesser von 150 mm, der äußere Kiesfilter von 300 mm. Die vollständige Grundwasserhaltung umfaßte jeweils 12 bis 14 Brunnen in jedem Bauabschnitt.

An Stelle der ursprünglich vorgesehenen Aussteifung in Holz mit gerammten Mittelstützen wurde auf Vorschlag der Unternehmerfirmen eine Aussteifung ohne Mittelstützen aus eisernen Fachwerkträgern eingebaut. Bei einer durchschnittlichen Tiefe der Baugrube von rd. 11,5 m waren zwei Steifenlagen erforderlich mit einem waagerechten Steifen-

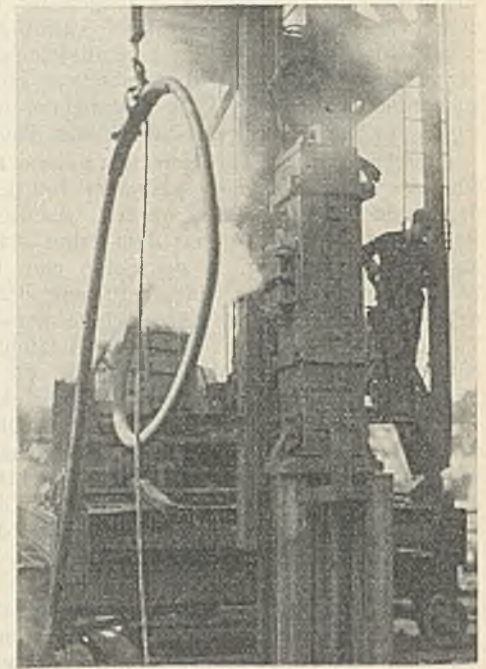


Abb. 11.

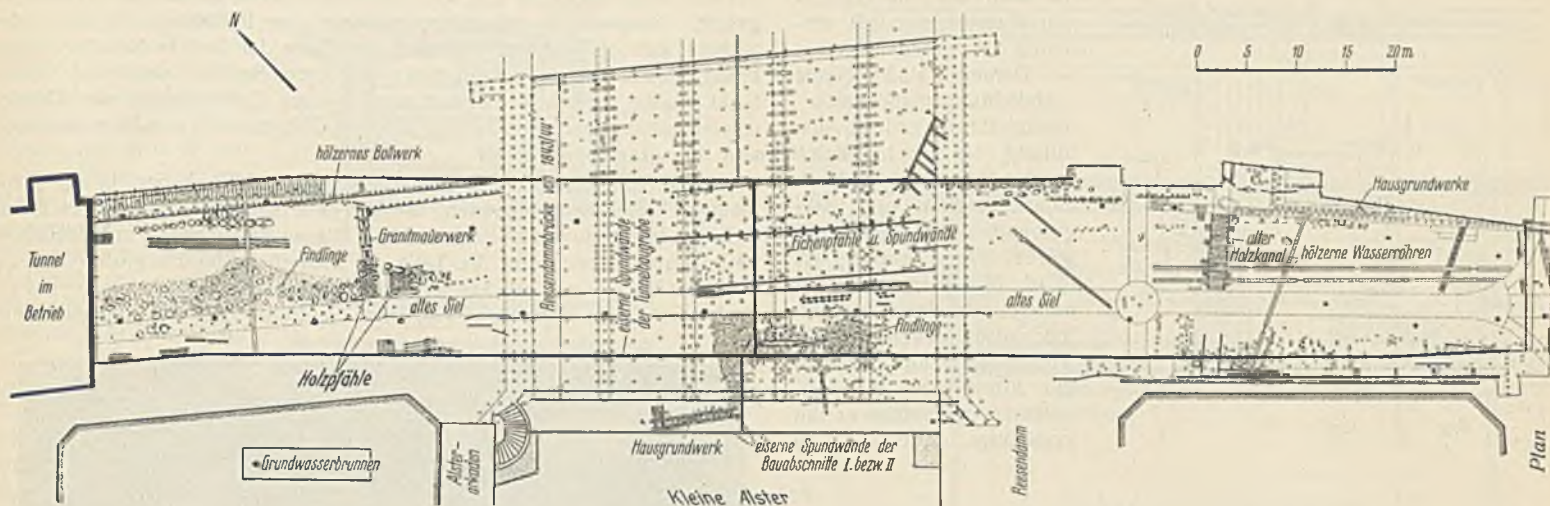


Abb. 12.

abstände von rd. 4,5 m. Der Höhe nach wurden sie eben über der Sohle bzw. den Decken angeordnet, so daß beim späteren Aufbau des Tunnels diese Bauglieder die jeweilige Steifenlage ersetzen und diese entfernt werden konnten. Die Steifen bestanden aus geschweißten Gitterträgern, deren Konstruktionsweise aus Abb. 6 u. 14 hervorgeht. Durch Kopfbänder

stellen kein gewachsener Boden anstand, sondern ein ehemaliger, später ausgefüllter Mühlenkolk, der sich bis in große Tiefe, fast bis zur Tunnelsohle, hinzog.

Dieser Kolk ist offenbar vor Jahrhunderten unter Einwirkung des durch das Freigerinne schießenden Wassers an der Unterwasserseite des Mühlendamms entstanden und nachträglich durch Steine, Holzwerk, Pfähle, Bauschutt und alle möglichen Bodenarten angefüllt und daraufhin abgedeckt worden, so daß sich keine wirklich dichte Bodenablagerung in diesem Bereich bilden konnte. Während die Spundwand der Tunnelbaugrube tief genug reichte, um den Kolk zu durchschneiden, war dies mit der verhältnismäßig kurzen Außenspundwand in der Kleinen Alster nicht der Fall. Somit war die Möglichkeit einer Verbindung zwischen Kleiner Alster unter der Außenspundwand und durch die Spundwandöffnungen der Tunnelbaugrube gegeben.

Die Abdichtungsarbeiten erforderten jeweils mehrere Wochen Zeit. Besonders erwähnenswert ist die Abdichtungsweise im II. Bauabschnitt, zumal hier die Schadenursachen klar erkannt werden konnten. Nachdem das Wasser in die Baugrube eingedrungen war, ergaben die genauen Untersuchungen folgendes Bild (vgl. Abb. 15). Im Innern der Baugrube vor der Schloßöffnung, die in Höhe der Baugrubensohle etwa 35 cm weit klappte, befand sich ein etwa 2,20 m tiefer, etwa halbkreisförmiger Kolk *a*. Unmittelbar hinter der Spundwandöffnung war ein mehrere Kubikmeter umfassender Hohlraum *b*. An der Außenspundwand in der Kleinen Alster war ein 4,70 m tiefer Einlauftrichter *c*, der sich noch unter die Spundwandunterkante *d*, auf + 0,5, hinzog. Zwischen dieser Einlaufstelle und dem obenerwähnten Hohlraum an der Tunnelspundwand befanden sich im Untergrund, in verschiedener Höhe — dem erwähnten Durcheinander der Bodenverhältnisse entsprechend — gleichfalls zahlreiche Hohlräume *e*, wie durch Niederreiben von Stangen festgestellt wurde. Hierdurch war



Abb. 13.

an den Enden der Steifen war die Knicksicherheit der Stützen erhöht. Das verbindende Glied zwischen Spundwand und Steifen bildete ein Randträger, der auf Konsolen lagerte, die an den Spundbohlen angeschweißt waren. Die nötige Vorspannung wurde durch Keile bewirkt, die zwischen den einzelnen Spundbohlen und dem Randträger aus Eichenholz, zwischen Randträger und Steife aus Eisen bestanden. Der aus den Querwänden an den Baugrubenenden rechnermäßig auftretende Schub wurde durch Sprengwerke, gleichfalls aus Eisenfachwerkstreben bestehend, auf die Längswände übertragen. Im einzelnen wurde hierbei die Druckübertragung zwischen Randträger und Spundwand durch waagerechte eiserne Blechstücke bewirkt, die in die tiefliegenden Spundwandwellen eingriffen und mit der Spundwand verschweißt waren.

Diese Aussteifungsweise hat sich in vollem Umfange bewährt.

Während des Bodenaushubes traten von der Seite der Kleinen Alster her zwei Wassereintrüche ein, je einer im I. und II. Bauabschnitt; man mußte die Baugrube jeweils volllaufen lassen, und die Ursachen konnten erst durch umfangreiche Maßnahmen beseitigt werden. Die Veranlassung war jedesmal eine Schloßöffnung in Verbindung mit einigen weiteren unglücklichen Umständen. Hierbei war wesentlich, was allerdings erst bei dem Einbruch im II. Bauabschnitt klar erkannt wurde, daß an den beiden, dicht beieinander liegenden Einbruch-

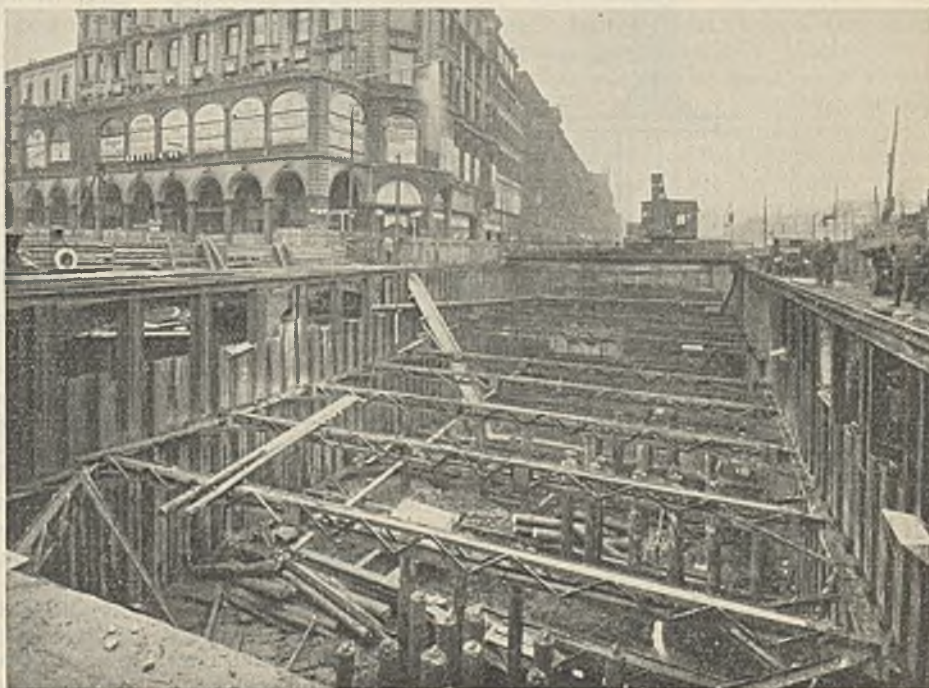
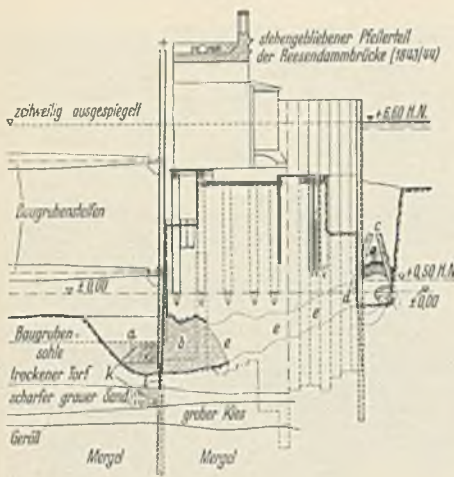


Abb. 14.



der Lauf des eingedrungenen Wassers ziemlich eindeutig zu erkennen.

Daraufhin sind folgende Abdichtungsmaßnahmen durchgeführt worden: Ausfüllung des Hohlraumes *b* durch Beton, der durch einen Taucher vom Baugrubeninnen eingebracht wurde. Dem Taucher, der in rd. 8 m Wassertiefe arbeitete, und daher nur fühlen, nicht sehen konnte, wurde der Beton erdfreucht in Jutesäcken hinuntergelassen, woraufhin er ihn vorsichtig entleerte und

auf die Tunnelabdichtung und das Brückenbauwerk waren die Meinungen geteilt. Man einigte sich dahin, nachdem eine Proberammung mit Holzpfählen sich als verfehlt erwiesen hatte, da der Torf in Schollen hochbrach, diesen ganz herauszunehmen und durch Sand zu ersetzen. Dieser Sand wurde mehrfach eingeschlämmt, unter Zuhilfenahme der Grundwassersenkung, und zum Schluß mit einem schweren Union-Rammhammer von 3 t zusammengerammt.

Im II. Bauabschnitt war gleichfalls Torf und Kleiboden in der planmäßigen Tiefenlage vorhanden, der sich indessen stellenweise wesentlich tiefer als im I. Bauabschnitt erstreckte. Diesen Boden völlig zu beseitigen, verbot mit Rücksicht auf die Tiefe die Sicherheit der Baugrube. Bis zu einer Tiefenlage von rd. 1,50 m unter planmäßiger Sohle wurde, soweit Torf oder Kleie vorhanden war, dieser entfernt und entsprechend dem

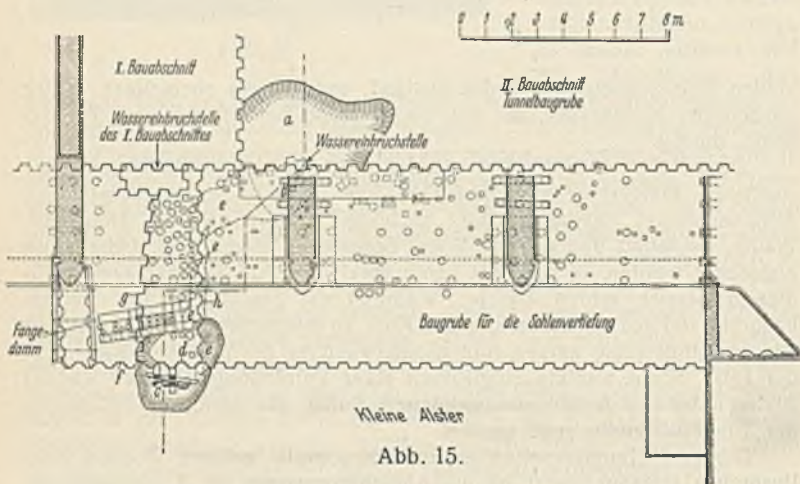


Abb. 15.

ausbreitete. Nach 6 Tagen war die Arbeit beendet. Der Beton erwies sich später nach dem Auspumpen als völlig dicht und fest. Außerdem wurde die zu kurze Spundwand in der Kleinen Alster *d* durch eine tiefergehende (bis -5,0 HN) ersetzt *f*. Überdies wurde als zusätzliche Flankensicherung die Querspundwand *g*, der zahlreichen alten Pfähle wegen, zum großen Teil aus Paßbohlen bestehend, geschlagen, da die vorhandene Querspundwand *h* ebenfalls nicht tief genug war.

Ferner wurden die sonstigen Hohlräume *e* weitgehend durch Zementmörtelbefüllungen und -eindrückungen geschlossen. Der Kolk *a* wurde zunächst durch Einschlagen von kurzen Spundbohlen *i* vor der Schloß-

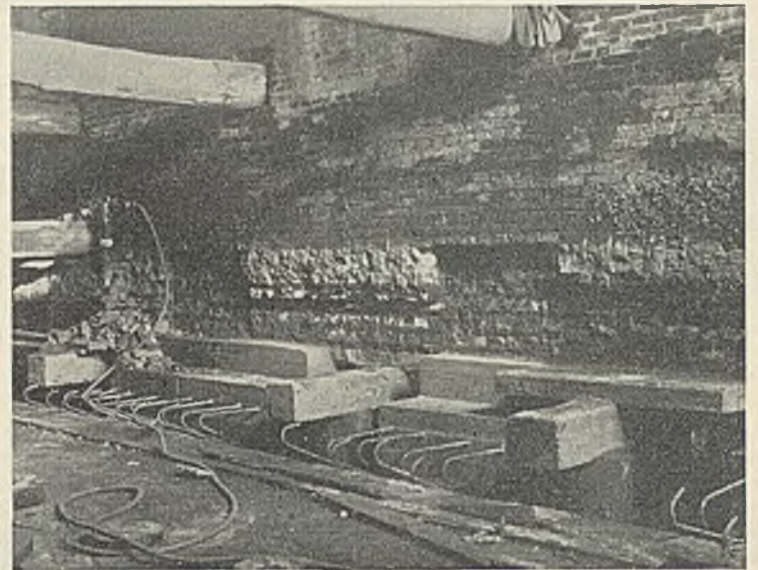


Abb. 17.

I. Bauabschnitt durch Sand, der eingeschlämmt und abgerammt wurde, ersetzt. Auf diese Weise verblieb in der Tiefe nur eine kleine Kleilnse.

Bevor auf die Aufbauarbeiten eingegangen wird, soll über die Sohlenvertiefungsarbeiten berichtet werden. Diese konnten in Angriff genommen werden, sobald die äußere Baugrubenumschließung fertiggestellt war, die (vgl. oben) in der Kleinen Alster aus einer eisernen Spundwand, nach der Binnentalster zu aus Fangedämmen zwischen den Brückenpfeilern bestand.

Die Aufgabe bestand darin, die obenerwähnte hölzerne Brückensohle zu entfernen und, 40 cm tiefer, eine neue Sohle aus Eisenbeton ein-

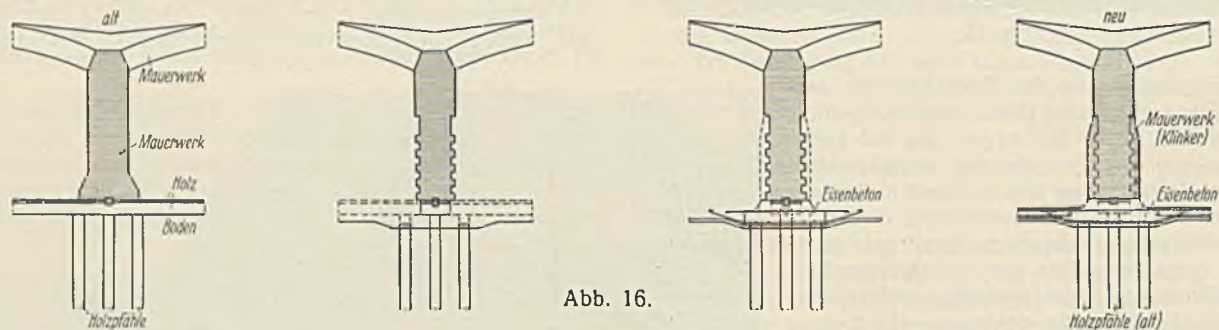


Abb. 16.

öffnung, was der Taucher mittels Preßluft ausführte, gesichert. Überdies wurde er mit Sand ausgefüllt, und dieser, wie auch der über der Mergelschicht anstehende, noch unberührte Sand vor der Schloßöffnung *k* chemisch verfestigt.

Diese Maßnahmen führten zu einem vollen Erfolg, d. h. zu völliger Abdichtung, und machten das Rammen von tiefreichenden Spundwandkästen außerhalb der Tunnelspundwand um die Einbruchstelle herum überflüssig.

Besondere Erörterungen erstreckten sich auf die Art der Gründung des Tunnels.

Nachdem man im I. Bauabschnitt bis zur planmäßigen Tiefe ausgeschachtet hatte, stellte man, was schon durch Probebohrungen erwartet werden konnte, an Ort und Stelle fest, daß im Bereich des Tunnelteils unter der Reesendammbücke stichfester Torf anstand, und zwar in Dicken von 0,60 bis 1,50 m. Über die Tragfähigkeit dieser Schicht im Hinblick auf die allseitig von tiefreichenden Spundwänden umschlossene Baugrube und die Bedeutung der u. U. zu erwartenden Setzbewegungen

zufügen. Dies bedeutete, da auch die Holme und Pfahlköpfe der die Pfeiler tragenden Roste zu hoch lagen, zugleich ein Unterfangen der Pfeiler unter Beibehaltung der im Boden steckenden tragenden Rundholzpfähle. Den Arbeitsgang schildern Abb. 16 u. 17.

Die Arbeiten begannen mit der Unterfangung der Pfeiler, und zwar, wie auch bei Unterfangungen von Hauswänden üblich, streifenweise mit versetzten Arbeitstellen. Nach Fertigstellung der Unterfangung wurde die neue Sohle eingezogen, und die Pfeiler wurden nach dem neuen Querschnittsentwurf mit Wasserbauklinkern verblendet.

Nach Beendigung der Folgen der Wassereintrüche und Beendigung der Gründungsarbeiten im Tunnelbereich stand dem Aufbau nichts mehr im Wege.

Die Tunnelkonstruktion war nach denselben Grundsätzen, wie sie für die übrigen Haltestellen dieser Linie Gültigkeit haben, entworfen worden. Lediglich die Tatsache, daß der Tunnel mit der Reesendammbücke, einem dem Hamburgischen Staat gehörigen Bauwerk, zusammenhängt, führte zu bestimmten Konstruktionseigenheiten des Bauwerks.

Obwohl anfänglich eine Zeit lang die Meinung herrschte, der Tunnelkörper sei grundsätzlich oder aus konstruktiven Gründen von dem Baukörper der Brücke zu trennen, ergaben nähere Untersuchungen, daß eine grundsätzliche Trennung nicht erforderlich, und daß auch aus konstruktiven Gründen, nämlich mit Rücksicht auf eine sichere Asphaltappendichtung, eine Trennung nicht ratsam war. Infolgedessen wurde der Tunnel als Grundwerk für die darüberliegende Brücke ausgebildet.

Dies ergab einige konstruktive Eigenheiten. Bekanntlich muß eine Asphaltappendichtung, um beständig wasserdicht zu sein, dauernd fest eingespannt sein. Es galt daher zu verhindern, daß entweder durch Bewegungen der Bauwerkskörper gegeneinander oder durch übermäßigen Druck der Brückenpfeiler die Dichtung zerstört würde. Daher umgab man die Dichtung des Tunnelteils unter der Reesendammbücke mit einer Eisenbetonschicht, die wie ein festgefügter Panzerring sich um die Isolierung legt. Da im Hinblick auf die flache Gründung des Tunnels gegenüber den beiden auf Pfahlrost stehenden, alten Brückenteilen eine gegenseitige Bewegung sowohl während des Baues als auch vielleicht nach seiner Beendigung möglich erschien, fügte man, um ein gegenseitiges Gleiten zu erleichtern, zwischen den Tunnelwänden und den stehengebliebenen Brückenteilen Gleitflächen ein (vgl. Abb. 18). Der Tunnel wird dadurch in die Lage versetzt, zwischen den stehengebliebenen Brückenteilen sich auf- und abwärts bewegen zu können, ohne daß seine Isolierung Schaden leidet, da diese infolge ihrer festen Umschnürung durch die Eisenbetonschutzschicht die Bewegungen des Tunnels mitmachen muß.

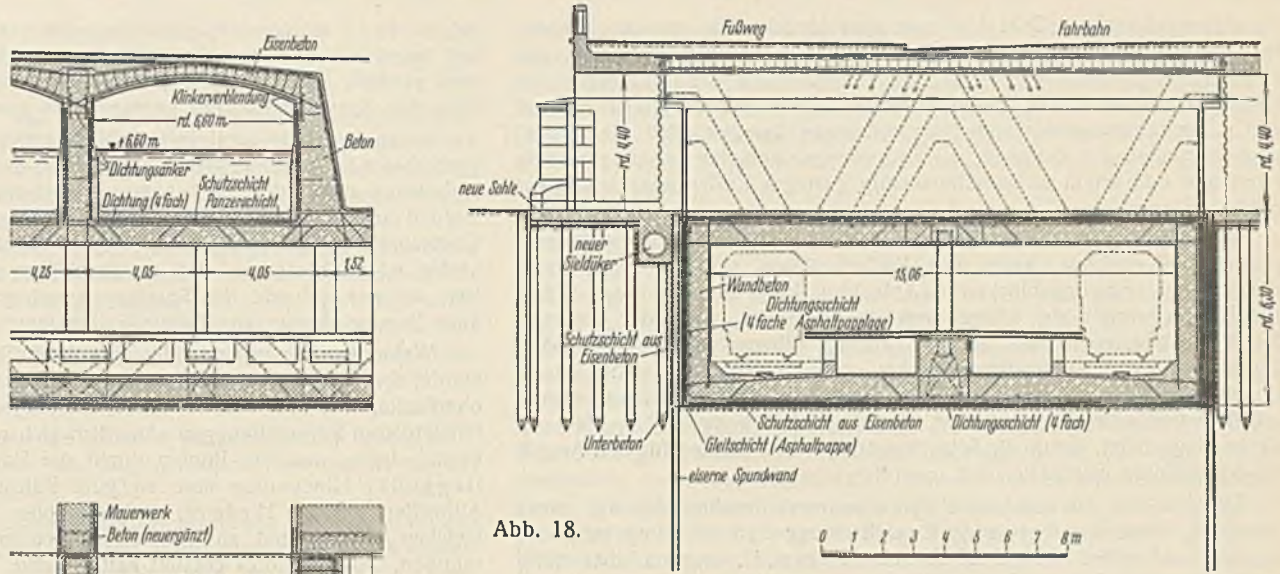
Ebenso ergab die nähere Durchkonstruktion der Isolierausbildung an den Pfeilern, die Isolierung nicht unter den Brückenpfeilern hindurchzuführen, da die Pressung zu groß geworden und an anderen Stellen die Gefahr einer teilweisen Entspannung bei den elastischen Bewegungen des Bauwerks nicht ausgeschlossen gewesen wäre. Es wurde daher die Ausführung gewählt, daß die Isolierung von der Tunneldecke sich an den Betonpfeilern hochziehen sollte. Infolgedessen wurden die tragenden Kerne der Brückenpfeiler mit der Tunneldecke zu einem einheitlichen Baukörper vereinigt. An den Pfeilern wurde die Isolierung auf Vorschlag der ausführenden Firma durch besonders ausgebildete Anker gegen eine Entspannung gesichert (vgl. Abb. 18).

Sämtliche Dichtungsflächen im Brückenbereich bestehen aus einer vierfachen Lage von, wie im Untergrundbahnbau üblich, getränkten Wollfilzpappen mit Asphaltbitumenanstrichen. Die Dichtungsflächen in den Sohlen der Brückenöffnungen, die zugleich die Dichtung der Tunneldecke darstellen, wurden gegen Beschädigung vom Wasser her durch eine schwere Panzerschicht geschützt. Diese Panzerschicht besteht aus dicht nebeneinander gelegten Eisenbahnschienen, die vom Beton umhüllt sind (vgl. Abb. 18). Wegen der elastischen Bewegungen des Bauwerks wurde diese Panzerschicht nicht fest mit der aufgehenden Schutzschicht der Pfeiler verbunden, sondern sie stößt stumpf in einer Arbeitsfuge dagegen.

Da zu erwarten stand — was durch die Ausführung bestätigt wurde —, daß die größten Setzungen der Bauwerkskörper noch während der Bauausführung unter gesenktem Grundwasserstand auftraten, wurde von vornherein vorgesehen, die Dichtung erst dann mit der der jeweils schon fertiggestellten Tunnelteile zu verbinden, nachdem die größten Setzungen eingetreten waren. Dies bedeutete die jeweilige möglichst langdauernde Offenhaltung eines Querschlitzes durch den Tunnelkörper an den Dehnungsfugen und in der Anschlußfuge zwischen I. und II. Bauabschnitt des unter der Reesendammbücke liegenden Tunnelteiles.

Im übrigen wurde der Tunnel einschließlich Brücke so schwer konstruiert, daß im Endzustande, wenn der Tunnel wieder völlig vom Grundwasser überflutet war, ein Aufschwimmen nicht eintreten konnte.

Der Aufbau des Tunnels und des neuen Teiles der Reesendammbücke ging ohne besondere Schwierigkeiten vonstatten. Im II. Bau-



abschnitt wurde erstmalig eine Betonpumpe, System Giese-Kooijmann, verwendet.

Nach Fertigstellung des I. Bauabschnittes einschl. der zugehörigen Sohlenvertiefung wurden die abschließenden Fangedämme und Spundwände beseitigt und das Alsterwasser in die neuen Durchflußöffnungen eingelassen. Alsdann wurde die Schifffahrt sofort durch diese neuen Bogen geleitet, so daß der I. Bauabschnitt bereits für den Alsterabfluß und die Alsterschifffahrt im Betrieb war, während der II. Bauabschnitt gebaut wurde. Die restlichen drei Durchfahröffnungen des II. Bauabschnittes werden nach Beseitigung der Spundwände und Fangedämme voraussichtlich im Dezember dieses Jahres dem Alsterschifffahrtverkehr wieder freigegeben werden.

Im III. Bauabschnitt wurde der Bau des Fußgängertunnels vom Alsterdamm zum südöstlichen Eingang der Haltestelle durchgeführt.

4. Erfahrungen.

Einige der bei diesem Bau gemachten Erfahrungen seien im folgenden wiedergegeben:

Die Wahl der offenen Bauweise ist durch die Bauabwicklung als richtig bestätigt worden. Jede andere Bauweise, z. B. Senkkasten-gründung oder gar Gefrierverfahren, wäre technisch umständlicher, langwieriger und teurer gewesen. Besonders würde bei Verwendung der Senkkastengründung der wasserdichte Anschluß beider Bauabschnitte nicht unerhebliche Schwierigkeiten verursacht haben. Überdies hätte man wohl ohnehin kaum auf eine Spundwandsicherung der stehengebliebenen Teile der Reesendammbücke verzichten können.

Die Anwendbarkeit der offenen Bauweise beruht hauptsächlich auf der Verwendungsmöglichkeit von Stahlspundwänden in der für den vorliegenden Fall erforderlichen Länge, der Grundwassersenkung und einer weitgehenden Verwendung des Schweißens und des Schneidens von Eisen. Gerade dieses letztgenannte Arbeitsgebiet fand bei der Aussteifung und bei der Abdichtung der Spundwände in weitem Umfange Verwendung. Es wird stets dort von besonderer Wichtigkeit, auch in wirtschaftlicher Hinsicht, sein, wo Spundwände und andere Eisenkonstruktionen (z. B. Aussteifung) nicht endgültige, sondern Hilfsbauglieder sind, die wieder entfernt und u. U. mehrfach während des Baues abgeändert oder umgebaut werden müssen. Gerade erst durch die Fortschritte in der Schweiß- und Schneidetechnik gewinnen Eisenhilfskonstruktionen erhöhte Bedeutung.

Ein großer Teil der wichtigsten Erfahrungen hängt mit den Rammarbeiten zusammen. Die für die Rammarbeiten maßgebenden Vorbedingungen waren die Nähe der Häuser und der stehen- und in Betrieb bleibenden Reesendammbücke, die verschiedenartigen Bodenschichten, sowie die im Boden befindlichen Hindernisse aller Art (vgl. oben).

Die Nähe der Reesendammbücke und der Häuser verlangte möglichst geringe Erschütterungen durch das Rammen, während hingegen die Bodenschichten und vor allem die Hindernisse im Boden eine ausreichend starke Rammwirkung erforderten. Beide Bedingungen konnten nach dem heutigen Stande unserer Technik nur erfüllt werden durch Verwendung stählerner Spundwände und eines neuzeitlichen Rammgerätes, nämlich eines schnellschlagenden Rammhammers, dessen Verwendung daher, wie bereits erwähnt, von vornherein den Unternehmern vertraglich vorgeschrieben war. Es wurden für die Rammung der langen Hauptspundwände „Hoesch“-Stahlbohlen, Profil III und Profil IV (Festigkeit teils 37, teils 40/50), sowie ein Demag-Union-Rammhammer, R 20, verwendet. Der Rammhammer wurde mit Dampf betrieben, hatte ein Gesamtgewicht von 3 t, von dem aber nur rd. 230 kg die Schlagbewegung ausübten.

Die stehengebliebenen Teile der Reesendammbrücke, die, wie beschrieben, auf Holzpfählen ruht, und die benachbarten Häuser, die z. T. auf Pfahlrost, z. T. flach gegründet sind, haben nicht die geringsten Beschädigungen durch das Rammen erlitten. Man konnte feststellen und durch Erschütterungsmessungen im einzelnen belegen, daß die Rammerschütterungen mit Zunahme der Entfernungen von der Rammstelle stark abnahmen und schon in verhältnismäßig geringer Entfernung nicht mehr spürbar waren.

Die Hindernisse, die durchrammt wurden, bestanden z. B. aus Eichenpfählen und -bohlen, ferner aus Kiefernpfählen, querliegenden Baumstämmen und Findlingsblöcken (s. Abb. 14 u. 15). Die erwähnten Pfähle und Bohlen wurden der Länge nach durchschlagen, ohne daß während der Rammarbeiten dieses erkannt wurde. Ebenso sind querliegende Baumstämme von 30 bis 40 cm Durchm. zwar langsam, aber sicher durchgemeißelt worden. Desgleichen sind Findlingsblöcke aus Granit beiseite gedrückt und teilweise zerspalten. Es muß aber bezweifelt werden, ob dieses möglich ist, wenn die Schichtenstruktur des Steines für den Angriff der Spundbohle ungünstig, d. h. quer liegt.

Die Vorteile des erwähnten Rammhammers beruhen also auf seiner Fähigkeit, keine nennenswerten Erschütterungen an die Umgebung abzugeben und selbst schwere Hindernisse zwar u. U. langsam, aber stetig zu durchmeißeln. Beides wird offenbar durch die hohe Schlagzahl bewirkt. Die Schlagzahl betrug bei Beginn der Arbeiten durchschnittlich 200 bis 240 Schläge/min, nahm aber nach mehreren Monaten Arbeit ab und sank etwa auf 180 Schläge/min. Diese Tatsache darf nicht überraschen, wenn man das Zusammenwirken der gewaltigen Gewichte und Kräfte mit der, man möchte fast sagen, Feinmechanik der im Innern des Hammers befindlichen Dampfsteuerungen bedenkt. Es wird aber sicher das Bestreben der diese Hämmer herstellenden Werke sein, diesen Verschleiß nach Möglichkeit herabzusetzen. Der Dampf- und damit Kohlenverbrauch ist bei schweren Rammungen naturgemäß nicht gering. Ein Kessel von 12,5 m² Heizfläche, wie er im vorliegenden Falle aus bestimmten Gründen Verwendung fand, genügt im allgemeinen nicht, um bei einer schweren Rammung die betreffende Doppelbohle mit einer Hitze herunterzuschlagen. Meistens mußten 2 bis 3, in Einzelfällen sogar 4 bis 5 Hitzten aufgewendet werden. Es entstehen also häufig Pausen, um den Kessel wieder auf den nötigen Dampfdruck zu bringen, die nicht immer durch nutzbringende Arbeiten für die Ramm-Mannschaft ausgefüllt werden können. Auf diese Weise entstehen u. U. unproduktive Lohnausgaben. Eine Vergrößerung des Kessels würde naturgemäß schon eine erhebliche Verbesserung in dieser Hinsicht bedeuten. Abgesehen hiervon aber muß nach weiteren Mitteln gesucht werden, um diese Pausen auf möglichst geringe Einzelfälle zu beschränken oder sie mit produktiven Arbeiten auszufüllen.

Es entstand beim Rammen der Spundbohlen ein sehr starkes, metallisch klingendes Geräusch. Genaue Beobachtungen haben ergeben, daß die Geräuschquelle nicht so sehr der eigentliche Hammer, sondern die eisernen Bohlen sind, die durch die schnellen Schläge in bestimmte Schwingungen geraten und, einer Saite vergleichbar, starke Schallwellen ausschicken. In der Tat haben Abdämpfversuche durch Vorhängen von mehreren Lagen von Persennigen oder durch andere Abschirmung einen gewissen Erfolg gehabt. Dennoch wird man im allgemeinen wegen dieser Geräuschentwicklung nicht auf die Benutzung des Rammhammers verzichten können, da seine obenerwähnten Vorteile überwiegen, besonders das fast völlige Fehlen der sonst so bekannten Rammerschütterungen für die Wahrung der Standsicherheit benachbarter Bauten, insonderheit Häuser, zu wertvoll ist.

Ebenso wichtig wie das wirksame Arbeiten des Rammgerätes ist selbstverständlich die Eignung der stählernen Spundwände. Sie müssen einerseits in der Lage sein, die kräftigen und schnellfolgenden Rammschläge auszuhalten, wie andererseits die im Boden befindlichen Hindernisse zu überwinden. Voraussetzung ist auf jeden Fall, daß die geschlagene Spundwand dicht bleibt, d. h. daß die Schösser sich nicht öffnen oder die Bohlen gar reißen. Bei Spundwänden, die einen dauernden und sichtbaren Bestandteil des jeweiligen Bauwerks darstellen, wird man überdies eine saubere und ebenmäßige Ansichtfläche verlangen.

Die Erfüllung aller dieser Forderungen wird man allerdings bei Boden mit schweren Hindernissen kaum erwarten dürfen.

An dem vorliegenden Bau wurden, wie bereits bemerkt, „Hoesch“-Spundbohlen verwendet; es stellte sich dabei heraus, daß ein erkennbarer Unterschied zwischen den Stahlfestigkeiten von 37 und 40/50 nicht bestand. Häufig setzte der Schloßwiderstand dem Rammen größeren Widerstand entgegen als der Boden. Sofern die Spundwände dagegen wie im vorliegenden Falle nur Hilfsmaßnahmen darstellen, wird es auf das Aussehen nicht ankommen, sondern lediglich auf ihre Dichtigkeit, wobei ein Verformen nichts schadet. Abb. 19 zeigt eine am Bau aufgetretene Verformung, wobei zu erkennen ist, daß die Stege der beiden benachbarten Bohlen sich erheblich aus ihrer Sollstellung zueinander herausgedreht haben, ohne daß eine Schloßöffnung eingetreten ist. Diese Stelle des Querschnitts

lag in etwa 6 m Rammtiefe, nachdem die Verformung langsam von oben her zugenommen hatte. Diese Erscheinung, die in etwas geringerem Ausmaß vielfach auftrat, dürfte jedenfalls als ein Beweis der vorzüglichen Güte des Spundwandstahles angesprochen werden.

Wenn trotzdem vereinzelte Schösser sich geöffnet haben, wobei an zwei dieser Schloßöffnungen unangenehme Folgen in Gestalt von Wassereintrüben stattfanden, so hat dies besondere Gründe. Die Spundwände wurden im allgemeinen wie üblich in Doppelbohlen gerammt, deren Querschnitt bei dem bekannten „Hoesch“-Profil also ein U darstellt. Zunächst ist zu bemerken, daß das Sichöffnen nur bei den Schössern auftrat, die erst während des Rammens geschlossen wurden, d. h. zwischen zwei Rammheiten von Doppelbohlen lagen.

Weiter ist bemerkt worden, daß diese Trennung erheblich gefördert wurde, wenn die zu durchrammenden Hindernisse kurz unter der Bodenoberfläche, d. h. also verhältnismäßig hoch lagen, während bei tiefliegenden Hindernissen Schloßöffnungen eigentlich sich nie zeigten. Dies hat seinen Grund darin, daß die Bohlen durch die Bodenschichten oberhalb tiefliegender Hindernisse eine so gute Führung erhalten, daß sie beim Auftreffen auf das Hindernis gar nicht oder nur sehr schwer noch ausweichen können und so gezwungen werden, das Hindernis zu durchrammen. Als man dies erkannt hatte, suchte man planmäßig nach höher

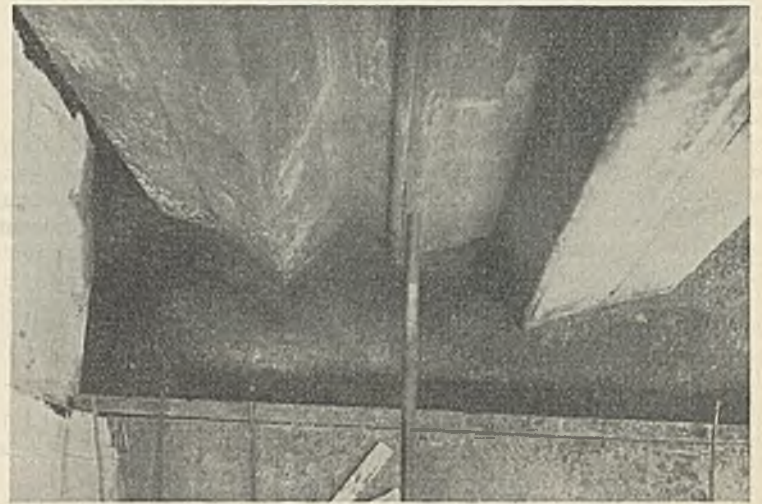


Abb. 19.

gelegenen Hindernissen und beseitigte sie vor der Rammung; man hatte sofort damit einen guten Erfolg, d. h. die Rammung ging wesentlich glatter und einfacher vonstatten.

Die Schloßöffnungen bestanden lediglich in der entsprechenden Verformung der Spundwände und einem sich allmählichen Entfernen der beiden Schloßteile voneinander, ohne daß ein Aufreißen des Schlosses selbst oder der Bohle neben dem Schloß eingetreten war. Man konnte daher beim Bodenaushub mit einigermaßen Sicherheit, wenn eine Schloßöffnung bemerkt war, aus dem Verlauf der oberen abgewichenen Spundbohlenteile auf die Richtung der noch nicht freigelegten, in der Tiefe des Bodens befindlichen Bohllenteile und damit auf die Breite des Öffnungsschlitzes schließen. Dies war wichtig für die zu ergreifenden zusätzlichen Sicherheitsmaßnahmen auf Abdichtung der Spundwand.

War die Abweichung der Spundwände in solchen Fällen sehr stark zum Baugrubeninnern hin gerichtet, so wurde das lichte Rammprofil des Tunnels an dieser Stelle u. U. eingeengt. Um diese Einengung, die naturgemäß erst in größerer Tiefe auftrat, von vornherein möglichst gering zu gestalten, hatte man daher die Spundwandrammung so durchgeführt, daß die jeweils freien Schenkel der Doppelbohlen an den Außenflächen der Rammflucht lagen. Traten dann Schloßöffnungen ein, die ein Ausweichen der Spundbohlen nach dem Tunnelinnern zur Folge hatte, so stand zunächst die Höhe der Spundwandwelle zum Ausgleich dieser Abweichung zur Verfügung.

Die Grundwasserhaltung entsprach im großen und ganzen den Erwartungen, die man auf Grund der nordwestlich dieser Baustelle, im Jungfernstieg, gemachten Erfahrungen und den Probebohrergebnissen hegen konnte. Während seinerzeit in der diesem Bau nordwestlich vorgelagerten Tunnelstrecke, in der Nähe des Neuerwalls, bei der noch keine Spundwände als Baugrubenumschließung benutzt wurden, der Wasserandrang ziemlich stark war, ließ er in der größtenteils von den Spundwänden umschlossenen Baugrube erheblich nach. Dies wird seinen Grund in der absperrenden Wirkung der tief bis in den Mergel reichenden Spundwände haben. Abgesehen von zwei Tiefbrunnen, die als erste an der Bauwerksgrenze zur fertigen Tunnelstrecke hin die nötige Vorsenkung schufen, später aber wieder außer Betrieb genommen wurden, waren im I. Bauabschnitt im ganzen

14 Grundwasserbrunnen angeschlossen. Diese lieferten durchschnittlich 20 bis 25 l/sek insgesamt, am Ausfluß der Druckleitung gemessen.

Im II. Bauabschnitt war, wie nach dem Probebohren zu erwarten war, weniger Wasser zu fördern. Dies hatte seinen Grund in der wesentlich ungleichmäßigeren Bodenbeschaffenheit; der Mergel stieg von unten an, und auch die darüberliegenden Sandschichten waren häufig durch Mergel- und Kleischichten unterbrochen. Auf diese Weise entstand etwa in der Mitte der Baugrube eine Strecke, in der überhaupt kein Sand durch einen Brunnen gefaßt werden konnte. Andererseits aber war das vorhandene Wasser an ziemlich feine Sande gebunden und daher verhältnismäßig schwer abzuführen, so daß insgesamt wiederum für diesen Bauabschnitt 16 Grundwasserbrunnen angeschlossen werden mußten. Die Wassermenge betrug insgesamt rd. 15 bis 20 l/sek, gleichfalls an der Ausflußstelle des Druckrohres gemessen.

In beiden Fällen konnten die Brunnen nicht mit voller Querschnittsöffnung laufen, da die Sande im allgemeinen zu fein waren, um das Wasser schnell genug abzugeben.

Eine genaue Vorausberechnung der erforderlichen Brunnenanzahl und der erforderlichen Leistung ist bei den Hamburger Bodenverhältnissen, besonders an dieser Stelle, nicht möglich. Man ist lediglich auf Grund der in der Nähe der jeweiligen Baustelle gemachten eigenen Erfahrungen auf Schätzung angewiesen und muß sich beim Bau gewissermaßen vorsichtig vortasten. Man kann daher auch keinesfalls nur mit Grundwasser-senkung auskommen, sondern muß, zumal wegen der stets auftretenden Undichtigkeiten der Spundwände, die offene Wasserhaltung mit zur Hilfe nehmen. Dieses wurde in der Form durchgeführt, daß die offenen Wasserzuflüsse baldmöglichst den Grundwasserbrunnen zugeleitet wurden, so daß dann keine zusätzliche Pumpenanlage mehr erforderlich war.

Die Erfahrungen, die mit der auf S. 720 geschilderten Gründung des Tunnels einschließlich der darüberliegenden Reesendammbücke gemacht wurden, sind folgende:

Vorweg zu bemerken ist, daß die Gründungsart des Tunnelbauwerks von den üblichen Flachgründungen völlig abweicht. Die gewöhnlichen Flachgrundwerke liegen ohne seitliche Begrenzungen im Boden, so daß nicht nur unter der Lastfläche, sondern auch seitlich der Lastfläche Zusammenpressungen und u. U. sogar Verschiebungen der Bodenteile eintreten können. Im vorliegenden Falle dagegen liegen die Verhältnisse grundlegend anders; die ringsherum gerammten eisernen Spundwände, die bis in den festen Mergel reichen, verhindern eine seitliche Auswirkung des Bodendruckes, so daß nur unterhalb der Lastplatte eine Zusammenpressung vorkommen kann.

Bekanntlich wurde nach Entfernung des Torf- und Kleibodens Kies-sand eingefüllt, der mehrfach geschlämmt und alsdann mit dem Rammhammer zusammengerammt wurde. Dabei ging der Boden schon um durchschnittlich 10 bis 15 cm, was etwa 18% der eingebrachten Schichtdicke entspricht, zusammen.

Während der Bauzeit wurden sowohl auf der Baustelle als auch in der Versuchsanstalt für Grundbau und Wasserbau von Prof. Franzius, Hannover, Versuche über das zu erwartende Sackmaß durchgeführt. Es war nach den Versuchen von Prof. Franzius (ohne Rammen) ein Sackmaß von nur rd. 9% zu erwarten, während tatsächlich auf der Baustelle nach Einschlämmen und Rammung des Kiessandes, wie gesagt, ein Sackmaß von rd. 18% festgestellt wurde. Demnach waren überhaupt nennenswerte weitere Sackungen nach Fertigstellung und Überflutung des Tunnels nicht mehr zu erwarten.

Das Bauwerk wurde während des Aufbaues an verschiedenen Punkten der Sohle in regelmäßigen Zeitabständen eingemessen.

Als der Tunnel im I. Bauabschnitt fertig und die Isolierung nebst Beton des Tunnels auch an der etwa in der Mitte des Bauabschnitts liegenden Dehnungsfuge hergestellt war (vgl. S. 716), fanden noch geringfügige Setzungen statt, die einige Zeit nach Einstellen der Grundwasserhaltung aufhörten. Daraus läßt sich schließen, daß die letzte Bewegung lediglich eine Folge der Grundwasserhaltung gewesen ist, und zwar nicht infolge Ausspülens von kleinen Bodenteilchen, sondern infolge dichter Lagerung der einzelnen Sandkörner. Es hatte sich nämlich herausgestellt, daß das abgepumpte Wasser völlig niederschlagfrei war und der Baukörper auf dem gewachsenen Boden etwas stärker abgesunken war als der auf dem künstlich eingebrachten und gegenüber der Natur stärker verdichteten Boden.

Um die Frage, ob der spätere Zugverkehr infolge der von ihm hervorgerufenen Schwingungen weitere Senkungen verursachen könnte, näher zu prüfen, wurden an der benachbarten, in Betrieb befindlichen Haltestelle Stephansplatz im Innern des Tunnels auf verschiedenen Punkten der Sohle Erschütterungsmessungen mit einem dreifachen Piezoquarz-Beschleunigungsmesser durchgeführt. Gemessen wurden hauptsächlich die durch das Anfahren und das Bremsen der Züge verursachten Schwingungen. Es ergab sich, daß diese Schwingungen nur die Größe einer

Schallerschütterung haben, die nach Ansicht der Schwingungssachverständigen überhaupt nicht in der Lage sind, dynamische Veränderungen auf Boden auszuüben. Dabei muß berücksichtigt werden, daß zwischen den Meßstellen, nämlich der Oberfläche der Betonsohle des Tunnels und dem Untergrunde noch als dämpfende Zwischenschicht die dicke Betonsohle selbst, die Asphaltpappenisolierung und die darunterliegende Schutzschicht vorhanden sind.

Hinsichtlich der Wassereinbrüche ist zu bemerken, daß für beide Einbrüche der erste Anlaß Schloßöffnungen waren. Wie so häufig im Wasserbau, gilt hier ganz besonders der Grundsatz: „Den Anfängen widerstehe!“ Sobald infolge Ausschachtens vor dem geöffneten Schloß nur etwas Wasser, das hinter der Spundwand unter gleichbleibendem Druck ansteht, freien Ablauf hat, spült sich dieses naturgemäß allmählich einen ständig wachsenden Durchflußquerschnitt frei, so daß immer größere Wassermengen in die Baugrube gelangen. Für durchgreifende Maßnahmen steht dann nicht genügend Zeit mehr zur Verfügung. Am besten kann man derartige Zwischenfälle bei Bauverhältnissen wie den vorliegenden vermeiden, wenn man sogleich nach dem Bemerkten einer Schloßöffnung, bevor erst Wasser austreten kann, möglichst dicht vor diese vom Baugrubeninnern aus ein geeignetes Blech in Gestalt einer Spundbohle, eines U-Eisens oder eines sonstigen leichteren Bleches, je nach Länge, vorrammt. Häufig genügt diese Maßnahme endgültig. Auf jeden Fall aber wird die Gefahr eines Wassereinbruchs stark vermindert. Bei wasserundurchlässigem Boden wirkt der zwischen Spundwandschlitz und Blech festgehaltene Boden zunächst als Pfropfen, den man stückweise mit dem Ausschachten von oben durch Einbau fester Baustoffe (Beton, Vorschweißen von Eisenblech) endgültig sichern kann. Steht dagegen wasserdurchlässiger Boden, also Sand an, wird man außer der Rammung des einen Bleches noch weitere Abdichtungen, z. B. durch chemische Verfestigung oder weitere Rammungen vor den neu entstehenden Anschlußschlitzen, vornehmen müssen. Man kann auf diese Weise sich langsam nach unten herunterarbeiten. Dieses Verfahren ist an anderen Stellen der Baugrube später mehrfach mit Erfolg benutzt worden.

Bei diesen Ausbesserungsarbeiten mangelt es häufig infolge von Absteifungen usw. an der nötigen freien Höhe, um die Bohlen im ganzen herunterzubringen. Die Erfahrung hat gelehrt, daß das stückweise Aufschweißen der stählernen Spundbohlen gut durchführbar ist, so daß man sich absatzweise bis zur notwendigen Tiefe hinunterarbeiten kann.

Die vielfach angewandte chemische Bodenverfestigung durch Einpressen von Chemikalien hatte nur bei ziemlich reinen Sanden Erfolg. Stehen tonige Sande oder gar andere Bodenarten an, kann man daher nicht mit einer sicheren Wirkung rechnen. In diesen Fällen hilft aber häufig das Einpressen von fettem Zementmörtel. Beide Verfahren lassen sich miteinander sinnvoll verbinden.

Im Anschluß sei noch einiges über die Einwirkung des Baues auf die Reesendammbücke mitgeteilt.

Wie bereits erwähnt, weist die Reesendammbücke zwei verschiedene Konstruktionen auf, eine aus dem Jahre 1843 und ferner eine Verbreiterung zur Binnenalsterseite (Nordosten) aus dem Jahre 1899. Der ältere Teil ist durch den Tunnel aufgeschlitzt worden, so daß ein schmaler Streifen von etwa 3 m Breite auf der Kleinen Alster-Seite (Südwesten) stehenblieb, während der im Nordosten befindliche Rest dieses älteren Teiles etwa 13 bis 14 m Breite aufwies. Beide Brückenteile haben sich trotz des breiten und tiefen Eingriffs unmittelbar in ihrer Nähe und trotz der Grundwasserhaltung nur ganz wenig bewegt. Dabei machte man die Beobachtung, daß der breitere Brückenteil sich beim Öffnen des I. Bauabschnittes in Richtung zu diesem hin, also nach Westen zu, etwas bewegt und zugleich etwas gesenkt hatte. Scheinbar war der Grund dieser Bewegungen die mit dem tiefen Aushub trotz der tiefen Spundwandrammungen unvermeidlich entstandene Entspannung des Untergrundes, in dem die Brücke mit ihren Pfählen stand. Sobald die Baugrube ausgeschachtet war, hörte die Bewegung langsam auf und kam mit zunehmendem Aufbau des Tunnels völlig zum Stillstand. Die Bewegung äußerte sich in Erweiterungen der Dehnungsfuge zwischen den Brückenabschnitten von 1843 und 1899 und einigen anderen bereits vorhandenen wilden Rissen, dem Auftreten einiger neuer Risse an den Kämpfern, sowie teilweise einem leichten Senken der Gewölbeflächen. Die Bewegung lief im Mittelbogen aus. Der breiteste Riß maß etwa 27 mm, die meisten anderen nur einige Millimeter.

Im II. Bauabschnitt trat eine entsprechende Bewegung für die südöstlich gelegenen Bogen auf, Indessen von wesentlich geringerem Ausmaß. Das letztere mag seinen Grund darin gehabt haben, daß inzwischen die festen Eisenbetonsohlen in den alten Brückenbogen des I. Bauabschnittes eingezogen waren und außerdem die Aushubbewegung nicht, wie beim I. Bauabschnitt, aus weiter Entfernung langsam an die Widerlager heranrückend vor sich ging, sondern umgekehrt von der Brückenmitte aus zum Widerlager fortschritt. Infolgedessen verblieb dem Boden am Widerlager verhältnismäßig lange seine ursprüngliche Spannung. Auch waren die benachbarten Bodenschichten fester.

Im ganzen genommen waren die Beschädigungen unerheblich und in keiner Weise für den Bestand der Brücke gefährlich. Tatsächlich ist auch der volle Straßenverkehr während der ganzen Bauzeit über den stehengebliebenen breiten Teil der Brücke hinweggegangen. Die Risse sind durch Einpressen von Zementschlänpe geschlossen worden.

Hinsichtlich Erfahrungen bei den Aufbauarbeiten sei einiges über die Betonpumpe mitgeteilt. Wie bereits erwähnt, fand das Modell Giese-Kooijmann Verwendung, und zwar nacheinander in zwei verschiedenen Ausführungen. Die zweite Ausführung gelangte zur Verwendung, nachdem bei der ersten Anlage häufige Verstopfungen auftraten. Sie unterschied sich von der ersten vor allem in der weiteren Druckleitung, sowie in verschiedenen konstruktiven Verbesserungen an der Pumpe selber. Die erste Druckleitung hatte einen Rohrdurchmesser von 120 mm, der bei der späteren auf 150 mm erhöht wurde. Nach dieser Querschnittserweiterung der Rohrleitung traten Verstopfungen fast nie mehr auf. Bei der ersten Anlage war dies häufig der Fall, besonders, sobald der Feingehalt des Kiessandes von 0 bis 1 mm Korngröße etwa 35% überschritt. Dazu ist zu bemerken, daß für hochwertige Beton- und Eisenbetonkonstruktionen Kiessand mit so hohem Feingehalt ohnehin nicht zugelassen war; für weniger hochbeanspruchte Betontelle war er, bei gutem Mittelkorn, erlaubt, zumal die in der Gegend von Hamburg natürlich gewonnenen Kiessande ohne Ausnahme einen hohen Feingehalt aufweisen, der, falls erforderlich, erst künstlich beseitigt werden muß.

Die konstruktiven Verbesserungen an der Pumpe selbst erstreckten sich hauptsächlich auf die Trennung von Kolbenführung und Kolbendichtung, Verstärkung von Ventillagern und sonstigen Verstärkungen. Diese zweite Anlage arbeitete zufriedenstellend.

5. Allgemeines.

Bauherrin dieses Bauwerks war, wie bei den vorhergehenden Bauten dieser Linie, die Hamburger Hochbahn Aktiengesellschaft, deren Konstruktionsabteilung die Linienführung und die Konstruktion des endgültigen

Bauwerks zusammen mit den staatlichen Aufsichtsbehörden bearbeitete. Die Bauleitung lag bei einer besonders zu diesem Zweck eingerichteten Abteilung der Gesellschaft.

Die staatliche Bauaufsicht übte die 1. Ingenieurabteilung der Behörde für Technik und Arbeit in Hamburg aus.

Außer den bereits genannten, gemeinsam als Generalunternehmer auf tretenden Baufirmen Siemens-Bauunion G. m. b. H. Komm. Ges., Philipp Holzmann AG und Paul Thiele AG, sind als Sonderfirmen zu nennen: für die Asphalt dichtungsarbeiten Arido-Abdichtungs-G. m. b. H., Berlin; für die Eisenkonstruktion des fertigen Tunnels und die eiserne Aussteifung der Baugrube Carl Spaeter G. m. b. H., Hamburg. Die Baustoffe lieferte die Hochbahn unmittelbar.

Die Zeitdauer der Arbeiten war folgende: Arbeitsbeginn: Mitte Juni 1931; Beendigung des I. Bauabschnittes mit Wiedereröffnung der Schifffahrt in diesem Teil: 15. September 1932; Beendigung des II. Bauabschnittes: Ende November 1933; Beendigung des III. Bauabschnittes: Ende Dezember 1933; Gesamtdauer demnach rd. 2 Jahre 6 Monate.

An Baustoffen wurden verbraucht:

rd. 1 330 t Eisen (einschließlich der Spundwände),
" 3 250 t Zement,
" 14 200 m³ Kies,
300 000 Stück Mauersteine,
rd. 1 300 m³ Holz einschließlich Schalung.

An Arbeitsstunden wurden rd. 950 000 aufgewendet.

Der Bau wurde, lange Zeit die einzige größere Baustelle in Hamburg, in der Zeit der schlimmsten Wirtschaftskrise durchgeführt. Da auch der Straßenverkehr schwach war, war die unvermeidbare Beeinträchtigung durch den Bau durchaus erträglich, und man wird später, bei wieder erstarktem Verkehr, dankbar sein, daß dieser Bau bereits durchgeführt ist. Vor allem aber gab der Bau in den Zeiten schwerster Wirtschaftsnot wenigstens einem Teile der Volksgenossen Arbeit und Brot.

Die neue Straßen- und Eisenbahnbrücke über die Elbe bei Tangermünde.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnrat Dr.-Ing. Weiß, Stendal.

I. Vorgeschichte.

Als im Jahre 1923 die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft sich anschickte, die im Zuge der Bahnlinie Berlin—Hannover bei der Ortschaft Hämerten liegende Eisenbahnbrücke über die Elbe durch eine neue zu ersetzen, trat der Plan auf, die freiwerdende alte Eisenbahnbrücke umzubauen und als Straßenbrücke zu benutzen.

Zwischen Magdeburg und Harburg gab es keine Straßenbrücke über die Elbe, wenn man von der Eisenbahnbrücke bei Wittenberge absieht, deren eine Seite behelfmäßig für Straßenverkehr eingerichtet und diesem während der Zugpausen freigegeben ist. Der Verkehr über die Elbe wurde bei Tangermünde durch eine Fähre vermittelt, die von sämtlichen Fahrzeugen, die über die Hauptstadt der Altmark, Stendal, über die Elbe rollten, benutzt werden mußte. Ganz unhaltbar waren die Verhältnisse,

münde an eine Arbeitsgemeinschaft der Firmen Louis Eilers, Hannover-Herrenhausen, Aug. Klönne, Dortmund, Mitteldeutsche Stahlwerke, Werk Lauchhammer, und Grün & Bilfinger AG, Mannheim, vergeben.

II. Überblick über die Gesamtbauausführung.

1. Linienführung von Straße und Eisenbahn.

Für die Lage der Brücke in Tangermünde war vor allem die Möglichkeit des günstigsten Anschlusses der Straße und Eisenbahn an die vorhandenen Verkehrsnetze unter Aufwendung der geringsten Kosten maßgebend. Linkselbisch mußte an die gut ausgebaute Straße und die Nebenbahn Stendal—Tangermünde und rechtselbisch an die Straße Genthin—Fischbeck—Havelberg und die Kleinbahn Genthin—Fischbeck—Schön-



Abb. 1.
Ansicht des Gesamtbauwerks.



Abb. 2. Lageplan
der Gesamtbauausführung.

wenn bei Hochwasser oder Eisgang die Fähre auf Tage und Wochen aus dem Betriebe gezogen werden mußte und alle Fahrzeuge den weiten Umweg über Wittenberge oder sogar Magdeburg machen mußten.

Der Gedanke, die alte Eisenbahnbrücke bei Hämerten nach ihrem Umbau als Straßenbrücke zu verwenden, wurde daher allseits freudig begrüßt. So wirtschaftlich und schön der Plan im Anfang aussah, so zeigte sich doch bei näherer Untersuchung, daß sehr große Schwierigkeiten vorhanden waren. Sehr bald war man vor die Frage gestellt: Soll man einen behelfmäßigen Zustand schaffen, der nach 10 bis 15 Jahren erledigt ist, oder soll man eine Anlage schaffen, die auch für die spätere Zukunft den Ansprüchen des wachsenden Verkehrs genügen wird?

Eingehende Untersuchungen zeigten, daß auch für den behelfmäßigen Ausbau der Eisenbahnbrücke bei Hämerten zur Straßenbrücke nicht viel geringere Kosten aufzubringen wären, wie für den vollkommenen Neubau einer Straßenbrücke. Außerdem hatte sich die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft vorbehalten, die Pfeiler, auf denen die alte Hämertensche Eisenbahnbrücke ruhte und die auch als Pfeiler der zur Straßenbrücke umgebauten Brücke hätten benutzt werden müssen, nach 15 Jahren zurückzufordern, um dann gegebenenfalls diese Pfeiler für den Ausbau des dritten und vierten Gleises Berlin—Hannover zu benutzen. Die Straßenbrücke hätte dann auf seitlich neu erbaute Pfeiler verschoben werden müssen. Es wären demnach an diese Stelle zwei Eisenbahn- und eine Straßenbrücke nebeneinander zu liegen gekommen. Gegen diese gedrängte Anordnung von drei Brücken erhob die Elbstrombauverwaltung Magdeburg mit Rücksicht auf die Schifffahrtbelange Einspruch. Aus diesen Gründen wurde der Brückenbauplan in Hämerten fallen gelassen und der Bau einer vollkommen neuen Straßenbrücke bei Tangermünde beschlossen. Gleichzeitig wurde ein Gleis mit über die Brücke geführt, das die Kleinbahn Genthin—Schönhausen und die Nebenbahn Stendal—Tangermünde verbinden soll.

Am 19. Mai 1931 wurde auf Grund eines Wettbewerbs¹⁾ der Auftrag auf Bau einer Straßen- und Eisenbahnbrücke über die Elbe bei Tanger-

hausen Anschluß gesucht werden. Die Lage ist so gewählt, daß die Tangermünder Straßenrampe in die nördliche Ausfallstraße Tangermünder einmündet (Abb. 2) und für den Fernverkehr die Möglichkeit besteht, durch Ausbau einer bereits vorhandenen unbefestigten Straße die enggebaute alte Stadt Tangermünde zu umgehen. Die Eisenbahn wird neben dem bestehenden Elb-Hafengleis in den Tangermünder Bahnhof eingeführt. Über die Brücke und weitere rd. 800 m werden Straße und Eisenbahn parallel geführt, alsdann zweigt die Eisenbahn in einem Bogen ab, um im Bahnhof Fischbeck an die Kleinbahn Anschluß zu finden. Die Straße gabelt sich vor Fischbeck in drei Arme; der südliche stellt die Hauptverbindung über Genthin an die Straße Magdeburg—Berlin her, der nördliche weist den Verkehr über Havelberg nach Norden und zur Straße Berlin—Hamburg. Die geradeaus führende Straße wird später die Verbindung mit der geplanten direkten Linie Rathenow—Nauen—Berlin herstellen.

2. Neuanlage des Fischbecker Deiches.

Die Entfernung zwischen dem hochgelegenen westelbischen Tangermünder Ufer und dem ostelbischen bestehenden Deich beträgt an der Brückenbaustelle rd. 1500 m. Um an Brückenlänge zu sparen, wurde diese Entfernung durch Vorziehen eines neuen Deiches auf rd. 850 m verkürzt und damit der infolge früherer Deichbrüche sehr unregelmäßig verlaufende alte Deich durch einen neuen ersetzt (s. Abb. 2). Der neue Deich, der eine Länge von rd. 1,75 km hat, schließt, um an Deichlänge zu sparen und um während des Baues eine Verlegung der Fährstraße zu vermeiden, die bei geradliniger Weiterführung des Deiches notwendig geworden wäre, im Süden vor der bisherigen Fährstraße in einem Bogen an den alten Deich an. Der Deichanschluß wurde so stark ausgebildet, daß die entstehende kleine Einbuchtung des Deiches gefahrlos in Kauf genommen werden konnte. Ebenso ist die stete Linienführung des neuen Deiches an seinem nördlichen Anschluß durch eine ziemlich scharfe Abbiegung

¹⁾ Vgl. Bautechn. 1929, Heft 24, S. 358.

unterbrochen. Der Deich kreuzt hier einen Kolk von 8 bis 10 m Tiefe. Bei geradliniger Weiterführung wäre die Strecke des Deiches, die in den Kolk zu liegen gekommen wäre, etwa $2\frac{1}{2}$ mal so lang gewesen als bei der gewählten Anordnung. Man glaubte aus Sicherheitsgründen die Strecke durch den Kolk möglichst kurz halten zu müssen und ging daher mit dem neuen Deich ungefähr senkrecht zum Kolk durch diesen hindurch. Der Deich wurde an dieser Stelle besonders stark ausgebildet, wenn man auch annehmen darf, daß in dem vorhandenen Zwickel zwischen altem und neuem Deich die Kolkgefahr nicht sehr groß sein wird, da der neue Deich das abfließende Hochwasser vorbeileiten wird.

Zur Abführung des Qualmwassers zwischen dem alten und neuen Deich ist im nördlichen Deich ein Siel vorgesehen, das das Wasser durch den Kolk, der bei höherem Wasserstand mit der Elbe Verbindung hat, zur Elbe ableitet. Der durch den Straßendamm abgetrennte südliche Teil steht mittels eines Durchlasses mit dem nördlichen Teil in Verbindung.

Die Straße und Kleinbahn kreuzen den alten Deich in einem Einschnitt. Bis zur Feststellung der Standsicherheit des neuen Deiches sollte die Möglichkeit bestehen, bei Gefahr den alten Deich weiter zu benutzen. Es wurde daher an dieser Stelle ein Notverschluß (Dambalkenverschluß) angeordnet, der in kürzester Zeit erlaubt, den Deich zu schließen.

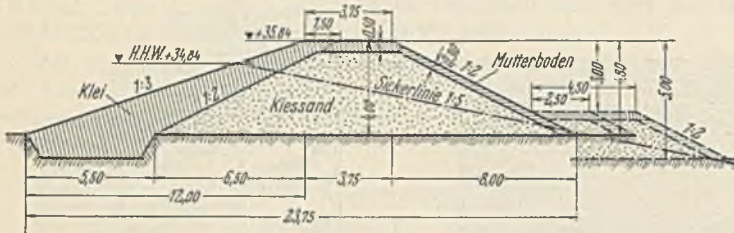


Abb. 3. Normalquerschnitt des neuen Deiches.

Der Normalquerschnitt des Deiches ist aus Abb. 3 zu ersehen. Lag der Deichfuß auf der Binnenseite tiefer als 3 m unter Deichkrone, so wurde eine mindestens 2,50 m breite Binnenberme angeordnet. Die Sickerlinie liegt überall innerhalb der Bermenböschung.

3. Die Brücke im allgemeinen.

Für die Systemwahl der Brücke waren die Forderungen maßgebend, daß die im Hintergrunde silhouettenartig erscheinenden, geschichtlich bedeutsamen Bauwerke der Stadt Tangermünde in ihrer Wirkung durch die Brücke nicht beeinträchtigt werden, die Brücke aber andererseits als selbständiges und verkehrstechnisch wichtiges Bauwerk zur Geltung kommen kann.

Auf die Einpassung des Bauwerks in eine flache Landschaft wurde großer Wert gelegt. Abgesehen von dem die große Schifffahrtöffnung betonenden Bogenträger, wurde die gerade Linie bevorzugt, die sich übrigens auch in die erwähnte Hauptöffnung stetig fortsetzt. Die durchgehende Verwendung vollwandiger Bauglieder bietet die Gewähr für ein ruhiges Brückenbild, da die Hauptmassen in Höhe der Fahrbahn liegen. Der ungehinderte Ausblick von der Brücke ist überall dadurch gewährt, daß die Versteifungsträger nur bis zur Geländerhöhe hinaufreichen. Die Forderungen der Schifffahrt und des Hochwasserdurchflusses wurden bei der Aufteilung der Stützweiten berücksichtigt.

Zur Überbrückung des Ufergleises auf der Tangermünder Seite, der anschließenden Schifffahrtöffnung und der an diese zur Ergänzung des Durchflußprofils angefügten größeren Öffnung wurde eine über drei Öffnungen von Stützweiten von 25 m, 115,08 m und 58,20 m ohne Gelenke durchlaufende Blechträgerbrücke gewählt, die in der größten Stützweite von 115,08 m durch einen Stabbogen versteift ist. Das System ist also dreifach statisch unbestimmt. Die Höhen des einwandigen Blechträgers sind in diesen drei Öffnungen im allgemeinen 3,5 m; nur über den Zwischenstützen durch Herunterziehen der Blechträgerunterkanten wurden diese Höhen auf etwa 5 m vergrößert (Abb. 4).

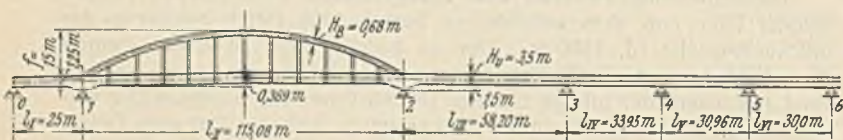


Abb. 4. Geometrische Ansicht der Brücke.

Die Pfeilhöhe der Parabel beträgt $f = 15$ m, die Spannweite $l = 115,08$ m. Die theoretischen Angriffspunkte des Stabbogens liegen über den Stützen 0,5 m unterhalb Stehblechoberkante und 1,25 m über Stehblechmitte des Versteifungsträgers von $h = 3,50$ m Höhe. Der Bogen hat eine Konstruktionshöhe von rd. 0,68 m und besteht innerhalb der einzelnen Feldweiten aus geraden Stäben. Diese Feldweiten betragen 9,590 m und sind doppelt so groß wie der Querträgerabstand.

Der Hauptträger verläuft von Mitte der Bogenöffnung nach beiden Seiten hin in einer Neigung von 1:156, hat aber in der Mitte einen Stich $f = \frac{115,08}{2 \cdot 156} \approx 0,369$ m.

Die Ordinaten des Bogens ergeben sich zu:

$$y = \frac{4f}{l^2} \cdot x(l-x) = \frac{4 \cdot 15}{12^2} \cdot n(12-n) = 0,41666 n(12-n).$$

Die Größe der auf die einzelnen Teile der Konstruktion wirkenden Kräfte wird weiter unten bei der Behandlung einzelner Konstruktionsteile angegeben.

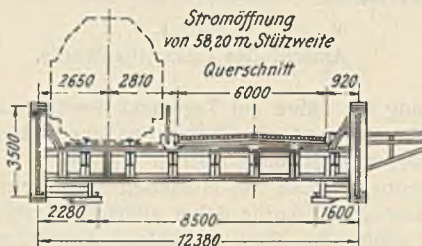
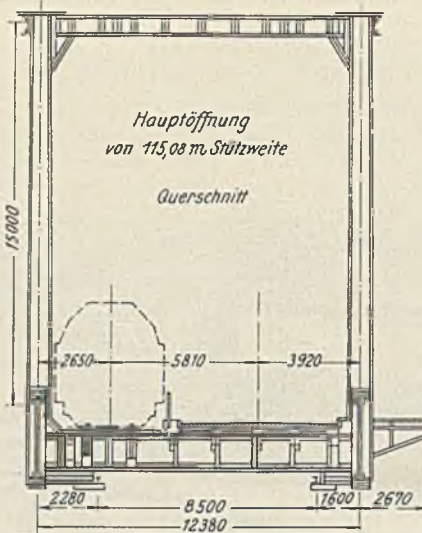
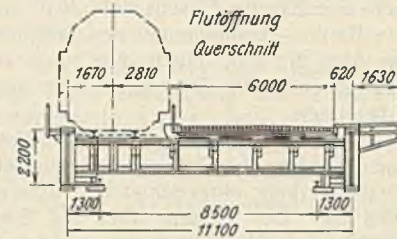


Abb. 5. Querschnitte der Haupt- und Flutbrücke.

Der Querschnitt der Haupt- und Flutbrücke ist aus Abb. 5 ersichtlich.

Der Hauptträgerabstand beträgt bei der Hauptbrücke 12,38 m. Das Gleis und die Straße liegen innerhalb der Hauptträger, getrennt durch ein Geländer, nebeneinander. Die Straßenfahrbahn hat zwischen den Bordsteinen eine Breite von 6 m und beiderseits einen Schrammbord von je 0,50 m. Stromaufwärts ist auf Konsolen außerhalb des straßenseitigen Hauptträgers ein Fußweg von einer Mindestnutzbreite in der Hauptöffnung von 2,25 m angeordnet, bei den Flutbrücken ist der Fußweg ebenfalls durchweg 2,25 m breit.

Der Fahrhahnrost besteht aus Quer- und Längsträgern. In der 25-m-Öffnung beträgt der Querträgerabstand 5 m, in der Hauptstromöffnung 4,795 m und in der 58,20-m-Öffnung 4,85 m. Die beiden Längsträger auf der Gleisseite haben einen Abstand von 1,75 m voneinander, die fünf Längsträger auf der Straßenseite einen solchen von 1,55 m.

Die Querneigung der Straßenfahrbahn ist beiderseitig mit 1:33 $\frac{1}{3}$ bemessen, der Fußweg hat ein Quergefälle von 1:45.

Die Höhenlage der Brücke wurde bestimmt durch die Forderung der Elbstrombauverwaltung, daß für die Schifffahrt auf der linken

Stromseite eine Schifffahrtöffnung von mindestens 100 m lichter Weite und 5,50 m Höhe vom höchsten schiffbaren Wasserstande bis Unterkante Konstruktion bei stärkster Durchbiegung freigehalten werden muß, und daß die Überbauten so hoch zu legen sind, daß keiner ihrer Teile in das Hochwasserprofil eintaucht. (Die letzte Forderung war vor allem mit Rücksicht auf die Höhenlage der Auflagerunterkante bei dem östlichsten Flutpfeiler gestellt.) Außerdem mußte die lichte Höhe über dem Ufergleis und dem Elbgleis (Zufahrtgleis von Bahnhof nach Hafen Tangermünde) 5,51 m betragen. Die Durchbiegung der Hauptträger wurde ermittelt für ständige Last und für Verkekrslast in den Punkten 11, 16 und 36 (s. Abb. 17) mittels Einflußlinien. Die Überhöhung war so zu bestimmen, daß bei Wirkung der ständigen Last die theoretische Neigung der Brückenachse erreicht wird. In Abb. 6 sind die Durchbiegungen der beiden Hauptträger infolge ständiger Last dargestellt. Die Überhöhung für beide Hauptträger ist jedoch gleich gewählt. Die Hauptträgerpunkte, an denen Stöße vorhanden sind, liegen auf einer Kurve, die durch Mittelung der Biegelinien der beiden Hauptträger entsteht.

In folgender Tabelle sind die größten Durchbiegungen in den Punkten 11, 16 und 36 (s. Abb. 17) getrennt nach bahn- und straßenseitigem Hauptträger infolge ruhender Verkehrslast zusammengestellt, darunter ist in Klammern das Verhältnis zur Stützweite errechnet. $\left(\delta p_{zul} = \frac{l}{700} \right)$.

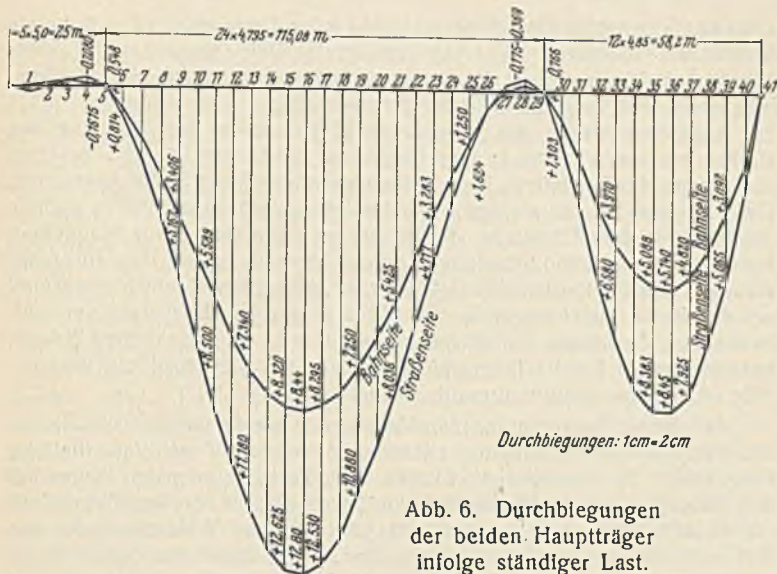


Abb. 6. Durchbiegungen der beiden Hauptträger infolge ständiger Last.

Ermittlungsstelle der Durchbiegung	Punkt 11	Punkt 16	Punkt 36
Bahnseitiger Hauptträger . . .	7,81 cm $\left(\frac{1}{1470}\right)$	7,49 cm $\left(\frac{1}{1535}\right)$	8,12 cm $\left(\frac{1}{716}\right)$
Straßenseitiger Hauptträger . . .	6,02 cm $\left(\frac{1}{1911}\right)$	5,72 cm $\left(\frac{1}{2011}\right)$	6,46 cm $\left(\frac{1}{900}\right)$

Eine andere wichtige Formänderung ist die Längenverschiebung des Bauwerks, die vor allem für die Übergangskonstruktion auf die nachfolgenden Flutbrücken maßgebend ist. Die Längenverschiebungen entstehen durch die Einwirkung der Wärmeänderungen und durch die Formänderungen durch ständige Last und Verkehrslast. Die Auflager auf den Pfeilern I, II und III sind beweglich ausgebildet. Da bei der verhältnismäßig großen Brückenlänge (sie beträgt $25 + 115,08 + 58,20 = 198,28$ m) infolge ständiger Last, Verkehrslast und Temperatureinfluß bedeutende Verschiebungen auftreten, sind die Konstruktionslängen dergestalt festgelegt worden, daß bei ständiger Last und halber Verkehrslast die Lager mittig auf den Pfeilern stehen, also dann die theoretischen Stützweiten vorhanden sind. Es ergibt sich dann unter Annahme einer Wärmeänderung von $\pm 35^\circ$ eine verbleibende größte Verschiebung, die aus den Verschiebungen für die Eisenbahn- und Straßenseite gemittelt wird,

1. auf Pfeiler I von $\Delta t + \frac{\Delta p}{2} = 1,54$ cm,
2. . . . II . $\Delta t + \frac{\Delta p}{2} = 7,04$ cm,
3. . . . III . $\Delta t + \frac{\Delta p}{2} = 9,30$ cm.

Straßen- und Schienenoberkante laufen bis auf die 25-m-Öffnung auf Tangermünder Seite parallel. Vom östlichen Widerlager aus steigen beide in der Neigung 1:149 auf 634,91 m, anschließend folgt bis zur Mitte der Hauptstromöffnung eine Steigung 1:156, dann fallen Straße und Gleis 1:156, die Straße bis zum westlichen Widerlager; das Gleis beginnt, um den späteren Anschluß zu finden, dagegen bereits auf Pfeiler I 1:60 zu fallen.

a) Flutbrücken.

An die 58,20-m-Öffnung der Strombrücke schließen sich 21 Flutöffnungen an. Mit Ausnahme der beiden ersten Überbauten, die eine Stützweite von 33,95 m und 30,96 m haben, sind die Stützweiten gleichmäßig 30 m groß. Je drei Öffnungen bilden ein Brückensystem, so daß die gesamte Flutbrücke demnach in sieben Blechträgerbrücken auf je vier Stützen aufgeteilt ist. Die Lagerung ist auf allen Pfeilern mittig angeordnet. Bei den Pfeilern, auf denen zwei durchlaufende Träger aufliegen, wurde dies dadurch erreicht, daß das Lager des einen Trägers auf dem andern, und zwar mittig über dessen Lager angeordnet wurde. (Die konstruktive Ausbildung wird weiter unten beschrieben.) Die Hauptträger sind durchweg 2,20 m (Stegblechhöhe) hoch. Um den Sprung von dem 3,50 m hohen Hauptträger der Strombrücke zu dem niedrigerem der Flutbrücke nicht augenfällig zu machen, ist das Gelände vollwandig ausgebildet, so daß die Gesamthöhe von Unterkante Konstruktion bis Oberkante Versteifungsträger in der Hauptöffnung und von Unterkante Konstruktion bis Geländeoberkante in den Flutöffnungen auf die gesamte Brückenlänge stetig durchgeführt ist und das Bauwerk als ein einheitliches Band wirkt.

Der Hauptträgerabstand beträgt 11,10 m. Der Fahrbahnrost ist in der gleichen Weise wie bei der Strombrücke ausgebildet. Der Querrägerabstand beträgt in den beiden wasserseitigen Öffnungen 4,85 bzw. 5,16 m, in allen anderen Öffnungen 5,0 m. Die größte Durchbiegung tritt bei den Flutbrücken ungefähr in der Mitte der 33,95-m-Öffnung auf. Sie beträgt hier für den bahnsseitigen Hauptträger infolge Eigengewichts 2,21 cm und infolge der Verkehrslast 5,014 cm, zusammen 7,224 cm. δp ergibt sich zu $\frac{3395}{5,014} = \frac{l}{676} \left(\delta p_{zul} = \frac{l}{700} \right)$. Da diese Durchbiegung nur einmal auftritt und alle anderen kleiner sind, wurde sie ausnahmsweise als zulässig angesehen. Berechnet wurden außerdem die größten Durchbiegungen für die beiden anderen Öffnungen des durchlaufenden Trägers mit ungleichen Öffnungen.

Für die Bestimmung der Überhöhungen der Hauptträger wurde angenommen, daß die Durchbiegungen des bahnsseitigen und straßenseitigen Hauptträgers ungefähr gleich groß sind. Rechnungsmäßig ergibt sich eine größte Durchbiegung des Hauptträgers auf der Straßenseite in der 33,95-m-Öffnung von 6,646 cm (auf der Bahnseite 7,224 cm). Dieser Durchbiegungswert stimmt jedoch nicht genau, da der straßenseitige Hauptträger ein durchschnittlich kleineres Trägheitsmoment hat als der bahnsseitige und sich somit etwas mehr durchbiegen wird. Die Überhöhungen wurden daher für beide Hauptträger gleich ausgeführt. Dabei wurden sämtliche Punkte innerhalb einer jeden Öffnung auf einer Überhöhungsparabel mit der größten Durchbiegung aus ständiger Last als Pfeilhöhe angenommen. Für die Berechnung der Überhöhungen bei den Flutbrücken mit gleichen Öffnungen wurde angenommen, daß die Durchbiegungen in der 30-m-Öffnung der ungleichen Flutbrücken gleich sind denen der Endfelder der gleichen Flutbrücken mit gleichen Öffnungen, und daß die Durchbiegungen des Mittelfeldes der gleichen Flutbrücken mit genügender Genauigkeit aus denen der ungleichen Flutbrücken abgeleitet werden können.

III. Berechnungsgrundlagen.

1. Belastungsannahme.

Die Berechnung der Brücke wurde unter Zugrundelegung der DIN 1072 und DIN 1073 und der Vorschriften für Eisenbauwerke (BE), herausgegeben von der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft, durchgeführt. Da die statische Berechnung bereits vor der Neuausgabe der DIN 1072 im September 1931 durchgeführt und bereits landespolizeilich geprüft war, wurden bei der Verkehrslast die 23-t-Walze und der 9-t-Lastkraftwagen herangezogen, während die neue DIN 1072 die 24-t-Walze und den 12 t schweren Lastkraftwagen vorsieht. In einer Nachtragsberechnung wurde später nachgewiesen, daß bei Berücksichtigung der neuen Vorschriften nur an ganz wenigen Konstruktionsteilen eine Überbeanspruchung auftritt, und auch hier ist die Beanspruchung nirgends höher als 3% der zulässigen Beanspruchung.

a) Ständige Last. Im einzelnen wurden zur Bestimmung der ständigen Belastung folgende Einheitsgewichte in die Rechnung eingeführt:

1. Quarzporphyrpflaster der Fahrbahn 3,000 t/m³
2. Sand unter dem Pflaster 1,600 "
3. Eisenbeton 2,400 "
4. Isolierschicht 0,018 t/m²
5. Duromitbeton als Fußwegbefestigung 3,600 t/m³
6. Gasrohr, Telegraphen- und Fernsprechleitungen . . 0,100 t/m
7. Schienen und Kleineisenzeug 0,120 "
8. Schwellen 0,250 "
9. Riffelblech zwischen den Schienen auf Längsbohlen 0,065 "
10. Bohlenabdeckung 0,05 · 1,65 0,083 "

b) Verkehrslast. Eisenbahnlastenzug G.

Straßenbelastung Brückenklasse I:

- Dampfwalze $\Delta P = 23$ t,
- Lastkraftwagen $\Delta P = 9$ t.

Menschengedränge zur Berechnung:

1. des Fahrbahnrostes und des Fußweges $p = 0,5$ t/m²,
2. der Hauptträger $p = (525 - l)$ t/m².

Zur Bestimmung der Stoßziffer für die Eisenbahnbelastung wurden Schwellen unmittelbar auf Längsträgern und geschweißte Schienenstöße entsprechend BE vom 25. Februar 1925, Tafel 3, Spalte III angenommen. Die Stoßziffer ist für eine zweispurige Brücke berechnet.

Für die Straßenbelastung ist die Stoßziffer einer dreispurigen Brücke gewählt worden.

2. Wärmeänderungen.

Für gleichmäßige Erwärmung aller Teile wurden Wärmeschwankungen von 35°C gegenüber der mittleren Aufstellungstemperatur von 10°C angenommen. Bei ungleichmäßiger Erwärmung einzelner Tragteile wurde mit einer Temperaturdifferenz von 15°C gerechnet.

3. Die Werkstoffe und zulässigen Beanspruchungen.

Als Werkstoffe der Brücke wurde folgendes Material gewählt:

1. für die Haupt-, Quer- und Längsträger und sämtliche Verbände Baustahl St 52,

2. für die Geländer Baustahl St 37,
3. für die Auflager Stahlguß Stg 52.81 S,
4. für die Niete Baustahl St 44.

Die zulässigen Beanspruchungen sind aus folgender Tabelle zu ersehen:

Werkstoff	Zulässige Spannungen, Zug bzw. Druck und Biegung	
	Hauptkräfte δ_{zul} in kg/cm ²	Haupt-, Wind und Zusatzkräfte δ_{zul} in kg/cm ²
St 52	2100	2400
St 44 (für die Niete)	2100	2400
St 37	1400	1600
Stg 52.81 S	1800	2000

IV. Die Unterbauten der Strom- und Flutbrücken.

Die stählernen Überbauten ruhen auf 23 Pfeilern und 2 Widerlagern, von denen 2 Uferpfeiler, 1 Strompfeiler und das östliche

einer rd. 5 m hohen Kiesschicht und bei Pfeiler 3 von einer rd. 7 m hohen Kiesschicht überdeckt ist. Auf dem Flutgelände wurden unter einer dünnen (rd. 10 cm dicken) Humusschicht starke Sand- bzw. Kiesschichten festgestellt und in größerer Tiefe stark tonhaltiger Kies gefunden.

Außerdem wurde das vorgefundene Wasser in der Elbe, in den Kolken und auch später in den Baugruben auf betonschädliche Bestandteile durch das Technische Untersuchungsamt der Stadt Berlin untersucht. Diese Untersuchungen wurden besonders eingehend durchgeführt, da man bei Pfeilern einer Elbbrücke der rd. 60 km entfernten Stadt Magdeburg vor Jahren mit großen Schwierigkeiten zu kämpfen hatte. Hier trat unter diesen Pfeilern betonschädliches Wasser auf, das außerordentlich zersetzend auf den Beton einwirkte. Nur mit Mühe gelang es, die Gefahr der vollkommenen Zerstörung der Pfeiler zu beseitigen. Bei sämtlichen Wasseruntersuchungen für die Tangermünder Brücke konnten schädliche Bestandteile im Wasser nicht festgestellt werden.

Auf Grund der vorgefundenen Verhältnisse wurde für sämtliche Strom- und Flutpfeiler eine Gründung zwischen Spundwänden mit Wasserhaltung ausgeführt. Die Spundwände wurden nach Fertigstellung der Pfeiler bei den Strompfeilern auf Stromsohle von Tauchern und bei den Flutpfeilern auf Geländehöhe abgeschnitten. Das linkselbische Widerlager, das auf dem hochgelegenen hochwasserfreien Ufer steht, konnte ohne Spundwände und Wasserhaltung gegründet werden (Abb. 7).

Als größter zulässiger Bodendruck wurde für kiesigen und tonigen Untergrund 4 kg/cm² und für sandigen Untergrund 3 kg/cm² zugelassen.

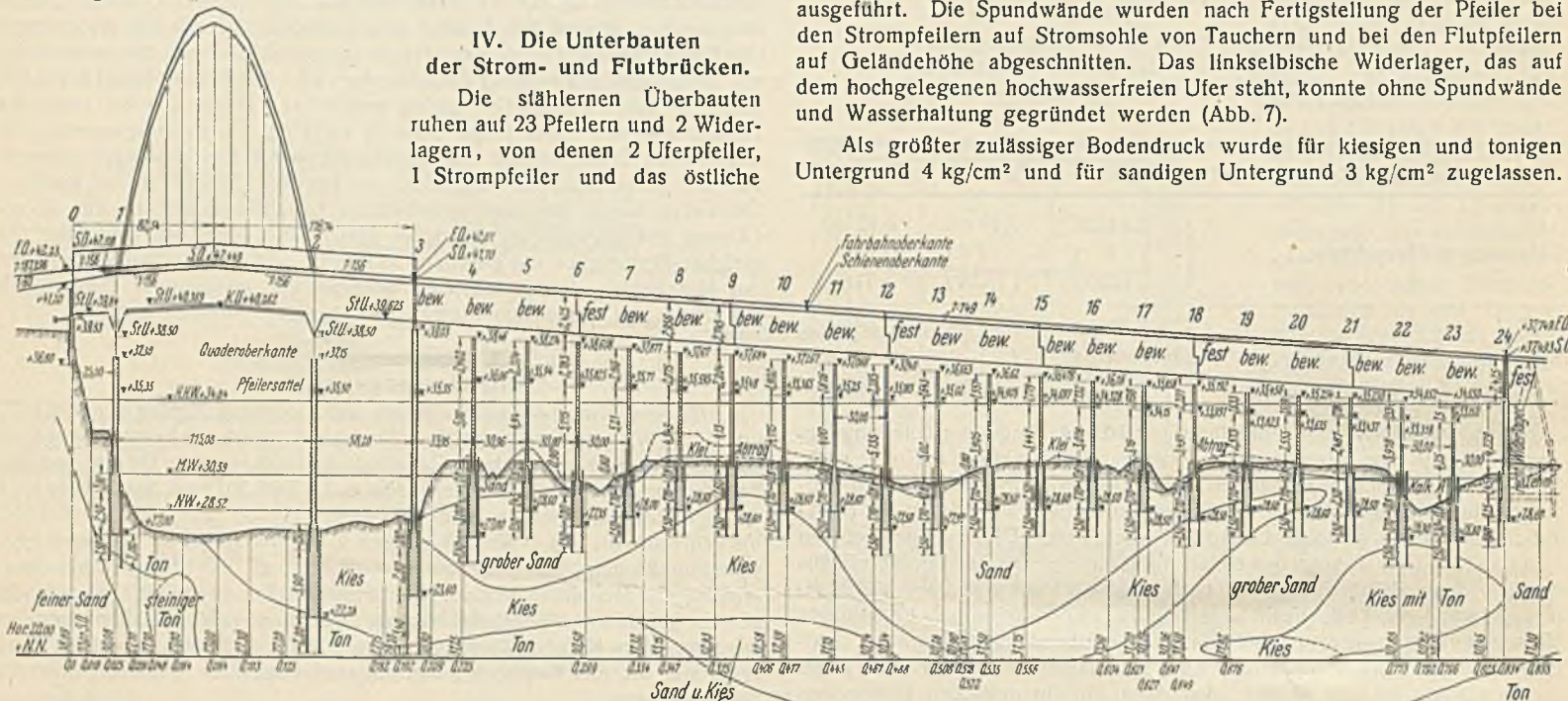


Abb. 7. Überhöhtes Längsprofil.

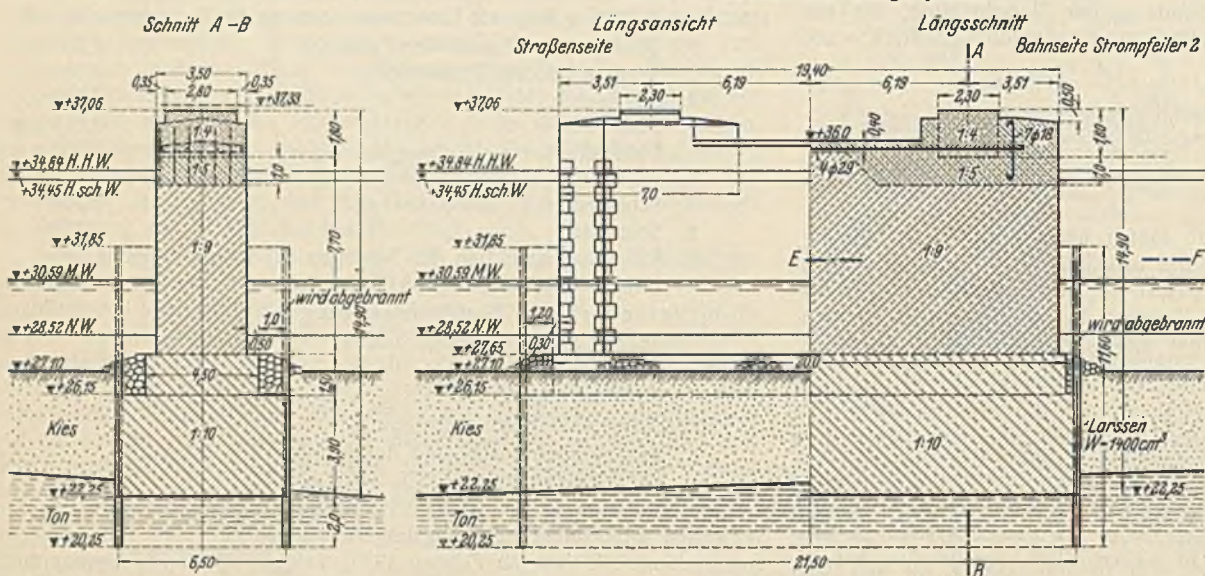


Abb. 8. Strompfeiler 2.

Widerlager die Strombrücke tragen. Alle anderen Pfeiler stehen im Flutgelände.

Zur Feststellung der notwendigen Gründungstiefe und der zulässigen Bodenpressung wurden, auf die ganze Brückenlänge verteilt, vor Beginn des Baues rd. 30 Bohrlöcher hergestellt. Hierbei ergab sich, daß auf dem linkselbischen Ufer festgelagerter schwerer Ton bis wenig unter der Stromsohle ansteht, daß diese Tonschicht nach Osten abfällt, bei Pfeiler 2 von

Im übrigen wurden für die einzelnen Baustoffe folgende zulässigen Belastungen angenommen:

- Eisenbeton 1 : 4, für die Auflagerquader gemäß Tafel 20¹ der Vorschriften für Eisenbauwerke (B E) = 50 + 40% = . . . 70 kg/cm²
- Beton 1 : 7 gemäß Tafel 20² der Eisenbauwerke 25 + 80% = . . . 45
- dsgl. 1 : 9 = . . . 20
- dsgl. 1 : 10 = . . . 16
- Rundeisen = . . . 1200

Während des Baues wurden zur Überwachung der Betonmischungen laufend Betonprobewürfel hergestellt, die von dem Bauingenieurlaboratorium der Technischen Hochschule Hannover abgedrückt wurden.

Den größten Auflagerdruck hat der Strompfeiler 2 (Abb. 8) zu übernehmen, er trägt auf der Eisenbahnhälfte einschl. Zusatzkräfte und Stoßzahl 1261 t und auf der Straßenseite 1460 t. Die Auflagerquader sind aus Eisenbeton im Mischungsverhältnis 1 : 4 hergestellt. In der Längsrich-

tung sind die Quader verbreitert, um gegebenenfalls Pressen zum Anheben der Überbauten aufbringen zu können. Die Lager auf Pfeiler 1 u. 2 sind nur längs- und nicht querbeweglich. Da an den Lagern der beiden Pfeiler durch Belastung der Querträger mit Verkehrslast, infolge Rahmenwirkung der Querträger, in Höhe + 38,12 (die Pfeilerquaderoberkanten liegen auf + 37,06) waagerechte Kräfte quer zur Brückenachse auftreten, mußten waagerechte Verankerungen vorgesehen werden. Bei den Lagern des Pfeilers 2 sind diese Kräfte, die jeweils entgegengesetzt gerichtet sind, je 33,6 t groß. Wie aus Abb. 8 zu ersehen ist, sind vier Rundstähle mit 29 mm ϕ als waagerechte Verankerung vorhanden. Der Pfeilerschaft ist 7,70 m hoch und gleichmäßig 3,50 m stark. Das Mischungsverhältnis ist 1:9. Der Schaft ist mit einer 8 bis 10 cm dicken Vorsatzbetonschicht 1:4 umgeben, um eine glatte Außenfläche zu erhalten, da eine weitere Bearbeitung dieser Flächen nach dem Ausschalen nicht vorgenommen werden sollte. Der Fundamentbeton hat das Mischungsverhältnis 1:10. Auch der Fundamentbeton wurde sowohl auf der Sohle, wie an den Seiten mit einer Vorsatzbetonschicht 1:4, rd. 10 cm stark, umgeben. Dieser Vorsatzbeton wurde jedoch aus Hochofenzement hergestellt, um ihn möglichst widerstandsfähig gegen schädliche Bestandteile des Wassers und möglichst wasserundurchlässig zu machen. Das Technische Untersuchungsamt der Stadt Berlin hatte den Hochofenzement einem Traßzusatz auf Grund der Ergebnisse der Wasseruntersuchungen vorgezogen.



Abb. 9. Baugrube des Strompfeilers 2 beim Einbringen der ersten Betonschicht.

Die Herstellung des Hauptstrompfeilers in offener Baugrube zwischen Larssenspundwänden verlief ohne Zwischenfall. Wie aus Abb. 8 zu ersehen ist, reichen die Spundwände 2 m unter Fundamentsohle, stecken etwas über 2 m in festgelagertem Tonboden und reichen 1,26 m über MW. Die Fundamentsohle liegt etwa 5 m unter Stromsohle und 8,34 m unter MW. Die ausgeschachtete Baugrube war vollständig trocken. Die Spundwände waren über der Elbsohle von außen mit Sägespänen und von innen und unter der Elbsohle mit Bielwolle gedichtet worden. Die geringe Wassermenge, die doch noch eindrang, wurde mit Leichtigkeit durch eine zweckmäßig angeordnete Drainage (es wurden halbierte Dränrohre mit der fortschreitenden Betonierung an den undichten Spundwandschlössern hochgebaut) dem Pumpensumpf zugeführt. Von unten dagegen drang kein Tropfen Wasser durch. Abb. 9 zeigt die Baugrube beim Einbringen der ersten Betonschicht. Zur Wasserhaltung wurden zwei Kreiselpumpenanlagen angeordnet, von denen jeweils die eine arbeitete und die andere entsprechend dem Fortschritt des Bodenaushubes tiefer gesetzt wurde. Nachdem die Gründungstiefe erreicht war, diente die eine als Reserveanlage.

Der Uferpfeiler 3 wurde in gleicher Weise hergestellt. Der Ton liegt hier etwas tiefer als beim Strompfeiler. Man trieb die Spundwände ebenfalls in den Ton ein, gründete den Pfeiler aber 3,40 m über Spundwandunterkante auf Kies. Schwierigkeiten traten auch hier nicht auf. Zwischen den beiden Auflagern ist wie bei allen Flutpfeilern ein Raum zur Durchfahrt des Besichtigungswagens freigelassen. Eiseneinlagen, wie sie oben bei Pfeiler 2 beschrieben sind, waren hier nicht notwendig, da die straßenseitigen Stahlgußlager querbeweglich ausgebildet sind, so daß nur die geringen waagerechten Kräfte senkrecht zur Brückenachse aufzunehmen sind, die von der rollenden Reibung herrühren.

Bei dem Tangermünder Uferpfeiler sind die Untergrundverhältnisse etwas anders geartet als bei den Pfeilern 2 und 3. An dieser Stelle steht bis dicht an die Oberfläche eine 5 bis 6 m hohe Tonschicht an, und darunter liegt steiniger Ton mit Kiesablagerungen. Man entschloß sich, diese Schicht überhaupt nicht anzugreifen, sondern die Fundamentsohle so hoch zu legen, daß noch eine 1,50 m hohe Tonschicht unter Fundamentunterkante erhalten blieb. Die wasserseltige Spundwand reicht zum Schutze

des Pfeilers 2 m unter Fundamentsohle. Außerdem ist der Pfeiler noch durch starken Steinwurf gegen Kolkgefahr geschützt.

Bei dem Aushub und dem Betonieren des Fundaments ging man besonders vorsichtig vor. Es bestand die Möglichkeit, daß bei gleichmäßigem Aushub des ganzen Fundaments die dünne, 1,50 m hohe Tonschicht von Wasser von unten durchgedrückt würde, so daß eine Wasserhaltung nur noch unter den größten Schwierigkeiten durchzuführen wäre. Um dies zu vermeiden, wurde die unterste 1,50 m hohe Schicht des Fundaments in Streifen von je rd. 2 m nacheinander hergestellt (Abb. 10). Es gelang, eine Baugrube zu schaffen, die so trocken war, daß jede Wasserhaltung unnötig wurde. Das wenige durch die Spundwandschlösser eindringende Wasser wurde von Zeit zu Zeit von den Arbeitern mit Eimern ausgeschöpft. Der Aufbau des Pfeilers 1 entspricht dem der beiden anderen, wie bei Pfeiler 2 sind im Pfeilerkopf Eisen zur Aufnahme waagerechter Kräfte, die von dem stählernen Überbau übernommen werden müssen, vorgesehen.

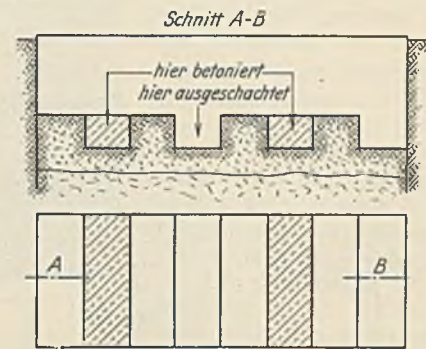


Abb. 10. Herstellung des Fundaments des Uferpfeilers 1 in einzelnen Abschnitten.

Die beiden Ufer- und der Hauptstrompfeiler haben zum Schutze gegen Eisgang und gegen antreibende Gegenstände an den drei Kanten der stromaufwärts gerichteten Vorköpfe Granitverkleidung. Im übrigen sind die Pfeiler belassen, wie sie aus der Schalung kamen.

Das feste Auflager der Hauptbrücke ist auf dem linken Widerlager angeordnet, das somit neben den senkrechten Kräften die waagerechten Kräfte aus der Brücke zu übernehmen hat. Da auch negative Auflagerkräfte auftreten, mußte das Widerlager so ausgebildet werden, daß eine Verankerungskonstruktion in ihm Platz finden konnte.

Der Untergrund besteht hier aus Ton, der aber von Kiesnestern durchsetzt ist; zur Aufnahme waagerechter Kräfte ist er wegen der Gefahr des Abgleitens nicht besonders geeignet. Man bildete das Widerlager daher so aus, daß an der Fundamentsohle, die rd. 2 m über HHW liegt, nur senkrechte Kräfte zu übernehmen sind. Dies wurde dadurch erreicht, daß eine Ankerplatte aus Eisenbeton zur Aufnahme der waagerechten Kräfte angeordnet wurde. Die Anker greifen auf der Rückseite des Widerlagers in Höhe des Bremsbandes — Unterkante Hauptträgerstegblech — an, so daß die Bremskräfte unmittelbar in die Anker eingeführt werden. Der Einbau besonderer Bremsböcke wurde damit überflüssig (Die Verankerungskonstruktion selbst wird weiter unten bei der Beschreibung des Überbaues geschildert.)

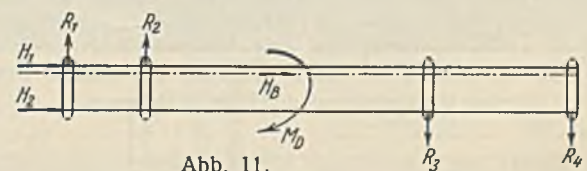


Abb. 11.

Obwohl nur ein seitlich angeordnetes Gleis vorhanden ist, wurde angenommen, daß der waagerechte Verband und die Fahrbahnplatte dafür sorgen, daß die Reaktion H_1 und H_2 nicht stark voneinander abweichen können (Abb. 11). Das Bremsmoment wird praktisch zum größten Teil durch die Reaktionen R_1 bis R_4 aufgenommen. Zur größeren Sicherheit wurde für die beiden Bremskräfte die sich aus der Berechnung für die Bahnseite ergebende Kraft von 80,6 t eingesetzt und somit zusammen mit $2 \cdot 80,6 t = 161,2 t$ gerechnet. Es wird hiermit eine 3,05 fache Sicherheit gegen Herausziehen der Ankerplatte erreicht. Eine weitere Sicherheit bieten noch die vorspringenden Teile der Ankerplatten.

Die größte auftretende Bodenpressung beträgt nur 2,42 kg/cm², bei Berücksichtigung eines größten Auflagerdrucks von 153 t auf der Bahn- und 142 t auf der Straßenseite (Auflagerdrücke ohne Stoßzahl). Die konstruktive Durchbildung des linken Widerlagers im einzelnen ist aus Abb. 12 a u. b zu ersehen.

Flutpfeiler.

Die Flutpfeiler sind ebenfalls zwischen Spundwänden gegründet. Bis hart an die Geländeoberfläche steht Kies bzw. scharfer Sand an. Die

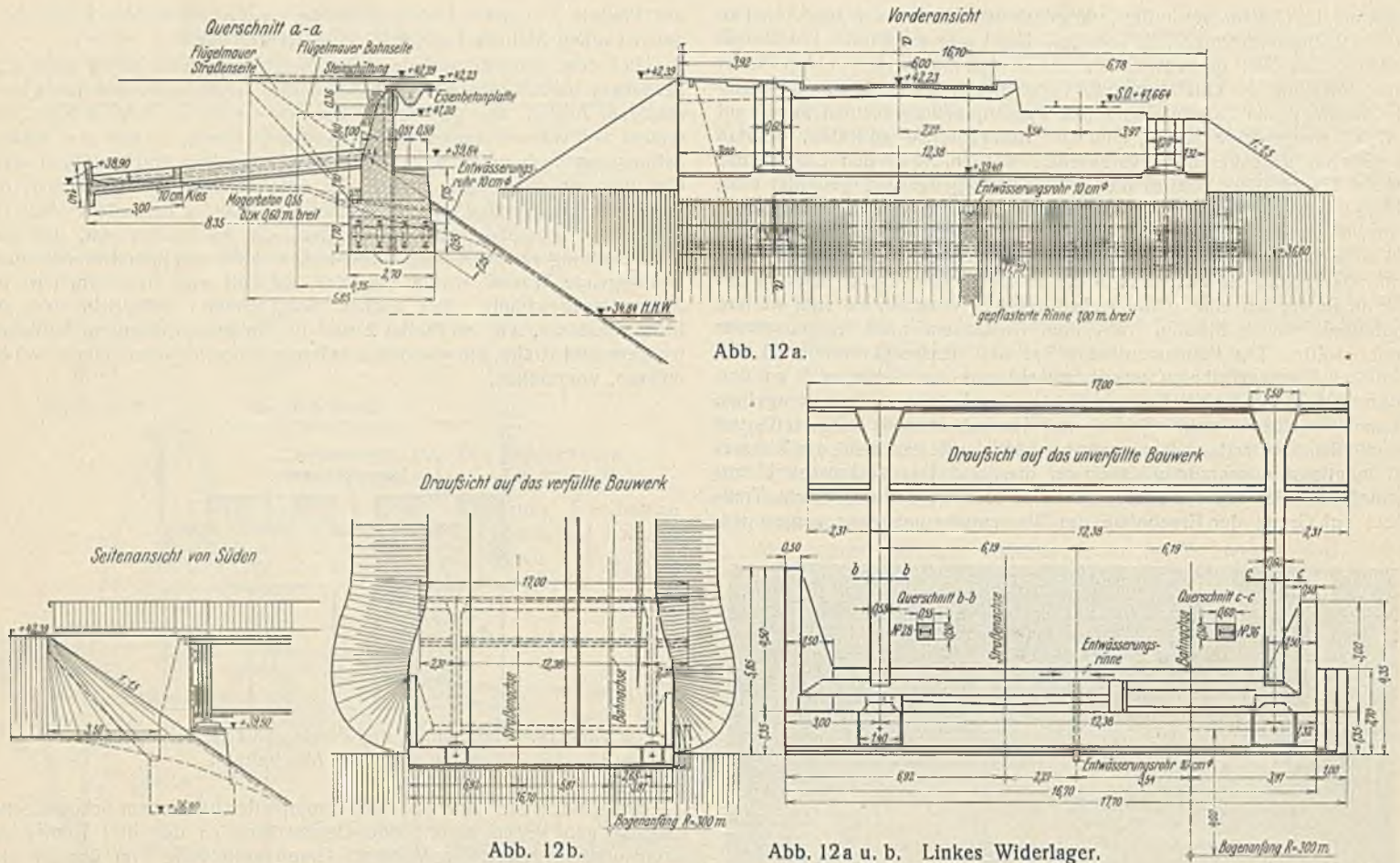


Abb. 12a.

Abb. 12b.

Abb. 12a u. b. Linkes Widerlager.



Abb. 13. Betonieren des Fundaments des Pfeilers 10 bei Wasserhaltung durch zwei Brunnen.

Gründungstiefe der einzelnen Pfeiler richtete sich nach den jeweiligen örtlichen Verhältnissen. In der Nähe von einem Kolk gründete man tiefer als an anderer Stelle. Grundsätzlich wurde die Fundamentsohle so tief gelegt, daß bei Hochwasser keine Unterkolkungsgefahr besteht. Die Spundwände, die auch nach Fertigstellung des Baues belassen werden, sind außerdem zum Schutze des Fundaments bis zu einer Tiefe von 1,50 m unter Fundamentsohle gerammt.

In allen Baugruben wurden zur Wasserhaltung wegen der großen Durchlässigkeit des Untergrundes zwei Brunnen angeordnet (Abb. 13).

Wo dies nicht ausreichte, wurde noch ein Pumpensumpf vorgesehen, dem das Wasser, das durch die Spundwandschlösser drang, mittels Drainage zugeleitet wurde.

Besonders stark war der Wasserandrang in der Nähe des Kolkes. Hier half man sich dadurch, daß man die Brunnen der benachbarten Baugruben mitlaufen ließ und damit die Wirkung einer regelrechten Grundwasserabsenkung erzielte.

Der Aufbau der Flutpfeiler und die Betonmischungsverhältnisse der mittleren Pfeilerteile sind ähnlich denen der Hauptpfeiler. Die Pfeilerköpfe sind hochgezogen, und dazwischen ist Raum für die Durchfahrt des Besichtigungswagens gelassen (Abb. 14 u. 15).



Abb. 14.

Flutpfeiler.



Abb. 15.

Die Flutpfeiler, auf denen die festen Lager der Brücke ruhen, erhalten im Schaft Zugspannungen und haben daher beiderseits zur Aufnahme der Zugkräfte Eiseneinlagen erhalten.

Die Kanten der Strompfeiler sind zum Schutze gegen antreibende Gegenstände an den stromaufwärts gelegenen Vorköpfen mit Granit verkleidet, bei den Flutpfeilern ist ein Schutzwinkel eingebaut.

Am 20. Juni 1931 wurde der erste Spundpfahl geschlagen, und bereits vor Eintritt des Winters Ende Oktober 1931 waren sämtliche 23 Pfeiler und die beiden Widerlager hergestellt, so daß im Frühjahr 1932 sofort die Montage der stählernen Überbauten, mit deren Herstellung während des Winters in den Werkstätten der Eisenkonstruktionsfirmen begonnen worden war, in Angriff genommen werden konnte.



Abb. 16. Aufnahme der Strombrücke.

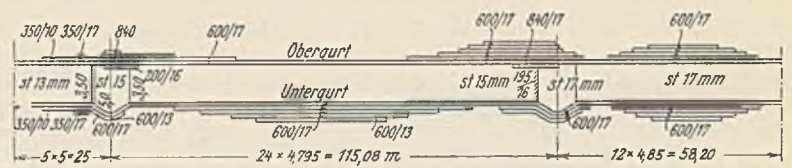


Abb. 18. Materialverteilung.

V. Der Überbau der Strombrücke (Abb. 16).

Der Hauptträger.

Der Hauptträger erstreckt sich über die drei Stromöffnungen und stellt einen Balken auf vier Stützen ohne Gelenke dar. In der Mittelöffnung ist er versteift durch einen Stabbogen. Das System ist somit dreifach statisch unbestimmt. Als statisch unbestimmte Größen Stabbogenkraft X_a (positiv als Zugkraft), sind die waagerechten Komponenten der das Stützenmoment M_B und das Stützenmoment M_C am Balken eingeführt, so daß ein Hauptsystem mit drei Balken auf je zwei Stützen entsteht (Abb. 17).

Der straßenseitige und der eisenbahnseitige Hauptträger sind gleich ausgeführt, so daß die allgemeine Berechnung der Unbekannten und der Einflußlinien für beide Träger Gültigkeit haben.

Der Blechträger ist einwandig. Das Stegblech besteht aus zwei Teilen, die in halber Höhe zusammengesetzt und durch beiderseits aufgelegte Laschen verbunden sind (Abb. 19). Die Stegblechdicken sind folgendermaßen abgestuft:

- von Punkt 0 bis 4 $\delta = 13$ mm,
- von Punkt 4 bis 28 $\delta = 15$ mm,
- von Punkt 28 bis 41 $\delta = 17$ mm.

An Gurtwinkeln sind von Punkt 0 bis 4 4 L 100 · 150 · 12 und für den Bereich von 4 bis 41 4 L 200 · 200 · 16 vorhanden. Auf den Gurtwinkeln liegen die Gurtplatten von je nach Bedarf wechselnder Zahl (vgl. Materialverteilung Abb. 18). Ihre Breiten betragen:

von Punkt 0 bis 4	oben 350 mm	unten 350 mm,
4a	6a	840
7	27	600
27a	29a	840
30	41	600

Die Gurtplatten sind mit wenigen Ausnahmen 17 mm dick.

Der Nachweis der Knicksicherheit der Versteifungsträger-Druckgurte ist in jeder Öffnung für den ersichtlich ungünstigst

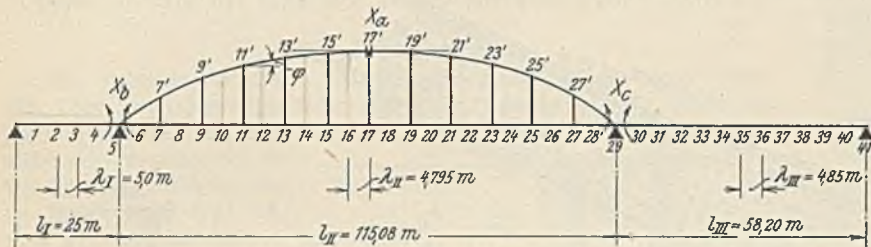


Abb. 17.

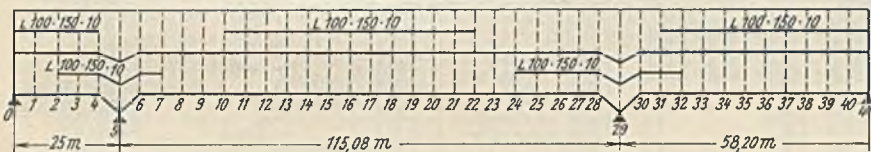


Abb. 21. Schema der Längsaussteifung.

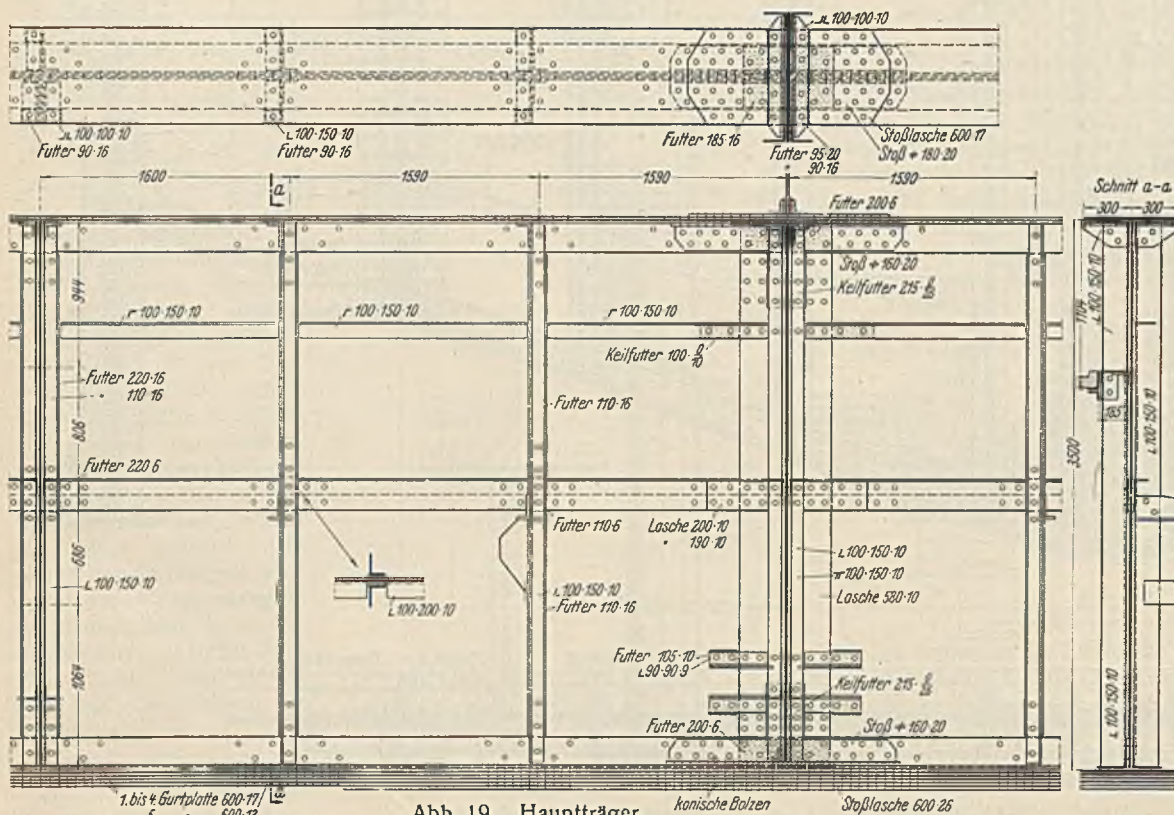


Abb. 19. Hauptträger.

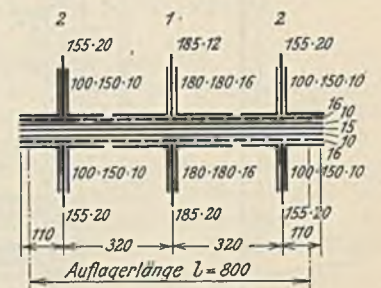


Abb. 20. Steifen über dem Lager bei Punkt 5.

beanspruchten Teil des Versteifungsträgergurtes durchgeführt. Dabei ist statt eines mittleren Feldmomentes das größere am Querträgeranschluß errechnete Moment berücksichtigt worden. Der Nachweis der Knickfestigkeit beim Vorhandensein nur einer Kopfplatte nach Bleich, Berechnung eiserner Konstruktionen, S. 231, ergab bei Berücksichtigung der Forderung, daß die Haltbarkeit gegen Ausbeulen die gleiche sein soll, wie gegen das Ausknicken des ganzen Stabes, daß die vorhandene Breite der Druckplatte nicht ausreichte. Es wurden daher

kleine Konsolen, die an den Aussteifungen des Stegbleches befestigt sind, zum Halten der einzelnen Druckplatte angeordnet (s. Abb. 19).

Auf Grund der Durchrechnung der Knicksicherheit gegen Ausbeulen der Stegbleche infolge der Scherkräfte (Normalspannungen sind hierbei vernachlässigt) wurden in den einzelnen Feldern Zwischensteifen angeordnet, die die Querkraft des betreffenden Feldes knicksicher aufzunehmen haben (s. Abb. 19). Es wurde für die ganze Knicklänge der Steifen $\frac{Q}{2}$ und für die halbe Knicklänge Q eingeführt. Der errechnete ungünstigste Wert wurde für den Nachweis zugrunde gelegt.

Die Anordnung der Steifen über dem Lager bei Punkt 5 ist aus Abb. 20 ersichtlich. Für die Druckübertragung werden die über die ganze Höhe durchgehenden Steifenwinkel mit Zwischenlagen und das Stegblech mit den beidseitigen Bellagen herangezogen. Alle diese Teile sind an den Aufstandflächen sorgfältig bearbeitet und eingepaßt.

Wegen der verhältnismäßig großen Stegblechhöhen war ein besonderer Nachweis der Knicksicherheit der Stegbleche bei Annahme der Wirkung reiner Normalspannungen notwendig. Dieser Nachweis wurde an Hand der Untersuchung von Timoschenko im Eisenbau 1921, S. 161, geführt. Da die Knicksicherheit für die unausgesteiften Stegblechfelder zwischen zwei lotrechten Steifen fast durchweg nicht ausreichte, wurde der Längsstoß als Steife ausgebildet, wodurch das Stegblech in zwei an ihren Rändern unterstützte Blechtafeln zerfällt, deren eine Druck, die andere jedoch Zug erhält. Da, wo diese Tafeln noch nicht knicksicher waren, wurden die Felder nochmals durch eine Längsstiefe unterteilt. Die Steifen sind nur auf einer Seite des Stegbleches angeordnet (Abb. 21).

Zur Verlaschung der Versteifungsträgerstöße wurden Niete von 23 mm und 26 mm Durchm. verwendet; war die Klemmlänge der Niete $5d$ mm, so traten an Stelle der Niete sich verjüngende Bolzen mit $1/100$ Anzug.

Der Stabbogen.

Der Stabbogen setzt sich aus einzelnen geraden Stäben, deren Längen sich über zwei Querträgerfelder erstrecken, zusammen. Die Größe der Stabbogenkräfte weichen nicht sehr voneinander ab. Die größte Stabkraft hat der Stab 5 bis 7' (vgl. Abbild. 17); sie beträgt infolge ständiger Last, Verkehrslast und Temperatur auf der Straßenseite 1472,4 t und auf der Eisenbahnseite 1346,4 t. Die kleinste Stabkraft tritt in dem Stab 15' bis 17' auf; sie ist auf der Straßenseite 1329,8 t und auf der Eisenbahnseite 1215,8 t groß.

Die Stabbogen auf der Straßen- und Eisenbahnseite sind einander gleich ausgebildet. In Abb. 22 ist ein Teil des Stabes 13' bis 15' bzw. 19' bis 21' dargestellt. Der Querschnitt des Stabbogens ist in Kastenform ausgebildet, in der die Hängestangen eingeführt werden. Für die Bemessung der Bindebleche der Stabbogen wurde eine Querkraft von 2% von dem auf die untere Querschnittshälfte entfallenden Anteil der straßenseitigen Stabbogenkraft angenommen. Der größte Bindeblechabstand wurde zu 1,33 m gewählt. Die Stöße des Stabbogens sind an den Hängestangenanschlußpunkten 7' bis 27' angeordnet; lediglich die Stäbe 5' bis 7' und 27' bis 29' sind noch einmal im Felde gestoßen.

Eine der wichtigsten Aufgaben, die das vorliegende Brückensystem an

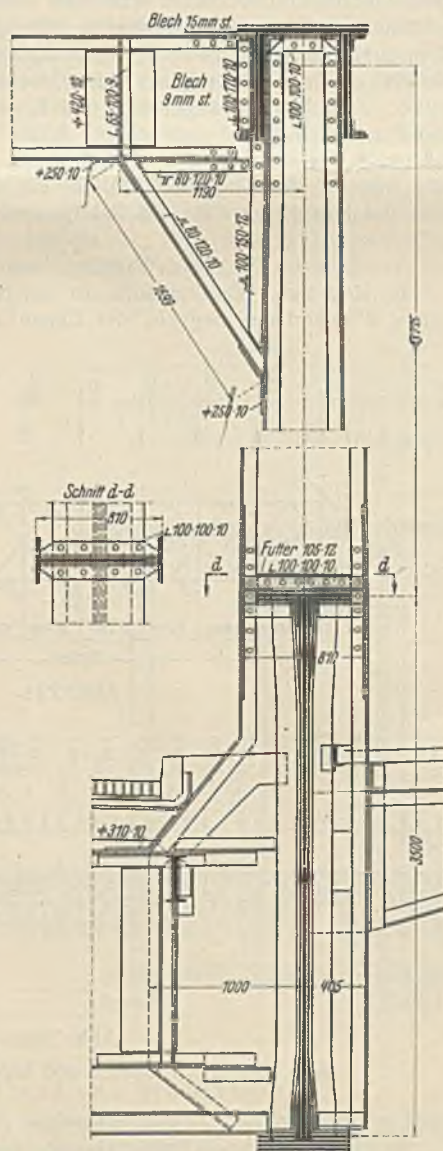


Abb. 24.
Anschluß der Hängestangen.

den Konstrukteur stellt, ist die Durchbildung eines einwandfreien Anschlusses des Stabbogens an den Versteifungsträger (vgl. Abb. 23). Die größte Stabkraft des anzuschließenden Druckgurttabes beträgt auf der Straßenseite $S_g + S_{sp} + S_t = -(960 + 486 + 24,4) = 1472,4$ t. Diese Stabkraft wird zerlegt in eine waagerechte Kraft $P_h = -1328$ t und eine senkrechte Kraft $P_v = 635$ t. Die senkrechte Kraft von $P_v = 635$ t wird von dem Fuße des Druckgurtes durch Kontakt unmittelbar durch die nebenstehenden Konsolen in den Versteifungsträger übertragen. Vorhanden sind zehn Konsolen, es entfällt demnach auf jede Konsole eine Kraft von 63,8 t.

Zum Anschluß der waagerechten Kraft $P_h = -1328$ t wurde die obere Lamelle $840 \cdot 30$ des Druckgurttabes verlängert; sie überträgt damit ihren Kraftanteil von ≈ 398 t unmittelbar in den Versteifungsträger. Die verbleibende waagerechte Kraft von 930 t wird durch die Knotenbleche übertragen. Die obere Lamelle ist an den Versteifungsträgerobergurt mit ihrem vollen Querschnitt angeschlossen.

Hängestangen.

Die Hängestangen, die auf der Straßenseite eine größte Kraft von je 115,4 t und auf der Eisenbahnseite von je 105,5 t übertragen müssen, haben einen I-Querschnitt. Die Hängestangen sind in den Stabbogen eingeführt, sie haben an der Anschlußstelle eine Breite von $C = 480$ mm. Bei dem Anschluß der Hängestangen an den Versteifungsträger ist das Stegblech an dieser Stelle unterbrochen, und als Ersatz sind in dem 150-mm-Winkelschenkel vier Laschen $130 \cdot 12$ mm angeordnet (vgl. Abb. 24). Die Hängestange hat hier eine Breite von 810 mm.

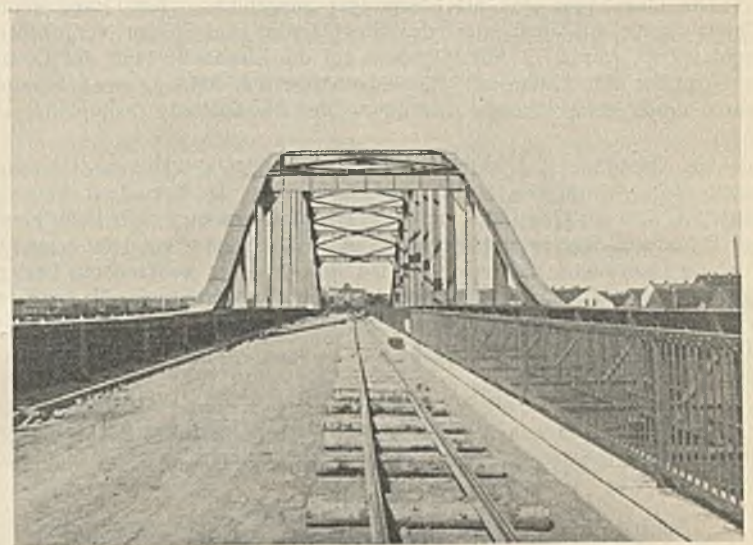


Abb. 25. Blick von der Fahrbahn in die Hauptöffnung.

Fahrbahn und Fußwege (Abb. 25).

Die Fahrbahnabdeckung der Straße besteht aus Quarzporphyrkleinpflaster von einer durchschnittlichen Höhe von 9 cm, das in einer 3 cm hohen starken Grusschicht verlegt ist. Darunter ist zum Schutze der nachfolgenden Isolierschicht eine Feinzementschicht mit Drahtgewebecinlage 4 cm dick angeordnet. Die Isolierschicht bilden zwei mehrmals mit Bitumen gestrichene Dichtungsbahnen. Die Fahrbahndecke ruht auf einer Eisenbetonfahrbahntafel. Diese Tafel wurde als durchlaufender Träger über vier Felder mit Kragarmen berechnet (vgl. Abb. 26).

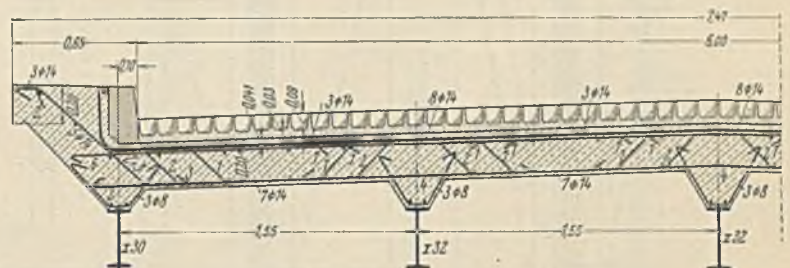


Abb. 26. Fahrbahntafel.

Die Schwellen der Eisenbahn sind mit Schwellenwinkel auf den Längsträgern befestigt.

Die Längsträger auf der Straßen- und Eisenbahnseite sind aus NPI hergestellt und als freiaufliegende Träger berechnet. Auf der Eisenbahnseite sind beim Anschluß an den Querträger Kontinuitätsplatten und Konsolen vorgesehen, die im Hinblick auf die durchlaufende 20 cm dicke Eisenbetonplatte bei der Straßenfahrbahn wegfallen.

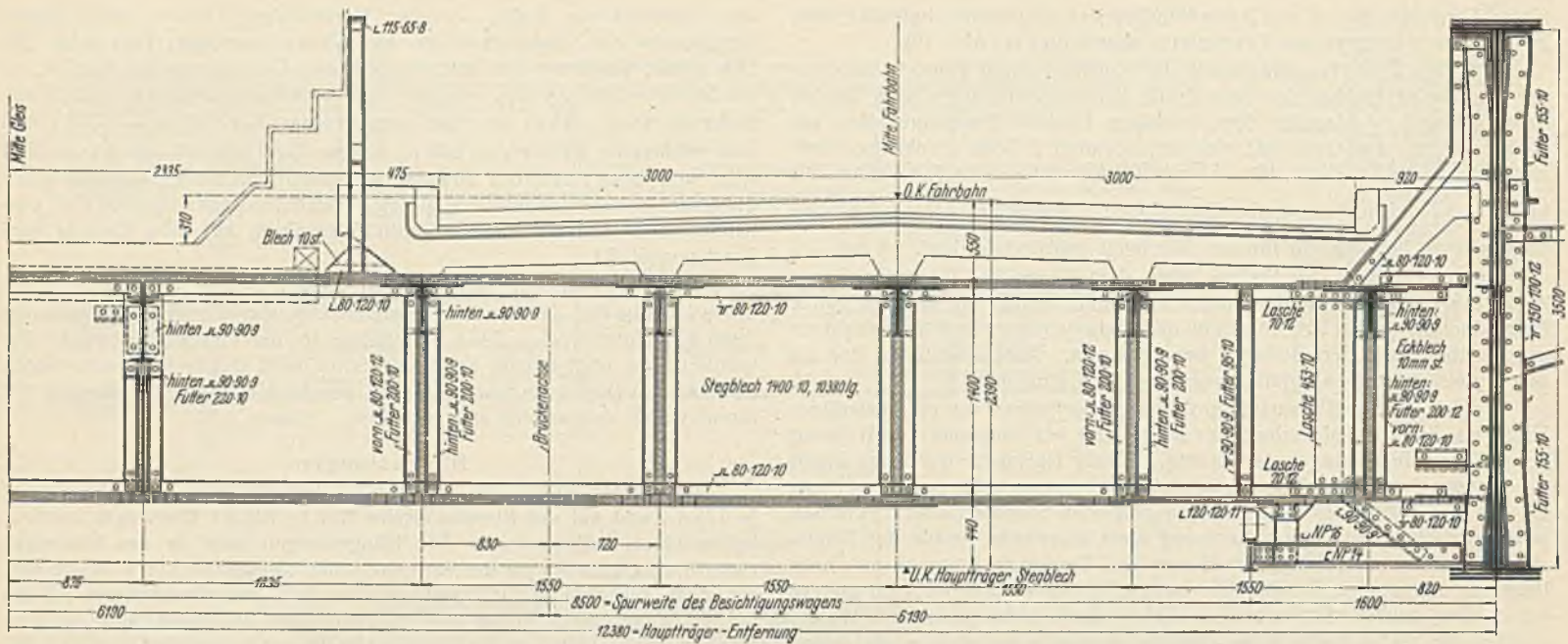


Abb. 27. Querträger.

Die Querträger sind als Blechträger ausgebildet. Auf Grund einer Untersuchung auf Ausbeulen des Stiegleches sind Stiffen vorgesehen worden (vgl. Abb. 27). Mit Rücksicht auf die Eisenbahn läuft der Obergurt parallel dem Untergurt. Die notwendige Querneigung der Fahrbahn wurde durch entsprechende Ausbildung der Eisenbetonfahrbahnplatte erreicht.

Die Querträger 0, 5 und 29 wirken wie Zweigelenkrahmen. Um den Schub H zu verringern, wurde der Einfluß der ständigen Last dadurch beseitigt, daß die Querträger mit den Hauptträgern erst nach Einbringen der Eisenbahn-Straßenfahrbahn und Fußwegabdeckung vernietet wurden. Für die Ermittlung des waagerechten Schubes der senkrechten Lasten kam demnach nur die Verkehrslast in Frage. Der Querträger 41 dagegen wirkt durch Anordnung eines querbeweglichen Lagers auf Pfeiler 3 wie ein Balken auf zwei Stützen.

Fahrbahn-Dehnungsvorrichtung über Pfeiler 3.

Die Verschiebungen der Strombrücke im Betriebszustande betragen über Pfeiler 3 rechnerisch nach außen rd. + 120 mm, nach innen rund

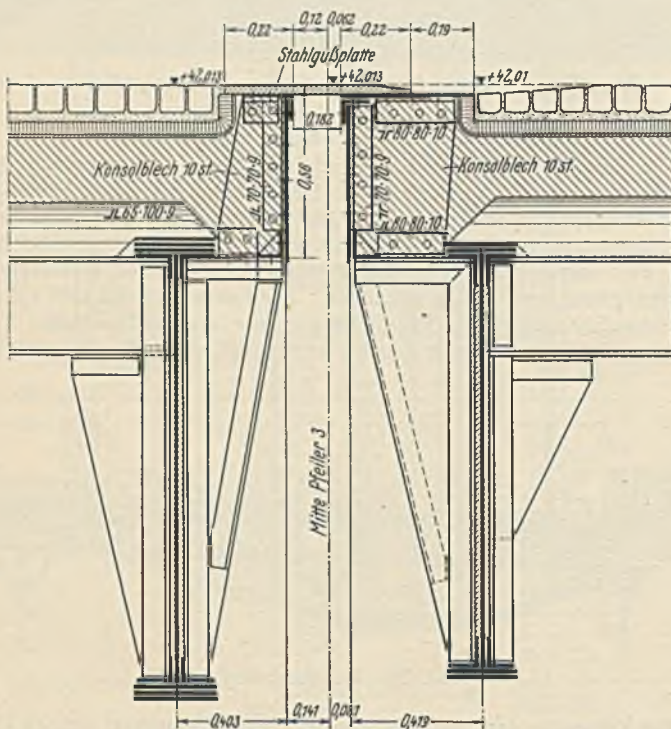


Abb. 28. Fahrbahndehnung über Pfeiler 3.

— 82 mm, dazu kommen die Verschiebungen der Flutbrücke von rund + 50 mm und rd. — 38 mm. Zusammen kommen also Verschiebungen von rd. + 170 mm und — 120 mm in Frage. Der ausgeführte Zwischenraum der Fahrbahn-Eisenbetonplatten der Strom- und Flutbrücken beträgt

120 + 62 = 182 mm. Die konstruktive Durchbildung der Fahrbahn-Dehnungsvorrichtung über Pfeiler 3 ist aus Abb. 28 zu ersehen. In gleicher Weise sind auch die Dehnungskonstruktionen bei den Flutbrücken ausgebildet worden.

Der öffentliche Fußweg ist auf Konsolen außerhalb des straßenseitigen Hauptträgers angeordnet. Auf Längsträgern sind Eisenbetonplatten verlegt. Die Platten sind 8 cm dick im Mischungsverhältnis 1 : 4 hergestellt und mit Baustahlgewebe mit $\sigma_{zul} = 2400$ der Baustahlgewebe G. m. b. H. Düsseldorf bewehrt. Zum Schutze gegen Abnutzung erhielten die Platten einen Überzug aus Duromitbeton von durchschnittlich 10 mm Dicke. Zwischen Fußwegplatten und Konsolen ist Raum für Gasleitung und Fernsprechkabeln vorgesehen. Außer diesem Fußweg ist auf der Bahnseite auf die Länge der Flutbrücken ein mit Bohlen abgedeckter Steg und auf die Länge der Strombrücke ein Austrittstrost auf der Innenseite des Hauptträgers für das Bahnpersonal angeordnet.

Windverband.

Es sind zwei Windverbände an der Strombrücke vorgesehen. Der untere Windverband liegt in der Ebene der Querträgeruntergurte und

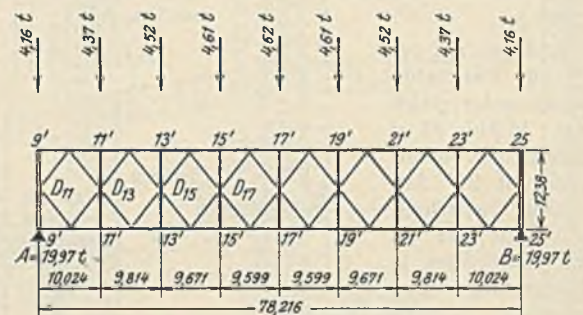


Abb. 29a.

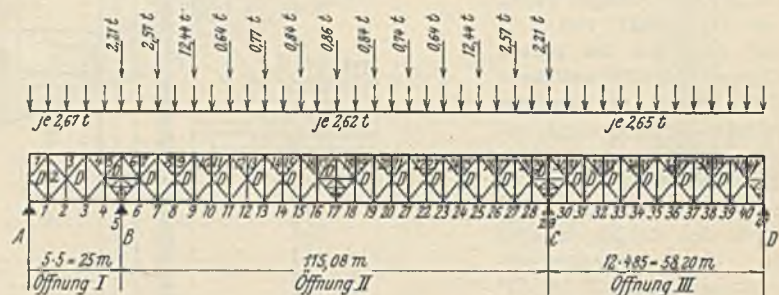


Abb. 29b.

Abb. 29a u. b. Oberer und unterer Windverband.

verläuft stetig über die drei Öffnungen $l_1 = 25$ m, $l_2 = 115,08$ m und $l_3 = 58,2$ m. Der obere Windverband ist zwischen den Portalen bei 9 und 25 angeordnet, er leitet seine Lasten mittels dieser beiden Portale auf den unteren Verband über. Die Windflächenverteilung wurde

Die Spannschlösser dienen zum genauen Einstellen der notwendigen Ankerlängen. Außerdem ist eine waagerechte Verankerungskonstruktion gegen Brems- und Reibungskräfte vorhanden. Die Bremskraft wird jeweils durch ein Bremsband in die hinter dem Widerlager vorgesehene Eisenbeton-Rückhaltekonstruktion (s. auch Abb. 12a u. b) geführt.

Besichtigungswagen.

Unterhalb der Fahrbahn ist ein Besichtigungswagen vorgesehen, der die Öffnungen der Strom- und Flutbrücken durchfahren kann. Die Laufbahnträger liegen auf der Innenseite der beiden Hauptträger neben dem Untergurt (s. Abb. 27). Da der Besichtigungswagen zwischen den Auflagerköpfen der Pfeiler durchfahren muß, ist seine Konstruktionslänge beschränkt. Um auch die Außenseite der Hauptträger und die Unterseite der Gehwegkonstruktion zugänglich zu machen, sind zwei in der Querrichtung der Brücke verschlebbare Ausleger angeordnet. Auf den Auslegern ist je eine umklappbare Leiter vorhanden. Der Besichtigungswagen wird durch Handbetrieb bewegt, die Ausleger werden ebenfalls durch Handbetrieb quer verschoben.

VI. Überbauten der Flutbrücken.
Hauptträger.

Die Flutbrücken erstrecken sich über 21 Flutöffnungen, von denen die beiden ersten die Stützweiten 33,95 m und 30,96 m, alle übrigen die Stützweiten 30 m haben. Die statische Aufteilung ist so gewählt, daß sieben durchlaufende Träger auf je vier Stützen vorhanden sind.

Die Hauptträger sind vollwandig, ihre Stegbleche sind 2,20 m hoch und 14 mm dick. Während die Hauptträger der Strombrücke über die Fahrbahn bis zur Geländerhöhe reichen, liegen die Hauptträger bei den Flutbrücken ganz unter der Fahrbahn.

Der Nachweis der Sicherheit des Stegbleches auf Ausbeulen wurde ebenfalls nach Bleich, Theorie und Berechnung der eisernen Brücken, erbracht. Es wurde eine zweifache Sicherheit verlangt. Bei sämtlichen gleichen Flutöffnungen genügt Aussteifungswinkel 100 · 150 · 10, die im Abstände von 1,25 m angeordnet wurden. Nur in einem Felde der 33,95-m-Öffnung mußte zur Erreichung einer zweifachen Sicherheit noch eine zusätzliche Aussteifung durch Auflegen eines waagerechten Winkels 80 · 120 · 10 in der Mitte der inneren Stegblechfläche vorgesehen werden. Die Druckgurte der Hauptträger boten an allen Stellen genügend Sicherheit gegen Ausknicken, so daß besondere Maßnahmen nicht getroffen werden mußten.

In Abb. 32 ist ein Teil des straßenseitigen Hauptträgers über Flutpfeiler 7 wiedergegeben.

Der Windverband der Flutbrücken ist in gleicher Weise ausgeführt, wie der untere Windverband der Strombrücke. Er liegt ebenfalls in der Ebene des unteren Querträgergurt, läuft über drei Öffnungen durch und stellt somit einen Balken auf vier Stützen dar. Die Wind-

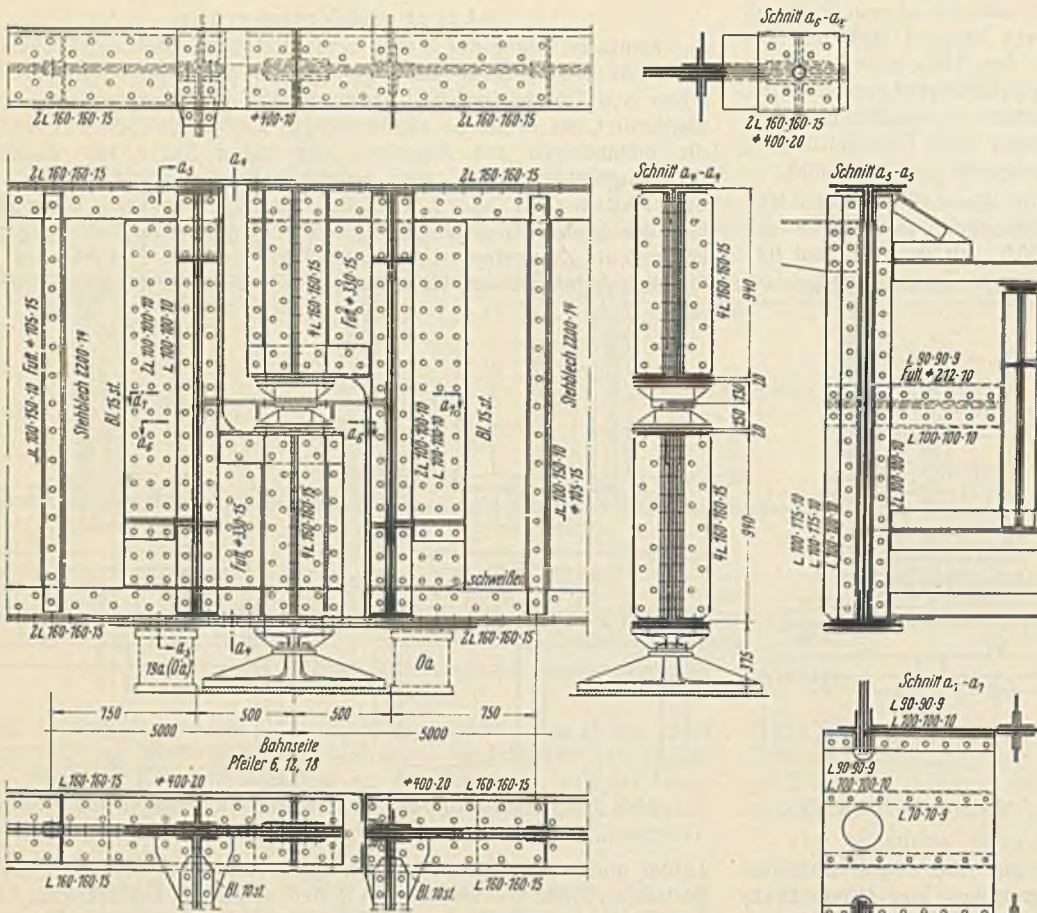


Abb. 33.

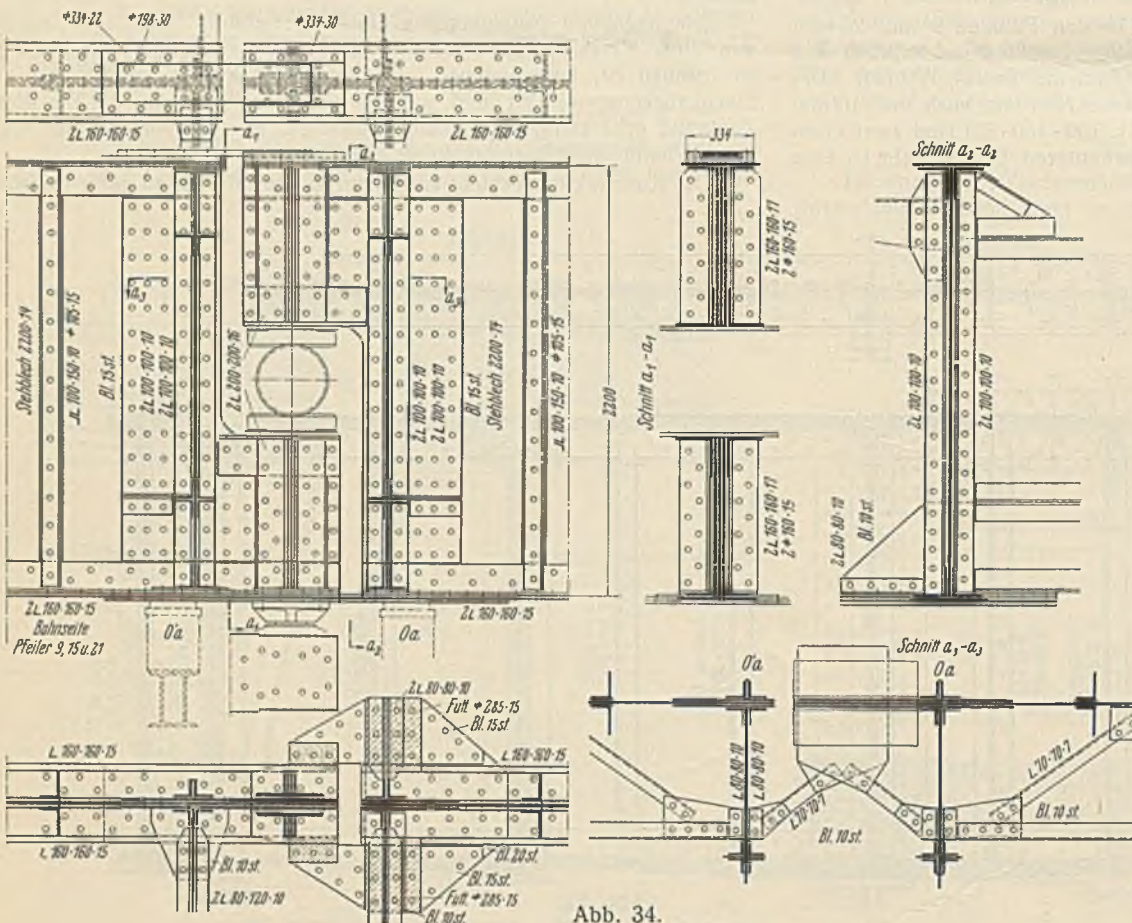


Abb. 34.

Abb. 33 u. 34. Auflager zweier benachbarter Brückensysteme.

Herstellung des Widerlagers gleich miteinbetoniert, so daß die feste Einbettung dieser Teile im Beton gewährleistet ist. Für die Anker sind senkrechte Schächte freigehalten worden, die nach Einbringen der Anker mit Beton ausgegossen wurden.

verbandstreben sind in der Mitte ein- bzw. zweimal an die Längsträger angehängt.

Neben dem Schlingerverband auf der Eisenbahnseite und bei jedem Brückensystem über den beiden mittleren Stützen sind zwei Bremsverbände vorgesehen, die die Bremskräfte den festen Lagern auf den Pfeilern 6, 12, 18 und 24 zuleiten. Um zu vermeiden, daß die Lager unter dem bahnseitigen Hauptträger die Bremskräfte fast allein aufzunehmen

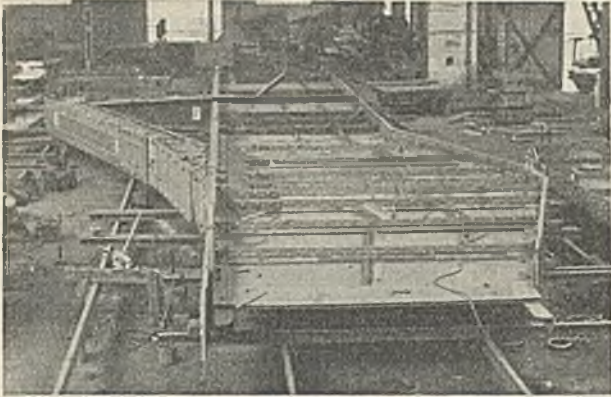


Abb. 35. Zusammenbau des Anschlußpunktes von Stabbogen und Verstiefungsträger in der Werkstatt.

haben, was eine sehr ungünstige Pfeilerbeanspruchung ergeben würde, ist zur möglichst gleichmäßigen Verteilung der Bremskräfte auf die beiderseitigen Lager folgende Anordnung getroffen worden. Die Kugelkappe des bahnseitigen Lagers wurde mit 5 mm Spiel zwischen Kappe und

systeme dargestellt. Wenn auch die Kräfte quer zur Brückenachse durch den jeweiligen Endquerträger am Untergurt des Hauptträgers unmittelbar in die Lager geleitet werden, wurde trotzdem auf gute Seitensteifigkeit

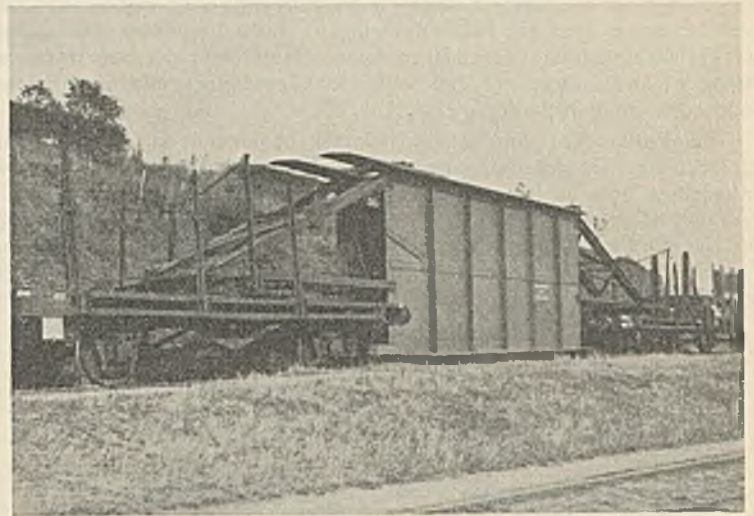


Abb. 36. Transport der Hauptträger der Strombrücken.

bei der konstruktiven Durchbildung der vorspringenden Hauptträgerteile großer Wert gelegt. Bei den festen Lagern war dies leicht zu erreichen. Am Ober- und Untergurt ist je eine durchgehende Lamelle vorgesehen, und in Höhe des oberen Lagers stellt ein Federblech die Seitensteifigkeit

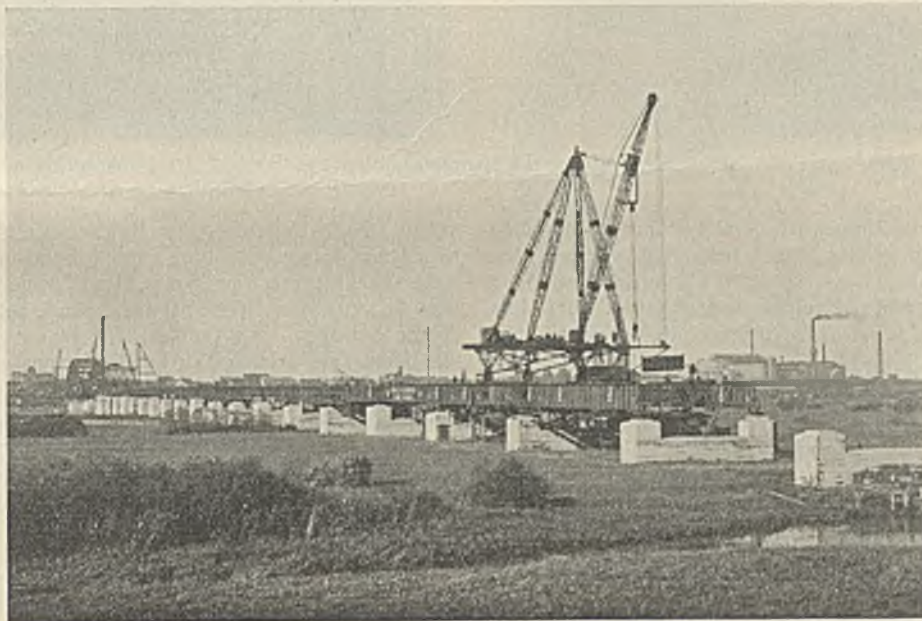


Abb. 37. Vorbau der Flutbrücken.

Kugelzapfen ausgedreht, während das Spiel beim straßenseitigen Lager nur 2 mm beträgt. Das bahnseitige Lager kann nunmehr nur soviel von der Bremskraft aufnehmen, als seine gleitende Reibung beträgt. Nach Überwindung dieser Reibung tritt der Windverband in Tätigkeit, der den Rest der Bremskraft auf das straßenseitige Lager leitet. Dabei mußte die Forderung erfüllt sein, daß die Verschlebung des Windverbandes infolge dieser Kräfte kleiner als 3 mm sein muß, damit in der Tat das bahnseitige Lager keine weiteren Kräfte als die gleitende Reibung aufzunehmen hat.

Um eine günstige Pfeilerbeanspruchung zu erhalten, sind die Lager von zwei aneinander stoßenden Brückensystemen übereinander angeordnet. Hierdurch wird außerdem ein günstiges Brückenbild erzielt, da die Flutbrücken dem beschauenden Auge als ein einheitliches Band erscheinen. Weiter oben ist bereits auf die Wirkung der Gesamtbrücke durch die vollwandige Ausbildung des Geländers hingewiesen.

Die Flutbrücken lagern auf den Pfeilern 3 bis 24, von denen die Lager auf Pfeiler 6, 12, 18 und 24 feste Lager sind, alle anderen sind beweglich. Sämtliche Lager auf der Straßenseite sind mit Rücksicht auf die Rahmenwirkung der Querträger querbeweglich gemacht. In Abb. 33 u. 34 sind die festen und beweglichen Auflagerungen zweier benachbarter Brücken-

her (s. Abb. 33, Schnitt a_7-a_7). Schwerer war die Ausbildung bei den beweglichen Lagern. Die beiderseitigen Hauptträger miteinander zu verbinden, war wegen der im Wege stehenden Längsträgerkonsolen nicht möglich. Es wurde daher folgende Ausbildung gewählt: Die Obergurte der 2,20 m hohen Hauptträger der beiden Brückensysteme sind durch eine nur einseitig befestigte, daher längsbeweglich, verzinkte Lamelle, die in einem ebenfalls verzinkten Schlitten geführt ist, miteinander verbunden, außerdem ist der Untergurt des einen Hauptträgers durch eine längsbewegliche Zangenkonstruktion, die am Untergurt des anderen Hauptträgers befestigt ist, gehalten. Um die Gurte der vorspringenden Hauptträgerteile, die dem in der Hauptträgerenebene angeordneten Einrollenlager zugekehrt sind, zu halten, ist bei den beiden Brückensystemen je ein besonderer waagerechter Verband, der bis zu dem nächsten Querträger reicht, angeordnet (s. Abb. 33, Schnitt a_7-a_7).

VII. Die Montage der stählernen Überbauten.

Die Konstruktionsteile der Strombrücke wurden mit der Eisenbahn und die der Flutbrücken ausschließlich auf dem Wasserwege zur Baustelle befördert. Die Werkstattarbeit war so eingerichtet, daß sämtliche Hauptträgerstöße der Montage entsprechend zusammengebaut wurden, so

daß die Nietlöcher bereits hier aufgerieben werden konnten und auf der Baustelle gegebenenfalls nur nachgerieben werden mußten. Abb. 35 zeigt den Zusammenbau des Anschlußpunktes von Stabbogen und Versteifungsträger in der Werkstatt der Fa. Lous Eilers, Hannover-Herrenhausen. Die Hauptträger der Flutbrücken konnte man mit Schiff ohne weiteres in den gewünschten Längen zur Baustelle bringen; durch besondere Anordnung der Verladeeinrichtung der 3,50 m hohen Hauptträger der Strombrücken gelang es auch, diese auf ihre volle Höhe zusammengenietet mit dem Bahnwagen zu transportieren (vgl. Abb. 36).

Die Flutbrücken wurden vom Wasser beginnend auf Gerüstjochen mit Hilfe eines Derricks landeinwärts vorgebaut (Abb. 37). Ein besonderer Entladekran hob die Konstruktionsteile aus dem Schiff und lagerte diese Teile auf einer auf Gerüsten, die später zur Montage der 58-m-Öffnung der Hauptbrücke benutzt wurden, hochwasserfrei angelegten Lagerstelle. Von hier aus wurden diese Teile durch einen Portalkran möglichst schnell auf Gleiswagen verladen und der Einbaustelle zugeleitet.

Prahmen, auf denen Gerüste aufgebaut waren, unterfahren und die Brücke auf diese schwimmenden Gerüste abgesetzt. Das landseitige Brückende lagerte auf Rollwagen, die sich auf einer Schienenbahn parallel zur Brückenachse bewegten. Mit Hilfe von Winden wurde die Brücke über die Elbe vorgezogen und auf die Pfeiler abgesetzt (vgl. Abb. 38 u. 39).

Vor Verkehrsübergabe der Brücke am 10. September 1933 fand eine Belastungsprobe statt. Da der Oberbau der Eisenbahn noch nicht verlegt ist, wäre eine Belastung der Eisenbahnseite nur unter Verursachung großer Kosten möglich gewesen. Diese Belastung wurde daher bis zur Inbetriebnahme der Eisenbahnstrecke zurückgestellt und vorläufig nur die Straßenseite belastet. Es wurden die größten Durchbiegungen der einzelnen Brückensysteme, die Spannungen der Haupttragteile und das Setzen der Pfeiler gemessen. Für die aufgebrauchten Lasten errechnete sich die Durchbiegung des Punktes 16 der Hauptstromöffnung auf 29,4 mm. Bei der ersten Belastung dieser Öffnung wurde eine Durchbiegung von 27 mm er-

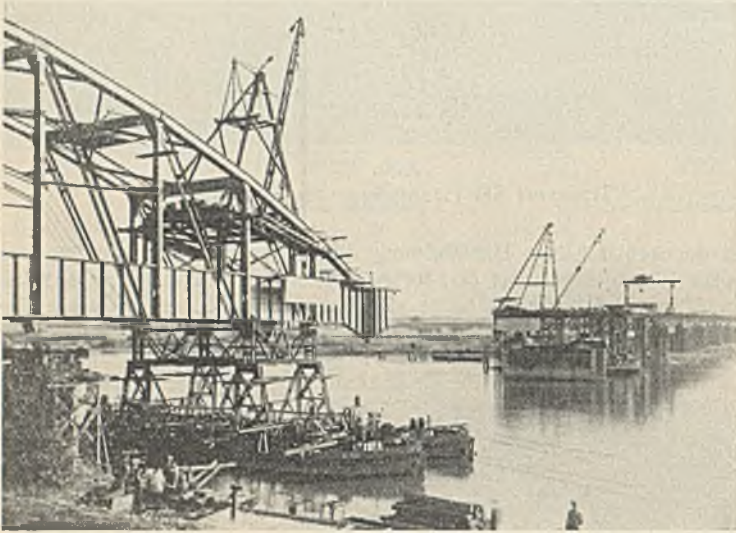


Abb. 38.

Montage der Hauptstromöffnung.

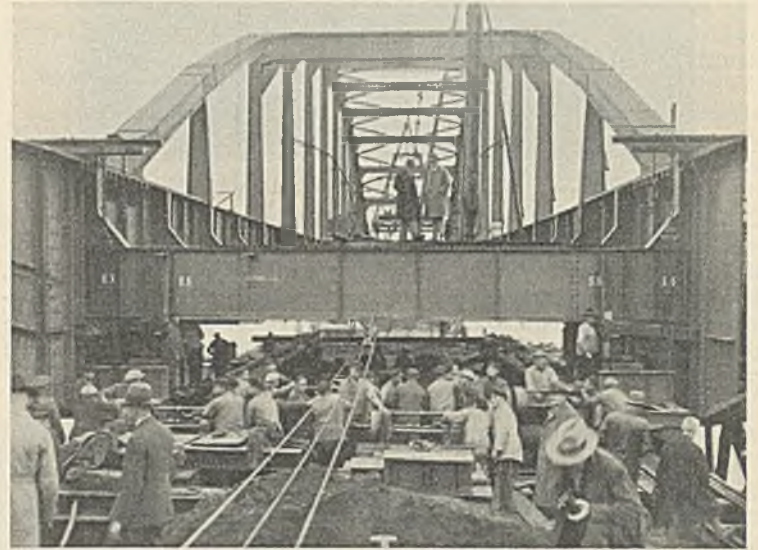


Abb. 39.

Die Montage der Hauptstromöffnung ist bereits früher beschrieben worden¹⁾. Sie soll daher nur in großen Zügen behandelt werden. Auf dem hochgelegenen Tangermünder Ufer wurde die Hauptstromöffnung derart zusammengebaut, daß der wasserseitige Teil rd. 40 m über dem Tangermünder Uferpfeiler vorkragte. Dieser vorkragende Teil wurde von

¹⁾ Bautechn. 1932, Heft 52, S. 677.

reicht. Nach Entlastung der Brücke wurde eine bleibende Durchbiegung von 4 mm festgestellt; eine erneute Belastung der gleichen Öffnung ergab eine Durchbiegung von 25 mm. Im allgemeinen konnte festgestellt werden, daß die gemessene Weite bei der Probelastung etwa 80% der errechneten Werte betragen. Als größte Pfeilersenkung wurden 0,42 mm festgestellt, die wohl zum großen Teil auf Bewegung der Lager, die in der Messung inbegriffen ist, zurückzuführen ist.

Alle Rechte vorbehalten.

Beitrag zur Kenntnis des Wasserabflusses in künstlichen Gerinnen unter besonderer Berücksichtigung der Verhältnisse im Emscher- und Lippegebiete.

Von Regierungsbaumeister a. D. Dr.-Ing. Carp, Essen, Emschergenossenschaft.

I. Einleitung.

1. Die Aufgaben der Emschergenossenschaft.

Im Hauptteil des rheinisch-westfälischen Industriegebietes sorgt seit dem Jahre 1904 auf Grund eines Preußischen Sondergesetzes die Emschergenossenschaft¹⁾ außer für die Abwasserbeseitigung für die Schaffung und Aufrechterhaltung der Vorflut. Diesen beiden Aufgaben ist sie durch Errichtung von Kläranlagen, durch Beseitigung der in der Emscher und in ihren Nebenbächen vorhanden gewesenen Mühlenstau sowie durch Begradigung und Tieferlegung der Wasserläufe und durch Errichtung von Pumpwerken gerecht geworden. Abb. 1 zeigt das Niederschlagsgebiet der Emscher mit den von der Genossenschaft bisher geschaffenen Anlagen. Heute sind die Schäden, die zur Bildung der Genossenschaft geführt haben, vor allem Hochwasserschäden, die früher auch bei kleinen Anschwellungen der Emscher an der Tagesordnung waren, so gut wie unbekannt. Die als Beispiele beigefügten Abb. 2 bis 5 zeigen deutlich die früheren und jetzigen Zustände an der Emscher und an einem ihrer Nebenbäche. Es sind heute 327 km künstliche Wasserläufe vorhanden, für die etwa 180 Mill. RM angewendet worden sind²⁾.

2. Bisherige Berechnung der Abflußquerschnitte.

Bei Bemessung der Querschnitte für die neue Emscher wurde trotz gewisser Mängel die bekannte Abflußformel von Ganguillet und Kutter als beste und sicherste benutzt, und zwar wurde bei der Berechnung der mit Bermen versehenen Hochwasserquerschnitte ein Rauigkeitsbeiwert von $n = 0,025$ gewählt. Middeldorf³⁾, der damalige Baudirektor der E. G., begründete dies wie folgt: „Für die Berechnung des Winterhochwasserquerschnittes geht man am besten so vor, daß man die ganze Fläche in einen mittleren und die zwei über den Bermen liegenden Teile zerlegt. Der Einfachheit halber setzt man diese letzteren für die Berechnung wieder zu einem einfachen Querschnitt zusammen. Den Rauigkeitsgrad n wählt man bei den natürlichen Wasserläufen meist nur zwischen 0,025 und 0,030, und zwar letzteren für Flüsse mit einem rauheren, ersteren für die Wasserläufe mit glatterem Bett. Nun kann man nach früheren Messungen, die in der Emscher gemacht sind, den Wert n berechnen, und dies ist auch für mehrere Fälle geschehen. Hiernach wäre der Wert 0,030 der passendste, vorausgesetzt, daß der Zustand des neuen Bettes dem des bestehenden gleicht, was jedoch nicht der Fall sein wird. Das alte Flußbett ist, wie der Augenschein lehrt, und wie bei den Messungen beobachtet wurde, nicht nur sehr stark verschlammt, sondern auch viel mit Unrat, Scherben und anderen Gegenständen voll geworfen. Das neue Bett bekommt nun ein viel besseres Gefälle und soll besonders in den bebauten Strecken der Emscher eingefriedigt werden, so daß diese nicht mehr als Schutzgrube benutzt werden kann. Da schließlich auch jährliche Reinigungen vorgenommen werden sollen, so ist es hinreichend begründet, $n = 0,025$ zu nehmen.“ Die dreieckförmigen Bachläufe wurden nach der abgekürzten Kutterschen Formel mit einem Rauigkeitsbeiwert $b = 0,75$ berechnet.

3. Mängel der bisherigen Berechnungsweise.

Im allgemeinen sind die so ermittelten Querschnitte für den Wasserabfluß ausreichend gewesen. Bei einem starken Sommerhochwasser jedoch, verursacht durch wolkenbruchartige Regenfälle, zeigte sich der nach der genannten Formel berechnete und ausgeführte Querschnitt der Boye, eines größeren Nebenbaches der Emscher, als nicht leistungsfähig genug. Der Bach überflutete die ihn begleitenden Deiche, riß diese ein und ergoß sich in das sonst im Schutze der Deiche tiefliegende Polder-



Abb. 1. Niederschlagsgebiet der Emscher mit den von der E. G. geschaffenen Anlagen.

¹⁾ Im folgenden mit E. G. abgekürzt.

²⁾ Nähere Angaben über die Aufgaben und die Tätigkeit der E. G. enthalten folgende Abhandlungen: Heibing, 25 Jahre Emschergenossenschaft, Essen 1925, Selbstverlag der E. G. — Ders., Emschergenossenschaft und Lippeverband in den Jahren 1925 bis 1930, Essen 1931, Selbstverlag der E. G. — Steckhan, Auskleidung von offenen Abwasserkanälen. Bautechn. 1927, Heft 28 u. 30. — Carp, Das Emschergebiet während des Hochwassers Neujahr 1926. Bautechn. 1926, Heft 15. — Ders., Das Abwasserpumpwerk Schwelgern in Hamborn am Rheln. Bautechn. 1928, Heft 20 u. 21. — Ders., Der Bau der Emscherflußkläranlage bei Essen-Karnap. Bautechn. 1932, Heft 18 u. 20. — Ramshorn, Die Energieverrichtung bei Abstürzen und Schußstrecken in offenen Abwasserkanälen. Bautechn. 1932, Heft 12. — Ders., Zwei neue Abwasserpumpwerke der E. G. in Gelsenkirchen. Bautechn. 1933, Heft 22.

³⁾ Middeldorf, Entwurf zur Regelung der Vorflut und Abwasserreinigung im Emschergebiet, S. 83, Essen 1904.



Abb. 2. Emscher im Süden von Recklinghausen. Vor dem Ausbau 150 ha bei Hochwasser überflutet.

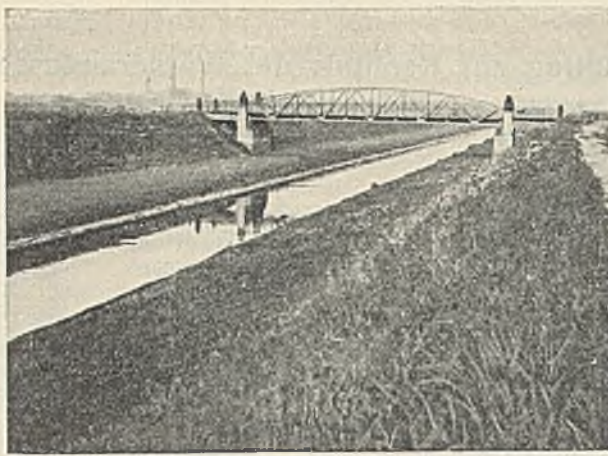


Abb. 3. Emscher im Süden von Recklinghausen nach dem Ausbau.



Abb. 4. Katernberger Bach in Essen. Vor dem Ausbau 3 ha ständig versumpft.



Abb. 5. Katernberger Bach in Essen, reguliert und mit Bäumen und Sträuchern eingefaßt.

gebiet. Wie festgestellt worden ist⁴⁾, hatte der mit Bermen versehene Querschnitt nur etwa die Hälfte der Wassermenge abgeführt, die sich nach der Rechnung ergab.

In den letzten Jahren ist die Formel von Ganguillet und Kutter ziemlich in Mißkredit geraten. Es ist nachgewiesen, daß ihre Grundlagen sehr unsicher waren und daß sie hinsichtlich des Aufbaues wissenschaftlichen Ansprüchen nicht genügt⁵⁾. „Das Hydrographische Zentralbüro in

⁴⁾ v. Bülow, Die Leistungsfähigkeit von Fluß-, Bach-, Werkkanal- und Rohrquerschnitten unter besonderer Berücksichtigung der von der Emschergenossenschaft in Essen zu künstlichen Wasserläufen ausgebauten Emscher und ihrer Nebenbäche. Gesund.-Ing. 1927, S. 255.

⁵⁾ Beyerhaus, Geschwindigkeitsformeln für Wasserläufe und maßgebendes Gefälle; Mängel der Ganguillet-Kutterschen Formel und Darlegung eines geeigneten Ersatzes. Bauing. 1921, S. 485. — Ders., Die Trugschlüsse aus den Mississippi-Messungen von Humphreys und Abbot und der fehlerhafte Bau der Ganguillet-Kutterschen Formel. Ztrbl. d. Bauv. 1921, S. 168. — Ders., Die Grundlagen der allgemeinen Abflußformel $v = AR^b J^c$. Ztrbl. d. Bauv. 1922, S. 379. — Eisner, Die neue Geschwindigkeitsformel. Wkr. u. Ww. 1922, S. 207. — Ders., Die Grundlagen der allgemeinen Abflußformel $v = AR^b J^c$. Ztrbl. d. Bauv. 1922, S. 378.

und Kosten in einer Höhe von etwa 23 Mill. RM verursacht wird. Die Bedeutung einer richtigen Querschnittwahl und -berechnung in diesem Falle liegt auf der Hand. Unsichere Berechnungsweise macht Sicherheitszuschläge notwendig, die ungünstig auf die Baukosten durch vergrößerte Aushubmengen, längere Brücken und umfangreicheren Grunderwerb einwirken. Dieser neue Unterlauf wird wegen der eigenartigen, im folgenden beschriebenen örtlichen Verhältnisse in der Nähe des Rheins notwendig.

Bis zum Jahre 1910 mündete die Emscher bei Alsum in den Rhein (Abb. 1 u. 6). Infolge des durch den Bergbau verursachten Absinkens der Geländeoberfläche im Gebiete des Emscherunterlaufes drang der Rhein bei Hochwasser immer weiter in das Land ein und überschwemmte immer größere Flächen. Die E. G. sperrte deshalb das ganze Gebiet zwischen Duisburg-Ruhrort und Alsum durch einen langen Hochwasserdeich vom Rhein ab und verlegte die Emscher aus diesem Senkungsgebiet heraus, indem sie am Nordrande des Tieflandes ein ganz neues Bett

⁶⁾ Weyrauch-Strobel, Hydraulisches Rechnen, S. 149. Stuttgart 1930.
⁷⁾ Krey, Die Grundlagen der allgemeinen Abflußformel $v = AR^b J^c$. Ztrbl. d. Bauv. 1922, S. 5.

Wien hat die Verwendung der Kutterschen Formel bei hydrometrischen Arbeiten unter sagt, mit Ausnahme derjenigen Fälle, wo es sich um die Berechnung von Zwischenpunkten der Abflußkurven von Wasserläufen handelt, oder wo die Werte n durch Messung von vornherein bekannt sind⁶⁾ (Weyrauch-Strobel⁶⁾). Trotzdem sind die Ergebnisse, die mit der Formel in vielen Fällen erzielt wurden, recht gut, worauf u. a. Krey⁷⁾ ausdrücklich hingewiesen hat.

4. Der geplante neue Unterlauf der Emscher.

Es wäre denkbar, daß die E. G. sich mit der Unsicherheit der Berechnung nach der Formel von Ganguillet und Kutter oder von Kutter, die aus der ersten abgeleitet ist, abfinden könnte, wenn das Entwässerungsnetz vollständig fertiggestellt, weitere Berechnungen also nicht notwendig wären. Das ist aber nicht der Fall. Es gibt noch unausgebaute Bäche, die früher oder später in das Entwässerungsnetz eingegliedert werden müssen. Auch ausgebaute Wasserläufe müssen infolge der durch den Kohlenabbau untertage verursachten Bergsenkungen vielfach gehoben oder gesenkt werden, und es ist dabei ihr Querschnitt neu zu berechnen. Vor allem aber muß in absehbarer Zeit ein neuer Querschnitt für den Unterlauf der Emscher geschaffen werden, der etwa 14 km lang sein

schieft, das bei Walsum den Rhein erreicht. Der abgeschnittene alte Lauf wurde zum Vorfluter eines Poldergebietes, aus dem das anfallende Wasser seitdem durch ein großes Pumpwerk (Abb. 7) in den Rhein gedrückt wird. Durch den nach Norden weiter fortschreitenden Bergbau ist aber

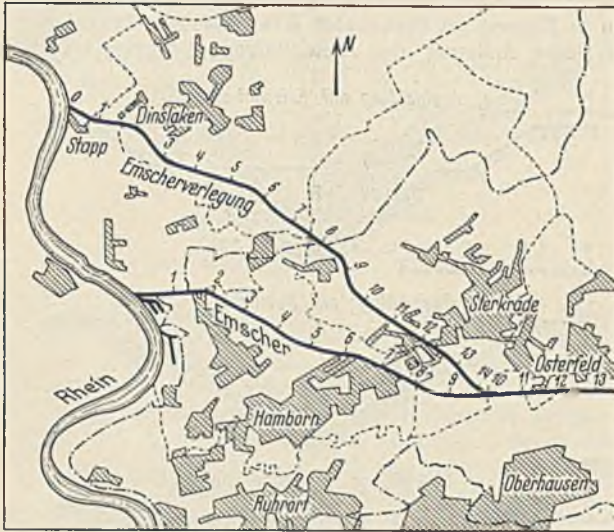


Abb. 6. Erneut geplante Emscherverlegung im Unterlauf.

auch das Gebiet, in das damals die Emscher verlegt wurde, abgesunken und in noch weiterem Absinken begriffen, so daß die Gefahr einer Überflutung der die Emscher begleitenden Deiche durch Rheinhochwasser immer größer wird. Abb. 8 gibt einen Begriff von den dort vorliegenden



Abb. 7. Pumpwerk „Alte Emscher“.

Verhältnissen. Das auf dem Bilde dargestellte Hochwasser 1925/26 gehört zwar zu den ganz außergewöhnlich schweren, doch sind selbstverständlich die größten Anschwellungen des Rheins für die Höhenlage der Deichkrone maßgebend. Eine Erhöhung der Deiche ist mit Rücksicht auf die lange Rampen erfordernden Kreuzungen des Wasserlaufes mit Straßen und Eisenbahnen nur noch in geringem Maße möglich. Die E. G. hat sich daher entschlossen, sobald die weitere Entwicklung Abhilfe erfordert, den jetzigen Unterlauf der Emscher etwa von Oberhausen ab (Abb. 6) noch weiter nach Norden in höher liegendes Gelände zu verlegen, in dem der Rückstau des Rheins unschädlich ist. Der generelle Entwurf für diese Verlegung ist bereits landespolizeilich geprüft und genehmigt worden.

5. Beurteilung anderer Abflußformeln für die vorliegende Aufgabe.

Da die Berechnung des neuen Emscherquerschnittes nach der bisher benutzten Formel von Ganguillet-Kutter nicht mehr ratsam erschien, mußte eine andere Formel gewählt werden. Die Auswahl ist sehr groß, aber gerade dadurch erschwert. Die meisten bekannten Abflußformeln bieten keinen Anreiz zu ihrer Verwendung bei der vorliegenden Aufgabe. Von den neuerdings in Gebrauch gekommenen sind nur zwei auf ihre

Brauchbarkeit für die Verhältnisse im Emschergebiete untersucht worden, und zwar die von Forchheimer und die ihr ähnliche, in der Schweiz eingebürgerte von Gauckler-Strickler. Die Formel von Forchheimer lautet

$$v = \lambda R^{0,7} J^{0,5},$$

in der λ verschiedene, lediglich von der Wandbeschaffenheit des Gerinnes abhängige Werte zwischen etwa 25 und 100 annimmt und in der R und J die bekannten Bezeichnungen für den hydraulischen Radius und das Gefälle sind. Die Formel erlaubt nach Eisner⁸⁾ ein vier- bis fünfmal so schnelles Rechnen wie die von Ganguillet und Kutter und ist zweifellos für bestimmte Bereiche gut brauchbar. Dasselbe gilt für die Formel von Gauckler-Strickler⁹⁾

$$v = k_s R^{0,66} J^{0,5},$$

in der $k_s = \frac{21,1}{6 \sqrt{\rho}}$ verschiedene, vom Durchmesser ρ des Geschlebekornes oder der Bettunebenheiten, also ebenfalls von der Wandbeschaffenheit abhängige Werte ähnlich wie bei Forchheimer annimmt.

Da der Vergleich der Rechnungsergebnisse nach den beiden Formeln mit den tatsächlichen Abflußvorgängen in den Bachläufen der E. G. stellenweise Übereinstimmung, an anderen Stellen Abweichungen ergab, die Formeln also sich nicht besser als andere erwiesen, konnte die E. G. für die Anwendung einer der beiden Formeln sich nicht entschließen. Forchheimer¹⁰⁾ bezeichnet seine Formel als Näherungsgleichung, denn die herangezogenen Beobachtungen zeigten ein Schwanken der Exponenten von R und J , während sie in der Gleichung konstant sind. Auch aus einem anderen Grunde können sie nur als angenähert gelten. Sie besitzen nicht die Form, die sie nach neueren wissenschaftlichen Erkenntnissen haben müssen. Nach dem Ähnlichkeitsgesetz stehen nämlich die beiden Exponenten von R und J in einem bestimmten Verhältnis. Diese Bedingung ist nicht genau erfüllt. Nach Krey¹¹⁾ sind derartige Formeln unzuverlässig, obwohl sie für einen bestimmten Bereich gut brauchbar sein können. Über das Verhältnis der Exponenten zueinander ist später noch mehr zu sagen.

Über Fehler, die häufig bei der Ableitung von Geschwindigkeitsformeln gemacht wurden, äußert sich Soldan¹²⁾. Man habe versucht, „die Ergebnisse von Messungen von sehr verschiedenartigen Flüssen in einer einzigen Formel zu vereinigen, von der man erwarte, daß sie für alle überhaupt vorkommenden Fälle brauchbar sei. Ursprünglich versah man hierbei die Geschwindigkeitsformeln mit veränderlichen Beiwerten, die nach den besonderen Verhältnissen des gerade vorliegenden Falles geschätzt werden mußten. Neuerdings hat man dagegen Formeln aufgestellt, in denen nur die Abmessungen des Querschnitts und das Gefälle als erforderliche Größen auftraten und die ganz allgemein gelten sollen. . . . Während einige Forscher sich bemüht haben, eine allgemeingültige Geschwindigkeitsformel zu finden, haben andere diesen Weg bewußt verlassen und Formeln aufgestellt, die nur für einen bestimmten Fluß oder gar nur für einzelne Strecken eines Flusses gelten.“ Ein weiterer Fehler, der häufig gemacht würde, sei die Ableitung der Abflußformel nur von den Beobachtungen an einem einzelnen Flußquerschnitt, während doch die Querschnitt- und Abflußverhältnisse bei der wechselnden Gestaltung des Flußbettes oberhalb und unterhalb ganz andere sein können. Die entwickelten Formeln läßt Soldan daher nur für die Weser gelten,

⁸⁾ Eisner, s. Fußnote 5, 1. Angabe, S. 207.

⁹⁾ Strickler, Beiträge zur Frage der Geschwindigkeitsformel und der Rauheitszahlen für Ströme, Kanäle und geschlossene Leitungen. Schweiz. Bauztg. 1924, S. 265.

¹⁰⁾ Forchheimer, Handb. d. Physik, Bd. VII, S. 175. Berlin 1927.

¹¹⁾ Krey, s. Fußnote 7.

¹²⁾ Soldan, Über Geschwindigkeitsformeln. Landesanstalt für Gewässerkunde usw., Besondere Mitteilungen Bd. 7, Nr. 1, 1931.



Abb. 8. Überschwemmung in Hamborn am Rhein Neujahr 1926. Vorn die Emscher im Rückstau des Rheins. Dahinter Gelände, das von Regen und Drängewasser überflutet ist.

da nur Beobachtungen an ihr verwertet worden sind. Er stellt sogar für verschiedene Flußstrecken besondere Ausdrücke auf. In ähnlicher Weise hat schon früher Krey¹³⁾ gesagt, daß die von Zeit zu Zeit auftauchenden neuen Abflußformeln für sich das Recht in Anspruch nehmen, „bessere, mit der Natur mehr übereinstimmende Werte zu liefern als die bisher üblichen Handformeln, bis sie das gleiche Schicksal ihrer Vorgängerinnen ereilt und man erkennt, daß sie nicht für alle Fälle zutreffen können“. Wenn sonach sogar für einen einzelnen Fluß zwei oder mehr Abflußgleichungen gelten können, so ist es nicht wahrscheinlich, daß irgend eine der bisher aufgestellten Formeln die an sie gestellten Anforderungen bei den Verhältnissen im Emschergebiet vollkommen befriedigen kann.

II. Die Abflußbeobachtungen der Emschergenossenschaft und des Lippeverbandes.

Es liegt der Gedanke nahe, die zahlreichen Beobachtungen, die die E. G. und der durch Personalunion mit ihr verbundene Lippeverband¹⁴⁾ im Laufe der Jahre an ihren Wasserläufen gesammelt haben, zur Bildung einer empirischen Abflußformel auszuwerten, die nur für die Wasserläufe im Emscher- und Lippegebiete gültig ist. Das Ergebnis würde auch für die Querschnittbemessung des geplanten neuen Emscherunterlaufes benutzt werden können. Die Auswertung der Beobachtungen verspricht um so mehr Erfolg, als die Beobachtungen sich vorwiegend auf Wasserläufe erstrecken, bei denen die Querschnitte sowohl hinsichtlich der Wandrauhigkeit als auch der geometrischen Form und Größe als einigermaßen gleich angesehen werden können. Der von Sol dan erwähnte Fehler, daß manchmal die in der Flußrichtung wechselnden Querschnitt- und Abflußverhältnisse bei der Aufstellung einer Formel unberücksichtigt gelassen werden, wird bei den künstlichen, gleichmäßig gestalteten Querschnitten der Wasserläufe des Emscher- und Lippegebietes vermieden.

1. Beschreibung der Abflußquerschnitte.

Die Bachläufe der E. G. und des L. V. sind im unteren Teil des Querschnittes mit sogenannten Sohlschalen ausgekleidet, das sind Betonplatten, deren Anwendung sich im Emschergebiet im Laufe der Jahre aus Gründen der glatten Abführung des Sinkstoffe enthaltenden Abwassers als zweckmäßig erwiesen hat¹⁵⁾. Die Sinkstoffe stammen aus den Städten und von den Industriewerken des Bezirkes. Sie werden zum großen Teil

in den über das Gebiet verstreuten Kläranlagen aus dem Abwasser entfernt, so daß oberhalb der Kläranlagen das Wasser eine etwas andere Beschaffenheit hat als unterhalb. Es sei jedoch schon hier bemerkt, daß ein Unterschied im Abfluß nicht festgestellt werden kann. Es handelt sich ja hier nicht um eine ausgesprochene Geschiebebewegung, deren Einsetzen in Flüssen bei bestimmten Wasserständen festgestellt wird und die eine starke Änderung des Abflußvorganges verursacht, vielmehr ist

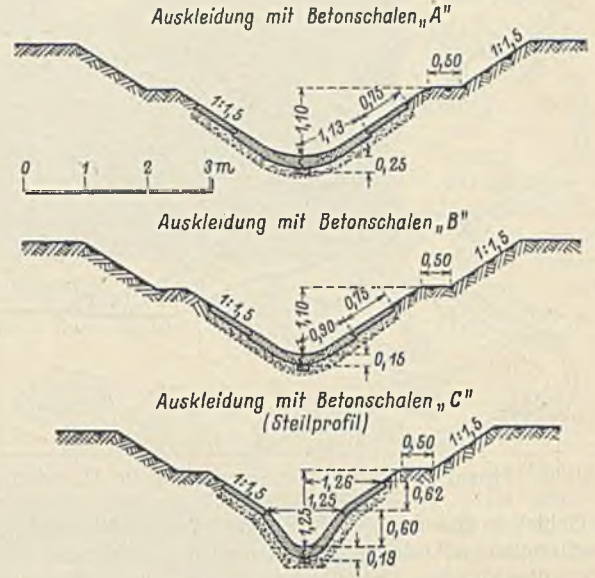


Abb. 9. Querschnitte der ausgebauten Bachläufe.

das Abwasser mit feinen Sink- und Schwebestoffen versetzt. Es sind drei Formen der Querschnittausbildung der Bachläufe zu unterscheiden, die mit den Buchstaben A, B und C bezeichnet werden und aus einzelnen Teilen zusammengesetzt sind (Abb. 9). Man kann die mit ihnen ausgekleideten Querschnitte als dreieckförmig mit ausgerundeter Spitze ansehen. Mitunter ist das Profil durch Einfügen eines horizontalen Zwischenstückes von 75 cm Breite an der Sohle verbreitert worden. Stellenweise wird auch die Seitenauskleidung durch eine weitere Seitenplatte höher geführt. Ursprünglich sind die Sohlschalen A (Abb. 10) und B verwendet worden. Neuerdings wird vorwiegend das Profil C, ein Steilprofil (Abb. 11) verlegt. Der Hauptvorteil dieses neuen Profils ist Verringerung der Baukosten (geringerer Erdaushub) und der Kosten für den Grunderwerb (geringere Gesamtbreite des benutzten Geländestreifens). Infolge der steilen Lage bestand in schlechtem Boden die Gefahr des Rutschens und des Zusammenstürzens des Profils. Wirksame Abhilfe brachte ein neuerdings an den Stoßstellen in die Sohlschalen eingelegter biege- fester Eisenbügel (Abb. 12 u. 13)¹⁶⁾. Zur Erleichterung von Unterhaltungsarbeiten und von Vertiefungen sind vielfach schmale Bermen vorgesehen. Die Querschnittvergrößerung hat jedoch keinen großen Einfluß auf die Vergrößerung des Abflußvermögens des Profils. Auf diese Erscheinung wird später (Abschnitt III, 1) noch einzugehen sein.

¹³⁾ Krey, s. Fußnote 7, S. 5.

¹⁴⁾ Im folgenden mit L. V. abgekürzt.

¹⁵⁾ Steckhan, s. Fußnote 2, S. 406.

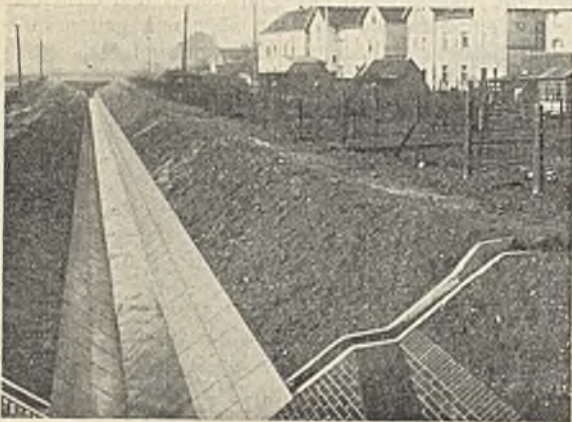


Abb. 10. Landwehrbach (A-Profil).

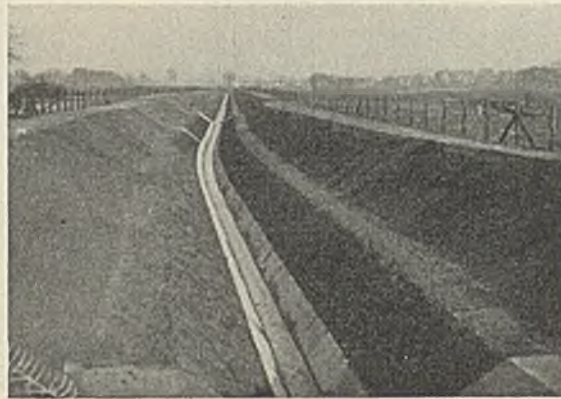


Abb. 11. Läppkes-Mühlenbach (C-Profil).



Abb. 13. Betonformsteine für das Profil C mit den Aussparungen für das Einbetonieren der Eisenbügel.

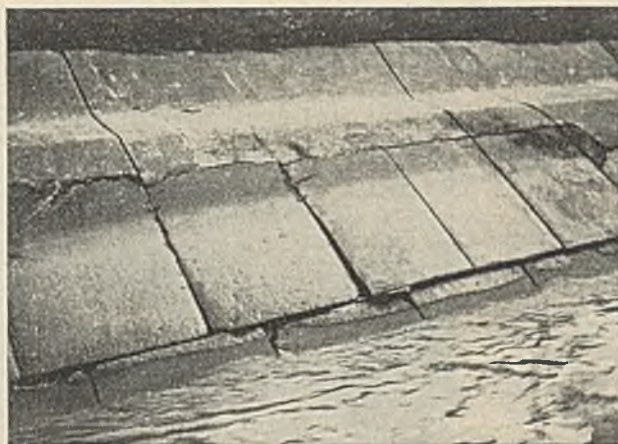


Abb. 14. Lagenänderung von Betonplatten bei zu großer Schleppkraft.

¹⁶⁾ Helbing, s. Fußnote 2, 2. Angabe, S. 41.

Die absolute Wandrauhigkeit der Querschnitte darf im großen und ganzen als gleich angesehen werden. Doch ist zu beachten, daß Bergsenkungen, die meistens mit Zerrungen und Pressungen Hand in Hand gehen, Verlagerungen der nur lose auf Asche oder Kies verlegten Betonplatten zur Folge haben können. Ebenso können Veränderungen bei zu

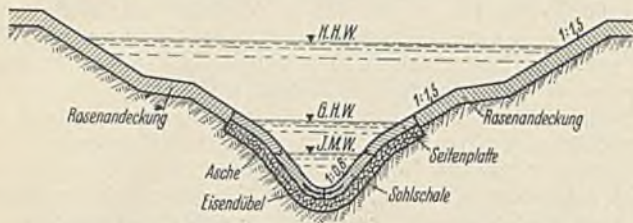


Abb. 12. Neues durch Eisenbügel verstärktes C-Profil.

großen Wassergeschwindigkeiten durch Heraussaugen der Unterbettung eintreten (Abb. 14). Alle diese Veränderungen sind jedoch nicht sehr groß. Sie sind nicht zu vergleichen mit den Veränderungen des Bettes bei natürlichen Wasserläufen. Von großem Einfluß ist dagegen die geringe Wassergeschwindigkeit, die bei Abwässern, die Sinkstoffe führen, zu Verschlammungen und damit zu erheblichen Änderungen des Querschnittes und der Wandrauhigkeit führen (vgl. Abb. 59). Bei den weiteren Bachausbauten und den Wiederherstellungsarbeiten auf Strecken mit zu schwachem Gefälle wird daher heute dem Wasserlauf ein genügend großes Gefälle gegeben. Falls dies aus örtlichen Verhältnissen nicht möglich ist, muß durch ein Pumpwerk das Gefälle künstlich geschaffen werden. Es sei denn, daß man dauernde Räumungskosten in Kauf nehmen will.

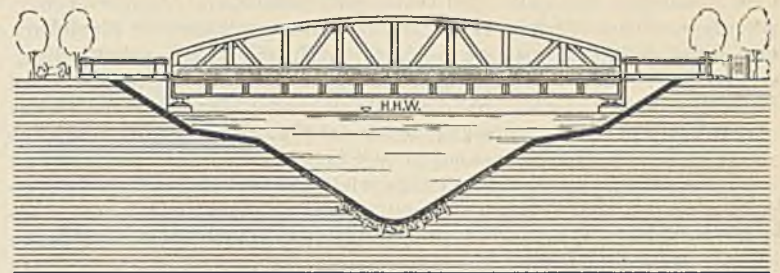


Abb. 17. Regelquerschnitt der nochmals zu verlegenden Emscher.
Ungefährer Maßstab 1:500.

unterlaufes in Frage. Es ist vielmehr ein dreieckförmiger Querschnitt mit schwach ausgerundeter Spitze geplant, also etwa ein vergrößertes Bachprofil mit Böschungen 1:1,5 (Abb. 17). Der Trapezquerschnitt war seinerzeit u. a. gewählt worden, um eine Vertiefung nach Abb. 15 (km 12,0) zu ermöglichen. Auf der neuen Strecke kommt eine Vertiefung nicht in Frage, weil die maßgebenden Rheinwasserstände vom Bergbau unbeeinflusst bleiben und beim Absinken des Geländes höchstens eine Aufhöhung notwendig werden könnte. Über Trapezquerschnitte wird im Abschnitt III, 1 noch mehr gesagt.

2. Zweck und Durchführung der Beobachtungen.

Die Abflußbeobachtungen an den Wasserläufen des Emscher- und Lippegebietes, die in der vorliegenden Arbeit benutzt werden, sind von der Wissenschaftlichen Abteilung der E. G., die unter der Leitung von

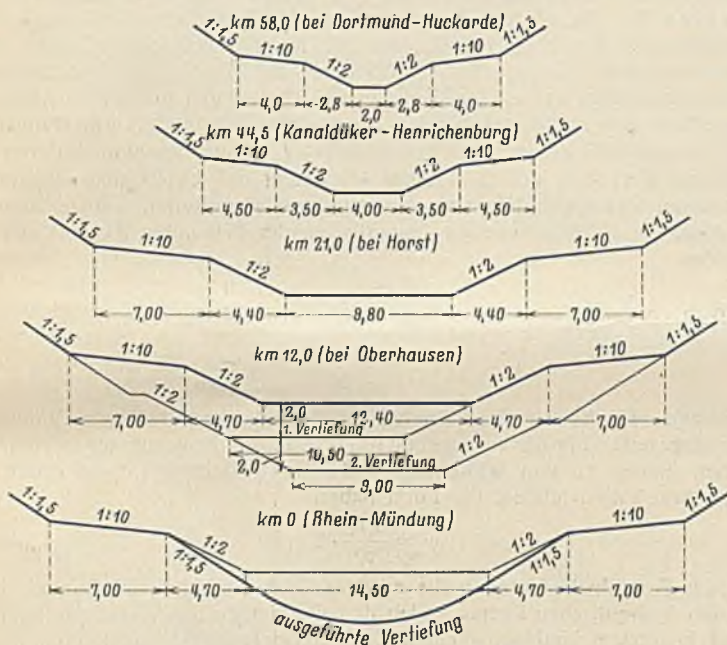


Abb. 15. Querschnitte der Emscher.



Abb. 18. Schußstrecke eines Bachlaufes mit nachträglich eingebauten „Wasserbremsen“.



Abb. 16. Emscher bei Bottrop.



Abb. 19. Wirkung der „Wasserbremsen“ in der Schußstrecke (Abb. 18) bei HW.

Die Emscher hat Querschnittausbildungen nach Abb. 15 u. 16 erhalten. Die Sohle ist unbefestigt geblieben, so daß Veränderungen des Querschnittes und damit der Bettrauhigkeit durch die Schleppkraft des Wassers eintreten können. An der Emscher ist nur eine Meßstelle mit zahlreichen zuverlässigen Beobachtungen vorhanden. Dieses Material genügt nicht, um weitgehende Schlüsse daraus ziehen zu können. Keinesfalls aber kommt die Trapezform für den Querschnitt des neuen Emscher-

Abteilungsvorsteher Dr.-Ing. von Bülow steht, im Laufe der Jahre durchgeführt und ausgewertet worden. Die Beobachtungen werden auch jetzt noch fortgesetzt. Zunächst ist die Kenntnis der Wasserführung wichtig für die sogenannte Veranlagung. Das ist ein Schlüssel, nach dem die Kosten, die bei der Durchführung der gesetzlichen Aufgaben entstehen, auf die „Beteiligten“ umgelegt werden, nämlich auf alle, die, allgemein gesprochen, von den Arbeiten der Genossenschaft Nutzen haben oder der Allgemeinheit Schaden zufügen. Als Maßstab dient dabei u. a. die der Vorflut zugeführte Wassermenge. Die Wasserführung eines Bachlaufes muß ferner bekannt sein, wenn eine Kläranlage oder ein Pumpwerk für ihn errichtet werden soll. Zu diesem Zweck werden mitunter unmittel-

bare Messungen angestellt. Bei vorwiegend häuslichem Abwasser genügt allerdings oft nur die Angabe der Anzahl der angeschlossenen Einwohner, um den Abfluß errechnen zu können. Auch die oben erwähnten Bergsenkungen machen zeitweise Wassermengenummessungen erforderlich, weil festgestellt werden muß, ob die Höhenlage der abgesunkenen Deiche oder das etwa verringerte Gefälle noch zur Abführung der größten zu erwartenden Hochwassermenge ausreichen. Es muß auch geprüft werden, ob ein verringertes Gefälle vielleicht zu so geringer Wassergeschwindigkeit führt, daß Schlammablagerungen eintreten, oder ob andererseits zu starkes Gefälle mit großen Wassergeschwindigkeiten Schäden an der Bachauskleidung mit sich bringen kann. In solchen Strecken können „Wasserbremsen“ nach neueren Vorschlägen von Ramshorn¹⁷⁾ die Geschwindigkeit auf das zulässige Maß abmindern (Abb. 18 u. 19). Schließlich besteht auch ein wissenschaftliches Interesse an den Wassermessungen. Gerade Messungen an offenen regelmäßigen Gerinnen sind im Gegensatz zu solchen an geschlossenen Rohrleitungen nicht sehr zahlreich, ein Mangel, der sich u. a. bei der Anwendung von Modellergebnissen fühlbar macht. Seifert¹⁸⁾ äußert sich dazu wie folgt: „Wenn man auch von der Zuverlässigkeit einer Übertragung der Modellergebnisse — sei es qualitativ, sei es quantitativ — auf die Großausführung theoretisch voll überzeugt sein darf, so bleibt es doch notwendig, zur Feststellung der Grenzen und der Leistungsfähigkeit der Modellversuche die Ergebnisse an den entsprechenden Vorgängen im großen nachzuprüfen. Dazu gehört die Mitwirkung der Baupraxis“. Auch Forchheimer¹⁹⁾ erwähnt diesen Mangel.

Bei den Messungen kommt es zunächst auf die Kenntnis der Abflußmenge an. Auch außerhalb des Emschergebietes wird in den meisten Fällen die Wassermenge größere praktische Bedeutung haben als die mittlere Geschwindigkeit. Diese spielt nur hinsichtlich bestimmter Grenzwerte, bei denen Sinkstoffablagerungen, Geschiebebewegungen und Böschungsbeschädigungen eintreten oder die Schifffahrt gestört wird, eine Rolle. Obgleich die mittlere Geschwindigkeit in Wirklichkeit gar nicht zustande kommt, sondern bekanntlich nur eine Rechnungsgröße mit der Definition $v = Q:F$ ist²⁰⁾, ist es allgemein üblich, das Gesetz des Abflusses in einem Gerinne durch die mittlere Wassergeschwindigkeit auszudrücken.

Die meisten Messungen sind mit Woltmanflügeln durchgeführt worden. Auch eine Anzahl Schwimmermessungen ist herangezogen worden. Schwimmer werden hauptsächlich bei Hochwassermessungen wegen des geringeren Zeitbedarfes für eine Messung benutzt, der mehrere Aufnahmen an verschiedenen Wasserläufen während der meist schnell wieder ablaufenden Hochwasserwellen durch einen Meßtrupp erlaubt. Schwimmer müssen außerdem bei geringen Wassertiefen, die ein genügend tiefes Eintauchen des Flügels nicht zulassen, und in stark verschmutztem Abwasser benutzt werden, dessen Schmutzstoffe ein störungsfreies Arbeiten des Meßgerätes behindern können. Zahlreiche Vergleichsmessungen haben ergeben, daß die mittlere Geschwindigkeit bei den Bachläufen zu 0,8 der größten mit dem Schwimmer gemessenen Abflußgeschwindigkeit angenommen werden kann. In der Emscher ist der Faktor zu 0,75 festgestellt.

Die mit dem Woltmanflügel angestellten Abflußbeobachtungen werden in der Weise ausgewertet, daß die in jeder Lotrechten gemessenen v -Werte graphisch in Abhängigkeit von der Wassertiefe t aufgetragen werden. Für jede Lotrechte wird dann die mittlere Geschwindigkeit v_m festgestellt und mit der Tiefe t multipliziert. Sämtliche Werte $v_m \cdot t$, in Abhängigkeit von der Wasserspiegelbreite b aufgetragen, ergeben eine Fläche, die die Durchflußmenge Q darstellt. Durch Planimetrieren der Fläche wird dieser Wert Q ermittelt²¹⁾.

Bei der Mehrzahl der Messungen ist der Wasserspiegel einnivelliert und das Gefälle J ermittelt worden. Bekanntlich ist die Ermittlung des maßgebenden Wasserspiegelgefälles, besonders bei natürlichen Wasserläufen, sehr schwierig. „Während das Wasser eines Stromes wie unbeirrt durch örtliche Störung gleichmäßig dahinfließt, ist das Gefälle örtlich und zeitlich ständigem Wechsel unterworfen“²²⁾. Zu diesen augenblicklichen Schwankungen des Gefälles (Pulsieren des Stromes) kommen dann noch unvermeidbare Ungenauigkeiten in der Messung. Bei den Bachläufen der E. G. und des L. V. liegen die Verhältnisse infolge der gleichmäßigen Gestaltung der Querschnitte günstiger als bei natürlichen Wasserläufen. Ein Umstand erschwert jedoch unter Umständen die Auswertung der Beobachtungen. Die durch den Kohlenabbau untertage verursachten Berg-

senkungen verändern mit der Höhenlage der Erdoberfläche auch die Gefällverhältnisse der Wasserläufe. Je nach der örtlichen Lage der Senkungsmulden können sowohl Gefällverstärkungen wie -vermindierungen eintreten. Liegt nun eine Meßstelle im Bereiche solcher Veränderungen, so ist die Zusammenfassung der Beobachtungen, die sich teilweise über mehrere Jahre erstrecken, zu einer für die fragliche Stelle gültigen Wassermengenkurve wegen der wechselnden Werte von J nicht zulässig. Einzelne können jedoch die Beobachtungen verwertet werden. Da den Verbänden die Abbaupläne der einzelnen Zechen bekannt sind, können die voraussichtlichen Senkungen der Erdoberfläche für jeden Zeitpunkt berechnet werden. Die tatsächlichen Senkungen werden von Zeit zu Zeit festgestellt und mit der Voraussage verglichen. Da ferner nach Bedarf Längsprofile der einzelnen Bachläufe aufgenommen werden, sind die E. G. und der L. V. im großen und ganzen stets über den jeweiligen Zustand des Entwässerungsnetzes unterrichtet. Auf Grund dieser Kenntnis können unter Umständen auch einzelne Messungen für den vorliegenden Zweck verwertet werden, bei denen das Wasserspiegelgefälle nicht ermittelt worden ist, weil es bei der Messung z. B. nur auf die Feststellung der Wassermenge ankam. In die Rechnung kann dann das aus früheren Messungen bekannte Gefälle der Sohle oder des Wasserspiegels an der Meßstelle eingeführt werden. Voraussetzung hierbei ist, daß die Meßstelle nicht in einer Verzögerungs- oder Beschleunigungsstrecke liegt, worüber die obengenannten Feststellungen Aufschluß geben.

3. Allgemeine Darstellung von Beobachtungen durch unbenannte Zahlen.

Für die Auswertung der geschilderten Beobachtungen empfiehlt sich eine graphische Darstellung, und zwar, um die Unabhängigkeit von jedem Maßsystem zu erreichen, unter Benutzung unbenannter, dimensionsloser Zahlen²³⁾. „Es ist der Wesenszug der Ähnlichkeitsmechanik und der allgemeinen Ähnlichkeitsphysik, daß sie die physikalischen Größen auf dimensionsfreie Kenngrößen zurückführt und damit alle gesetzlichen Zusammenhänge in den physikalischen Erscheinungen durch Beziehungen zwischen diesen dimensionsfreien Kenngrößen darstellt“²⁴⁾. In ähnlicher Weise empfiehlt Parry²⁵⁾ bei hydraulischen Rechnungen von allen Formeln für den Wert k in der Chézy'schen Gleichung $v = k\sqrt{RJ}$ abzusehen und an deren Stelle eine Schar von experimentell ermittelten Kurven zu benutzen, die als Abszissen die Logarithmen der bekannten Reynoldsschen Zahlen

$$\Re = \frac{vR}{\nu}$$

und als Ordinaten die Widerstandszahlen

$$\frac{RJ}{v^2} \cdot g$$

besitzen. Hierbei ist gleichförmige Bewegung in regelmäßigen Gerinnen vorausgesetzt. Für die vorliegende Aufgabe sollen die genannten Reynoldsschen Zahlen zu den Widerstandszahlen in Beziehung gesetzt werden, und zwar sollen letztere die Form haben

$$\psi = \frac{JR}{v^2} \cdot 2g.$$

In den Formeln bedeuten v die mittlere Geschwindigkeit im Querschnitt, R den hydraulischen Radius gleich den Quotienten aus Wasserquerschnitt und benetztem Umfang, ν einen Zähigkeitsbeiwert (kinematische Zähigkeit), der von der Art des Mediums und von seiner Temperatur abhängig ist. Die Dimension dieses Zähigkeitswertes ist $\frac{\text{Länge}^2}{\text{Zeit}}$. Für Wasser mit

einer Temperatur von z. B. rd. 13° ist $\nu = 0,000\,001\,2 \text{ m}^2/\text{sek}$. In den Gleichungen sind ferner J das Gefällverhältnis und g die Erdbeschleunigung. An Stelle des hydraulischen Radius kann übrigens auch jede andere Querschnittgröße von der Dimension einer Länge, bei Röhren z. B. der Durchmesser, treten. Die Werte ψ und \Re sind, wie leicht nachzuweisen, dimensionslos, wie oben verlangt. Krey²⁶⁾ empfiehlt zur Vereinfachung der Rechnung für Untersuchungen im Wasserbau an Stelle der Reynoldsschen Zahl die sogenannte Kennzahl zu verwenden. Das ist der $\frac{1,2}{10^6}$ fache Wert der Reynoldsschen Zahl. Wenn in den Werten v , R und ν die Länge die Dimension Meter hat, wird für eine Wassertemperatur von rd. 13° der Ausdruck $\frac{1,2}{\nu \cdot 10^6} = 1$. Dadurch erhält die Kennzahl die einfache Form vR .

In der vorliegenden Arbeit ist von dieser Vereinfachung kein Gebrauch gemacht, sondern es ist die Darstellung der Zahl ψ in Abhängigkeit von \Re gewählt worden, damit die Möglichkeit bestand, unter Umständen die

²³⁾ Hopf, Modellversuche über Wasserführung von Kanälen. Die Wasserkraft und Energiewirtschaft, München 1920, S. 58.

²⁴⁾ Weber, Das allgemeine Ähnlichkeitsprinzip der Physik und sein Zusammenhang mit der Dimensionslehre und der Modellwissenschaft. Jahrb. d. schiffbautechn. Gesellschaft 1930, S. 293.

²⁵⁾ Weltkraftkonferenz Basel 1926, Weyrauch-Strobel, s. Fußnote 6, S. 150.

²⁶⁾ Krey, s. Fußnote 7.

¹⁷⁾ Ramshorn, s. Fußnote 2, 1. Angabe, S. 150.

¹⁸⁾ Seifert, Studium der hydrotechnischen Fragen usw. Mitteilungen des 15. Internationalen Schiffahrtskongresses Venedig 1931, Abteilung Binnenschifffahrt, Druckschrift Nr. 53, S. 36.

¹⁹⁾ Forchheimer, Der Durchfluß des Wassers durch Röhren und Gräben, insbesondere durch Werkgräben großer Abmessungen, S. 5. Berlin 1923.

²⁰⁾ Weyrauch-Strobel, s. Fußnote 6, S. 1.

²¹⁾ Vgl. Die wichtigsten Regeln für Abflußmengenmessungen mit dem Flügel, herausgegeben von der Landesanstalt für Gewässerkunde. Berlin 1930.

²²⁾ Forchheimer, s. Fußnote 19, S. 2.

Ergebnisse der Untersuchung mit Versuchen über den Wasserdurchfluß durch Rohre unmittelbar vergleichen zu können. Auch schien es ratsam, die Möglichkeit der Temperaturberücksichtigung offen zu lassen.

4. Die ψ - R -Gerade und die allgemeine Abflußformel.

Bei Eintragung der Werte ψ und R , die sich aus Beobachtungen an offenen Wasserläufen wie auch an geschlossenen Rohrleitungen ergeben, in ein rechtwinkliges lineares Koordinatensystem, zeigt sich bekanntlich, daß im allgemeinen mit wachsendem R die Werte ψ von einem hohen Wert zuerst stark abfallen und später langsam kleiner werden. Zu bemerken ist, daß es sich beim Abfluß in derartigen Wasserläufen fast immer um turbulente Bewegungen (Flechtströmungen)²⁷⁾ handelt. Ferner ist bekannt, daß bei Auftragung der Logarithmen der genannten Zahlen mit großer Annäherung für bestimmte Bereiche gerade Linien sich ergeben. Daraus folgt, daß die Gleichung der ψ - R -Linie annähernd eine Potenzform besitzt. Die allgemeine Form hierfür ist $\psi = \lambda R^{-|m|}$. Die Linie ist also hyperbelartig. In der Gleichung sind ψ und R veränderliche, λ und m konstante Größen. Durch Logarithmieren ergibt sich

$$\log \psi = \log \lambda - m \cdot \log R$$

oder, wenn

$$\log \psi = y$$

$$\log \lambda = a \text{ und}$$

$$\log R = x \text{ gesetzt wird,}$$

$$y = a - mx.$$

Das ist die Gleichung einer geraden Linie mit den Veränderlichen x und y in einem rechtwinkligen linearen Koordinatensystem, die auf der Ordinatenachse den Wert a abschneidet und mit der Abszissenachse das Neigungsverhältnis m bildet.

Durch Einsetzen der Werte $\psi = \frac{JR}{v^2} \cdot 2g$ und $R = \frac{vR}{v}$ in die Gleichung

$$\psi = \lambda R^{-|m|}$$

ergibt sich bei Auflösung nach v

$$v = \left(\frac{2g}{\lambda v^m} \right)^{\frac{1}{2-m}} R^{\frac{m+1}{2-m}} J^{\frac{1}{2-m}}$$

oder allgemein $v = AR^b J^c$.

Das ist die bekannte in der letzten Zeit vielfach verwendete Form der Abflußgleichung, die sich in der äußeren Form auch nicht von der Chézy'schen Gleichung

$$v = kR^{0,5} J^{0,5}$$

unterscheidet. Aus der Formel folgt, wie schon oben in Abschnitt I, 5 erwähnt ist, daß die Exponenten b und c im bestimmten Verhältnis zueinander stehen, und zwar ist

$$\frac{b}{c} = \frac{m+1}{1}$$

Aus $b = \frac{m+1}{2-m}$ und $c = \frac{1}{2-m}$ folgt ferner²⁸⁾

$$b = 3c - 1.$$

Die obige Gleichung für v gilt ganz allgemein. Die Dimension von v richtet sich nach der Dimension, mit der g , v und R in die Gleichung eingeführt werden.

Aus der Gleichung

$$\psi = \frac{JR}{v^2} \cdot 2g$$

folgt, daß ψ sehr stark vom Werte v beeinflusst wird, da dieser im Quadrat erscheint. Umgekehrt beeinflusst eine Änderung von ψ den Wert v und damit auch die Abflußmenge Q verhältnismäßig nur wenig. Hieraus folgt, daß auch eine Änderung der ψ -Werte durch eine kleine Drehung der ψ - R -Geraden²⁹⁾, von der weiter unten Gebrauch gemacht wird, die

Werte v und Q verhältnismäßig nur wenig verändert. In einem Beispiel soll die Größe dieses Einflusses rechnerisch verfolgt werden. Es sei angenommen, daß in Abb. 20 die in der Neigung $m = 0,2$ liegende Gerade I zu einem Dreieckprofil mit Böschungen 1:1,5 bei einem Gefälle von $J = 1:1000$ gehöre. Für verschiedene Wassertiefen zwischen 0,50 m und 1,70 m, welcher Bereich im großen und ganzen den Verhältnissen im Emschergebiete entspricht, können dann die mittleren Wassergeschwindigkeiten und Abflußmengen Q ermittelt werden. Die gleiche Rechnung wird dann für die Linie II, die eine Neigung von $m = 0,3$ hat, durchgeführt und schließlich für die Linie III mit $m = 0,4$ wiederholt. Es zeigt sich dann, daß für den betrachteten Bereich, der ungefähr von den Zahlen $R = 100\,000$ und $R = 1\,100\,000$ begrenzt wird, die Änderungen von Q bei der Drehung der ψ - R -Geraden von $m = 0,2$ nach $m = 0,3$ im Maximum rd. 6% und bei der bedeutenden Neigungsänderung auf $m = 0,4$ doch nur bis rd. 14% beträgt.

Die Bedeutung der Neigung der ψ - R -Linien für die Abflußformel sei noch in anderer Hinsicht beleuchtet. Bei konstantem J erhält die allgemeine Abflußformel die Form

$$v = dR^b.$$

Da $b = \frac{m+1}{2-m}$ ist, wird für $m = 0,5$, $b = 1,0$. Dieser Wert $b = 1,0$ bedeutet, daß v mit dem hydraulischen Radius R , bei dreieckförmigen Gerinnen also auch mit der Wassertiefe, geradlinig wächst. Ein Wert $b > 1,0$ d. h. $m > 0,5$ führt zu einer Form der v - R -Kurven nach Abb. 21. Eine solche Form widerspricht aber den Erfahrungen, die mit gleichförmigen Gerinnen gemacht sind. Somit dürfte für solche Gerinnen als oberer Grenzwert der Neigung der ψ - R -Geraden $m = 0,5$ oder $b = 1,0$ anzusehen sein.

5. Ausgleich der Beobachtungen.

Vor der Umformung der im Abschnitt II, 2 beschriebenen Beobachtungen in die Form von ψ und R ist ein Ausgleich der Beobachtungen notwendig. Die mittlere Geschwindigkeit v , die bei den Berechnungen jener Werte benutzt wird, wird nämlich von dem Quotienten $\frac{Q}{F}$ bestimmt, bei dem sowohl Zähler wie Nenner Schwankungen erfahren können, die unabhängig voneinander sind, den Wert v also in doppelter Hinsicht beeinflussen können. Zum Ausgleich werden die Abflußmengen Q

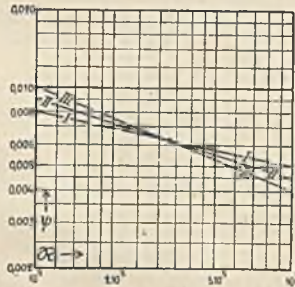


Abb. 20.

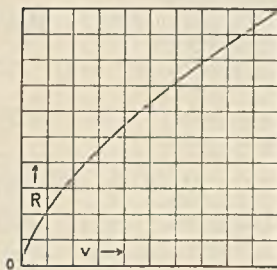


Abb. 21.

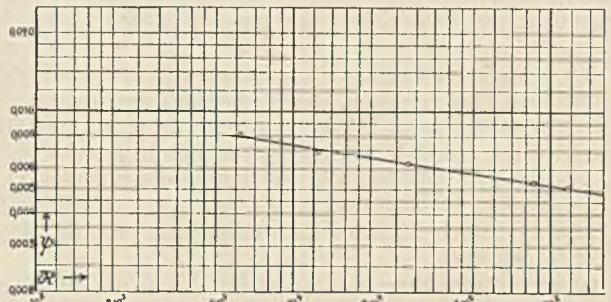
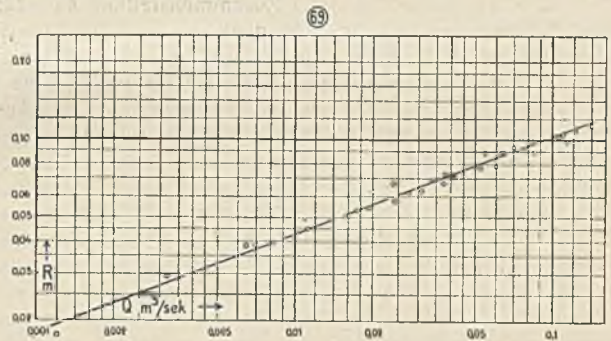


Abb. 22. Versuchsrinne Frohnhausen.

in Abhängigkeit von dem hydraulischen Radius in logarithmischem Maßstabe aufgetragen. Es zeigt sich dann, besonders wenn eine große Zahl zuverlässiger Beobachtungen vorliegt, daß, wie nach dem zu Beginn des Abschnitts II, 4 Ausgeführten nicht anders zu erwarten ist, annähernd gerade Linien entstehen. Besonders gut ist dies bei den Messungen an der Versuchsrinne Frohnhausen³⁰⁾ (Ifd. Nr. 69, Abb. 22) zu sehen. Diese Rinne hat ein genau dreieckiges Profil mit Böschungen 1:1,5 und ist aus Beton hergestellt. Die Wassertiefe beträgt bis zu etwa 30 cm, das Gefälle ist 1:340. Die 30 Beobachtungen, die in mehreren Reihen zu verschiedenen Zeiten angestellt sind, ergeben die in Abb. 22 dargestellten Q - R -Punkte. Sie sowohl wie auch die übrigen Beobachtungen an den Bachläufen werden zweckmäßig von Hand zu einer Geraden aus-

²⁷⁾ Laminare Bewegung (Bandströmung) tritt nur bei kleinen Reynoldsschen Zahlen auf. Nach Winkel (de Thierry und Matschoß, Die Wasserbaulaboratorien Europas, Berlin 1926, S. 58) ist das Übergangsgebiet, in dem sowohl laminare wie turbulente Bewegung stattfinden kann, etwa durch die Reynoldsschen Zahlen 1670 und 5800 begrenzt.

²⁸⁾ Krey, s. Fußnote 7. — Eisner, s. Fußnote 5, 1. Angabe.

²⁹⁾ Zu ergänzen ist hier und im folgenden: bei logarithmischer Auftragung.

³⁰⁾ v. Bülow, s. Fußnote 4, S. 257.

geglichen. Ein Ausgleich nach der Methode der kleinsten Quadrate führt, wie Versuche gezeigt haben, nur in ganz wenigen Fällen, bei denen eine sehr große Anzahl von Beobachtungen vorliegt, zum gewünschten Ziele, weil meistens die notwendige Voraussetzung, daß alle Beobachtungen von gleichem Gewicht sind, nicht erfüllt ist und diese Tatsache sich bei einer geringen Anzahl von Beobachtungen besonders störend bemerkbar macht. Nach dem Ausgleich werden einige neue Werte Q zur Berechnung der Zahlen ψ und \mathfrak{R} gewählt, die dann in Abb. 22 eingetragen werden.

Das Anordnen der Beobachtungspunkte nach geraden Linien hängt mit den Beobachtungen v. Bülow's³¹⁾ zusammen, daß bei Auftragung der Wassermenge Q in Beziehung zum benetzten Umfang p im logarithmischen System für dreieckförmige Gerinne und Emscherbachläufe annähernd gerade Linien sich ergeben, die sich durch die Gleichung ausdrücken lassen

$$Q = i p^n.$$

Da der Querschnitt eines dreieckförmigen Gerinnes

$$F = k p^2 \text{ ist, wird}$$

$$v = \frac{Q}{F} = \frac{i p^n}{k p^2} = l \cdot p^{(n-2)},$$

oder, da R geradlinig mit p wächst,

$$v = q R^{(n-2)}.$$

Hierbei ist $n > 2,0$, d. h. der Exponent ist stets positiv. Die Gleichung hat also die gleiche Form wie die oben aufgestellte

$$v = d R^b.$$

Aus dieser Gleichung folgt, wie im Abschnitt II, 4 nachgewiesen wurde, daß im logarithmischen System ebenso wie die $Q-R$ -Linie auch die $\psi-\mathfrak{R}$ -Linie, die aus den Werten Q bzw. v und R konstruiert werden kann, eine Gerade ist.

Die obigen Ableitungen können nur für dreieckförmige oder annähernd eine solche Form besitzende Gerinne gelten, und auch dann nur angenähert. Für andere Querschnittformen (z. B. für Kreisabschnitte) gelten sie nicht ohne weiteres. Im Abschnitt III wird hierüber noch Näheres gesagt.

6. Darstellung der Beobachtungen.

Die an den Bachläufen des Emscher- und Lippegebietes angestellten Beobachtungen sind in nebenstehender Zusammenstellung aufgeführt. In Abb. 23 bis 45 sind die einzelnen Beobachtungen graphisch durch die Zahlen ψ und \mathfrak{R} dargestellt. In die Rechnung wurde der Wert ν mit $0,0000012 \text{ m}^2/\text{sek}$ eingeführt, was, wie schon im Abschnitt II, 3 bemerkt wurde, einer Temperatur von rd. 13° entspricht. Da bei den Beobachtungen mit Ausnahme derjenigen aus der letzten Zeit die Wassertemperatur nicht mitgemessen wurde, war es nicht möglich, den Einfluß verschiedener Temperaturen auf den Abflußvorgang zu berücksichtigen. Bei den vorhandenen nicht sehr großen Temperaturunterschieden bleibt der Einfluß in niedrigen Grenzen. Die Beobachtungen sind nach dem Profil des Wasserlaufes in fünf Gruppen eingeteilt. Eine besondere sechste Gruppe bilden die verschlammten Bachläufe. Die Beobachtungen sind nicht in der Reihenfolge der genannten Zusammenstellung bearbeitet worden, vielmehr ist ausgegangen von den Meßstellen, an denen möglichst zahlreiche zuverlässige Messungen gemacht sind. Auf Grund der hierbei gewonnenen Erkenntnisse über die allgemeine Richtung der $Q-R$ -Geraden konnten dann auch die Reihen, die aus einer geringeren Anzahl von Beobachtungen bestehen, verwendet werden. Die Einzelmessungen, die einen Ausgleich von Q naturgemäß nicht zulassen, sind unmittelbar zur Errechnung von ψ und \mathfrak{R} benutzt worden. Die Abbildungen für Beobachtungsreihen, die einen Ausgleich der $Q-R$ -Linien nach Abschnitt II, 5 erfahren haben, bestehen aus zwei Teilen, nämlich aus der Auftragung von Q in Abhängigkeit von R und aus der Darstellung der ψ - und \mathfrak{R} -Zahlen. Dagegen sind von den Einzelbeobachtungen nur ψ und \mathfrak{R} in den Abbildungen dargestellt.

Zu einzelnen Beobachtungen sind einige Anmerkungen zu machen. Nr. 2 (Abb. 24). Es handelt sich um sehr große Abflußmengen, die durch Schwimmer gemessen sind. Da solchen Messungen immerhin eine gewisse Unsicherheit anhaftet, ist die Richtung der $Q-R$ -Linie und damit die Neigung $\psi-\mathfrak{R}$ -Geraden nicht ganz sicher. Eine kleine Drehung der $Q-R$ -Linie hat nach den früheren Ausführungen eine starke Drehung der $\psi-\mathfrak{R}$ -Geraden zur Folge, so daß für sie eine Neigung, die ähnlich der Neigung der übrigen Geraden ist, ohne großen Zwang angenommen werden kann.

Nr. 4 (Abb. 26). Es gilt auch hier das zu Nr. 2 Gesagte.

Nr. 21 (Abb. 35). Zwei der Messungen sind mit dem Schwimmer ausgeführt. Die zuerst gezogene Ausgleichlinie I von Q ergibt eine $\psi-\mathfrak{R}$ -Linie, die mit größer werdendem \mathfrak{R} steigt. Eine schwache Drehung der Q -Linie in die Lage II ergibt sofort eine Neigung der $\psi-\mathfrak{R}$ -Geraden nach rechts.

³¹⁾ v. Bülow, s. Fußnote 4, S. 258.

Zusammenstellung.

Nr.		km	Jahr	J	Anzahl der Beobachtungen	m	Abb.	Bemerkung	
I. A-Profil.									
1	Berne	4,1+82	1910	1: 741	7	0,18	23) Der Buchst. hinter der Zahl deutet auf die Art der Messung an	
2	Berne	4,1+82	1919	1: 230	5 S ¹⁾	0,35	24		
3	Berne	4,1+82	1919/23	1: 360	6	0,17	25		
4	Berne	4,1+82	1920/21	1: 360	10 S	0,14	26		
5	Berne	4,1+82	1929/30	1: 180	4	0,18	27		
7	Borbecker Mühlenbach	0,3+37	1910/11	1: 450	5	0,41	28		
8	Borbecker Mühlenbach	0,3+37	1919/23	1: 750	7	0,28	29		
10	Boye	5,3	1917/18	1:1333	3 S	0,19	30		
11	Boye	5,3	1919/20	1:1000	4	0,25	31		
12	Boye	3,5	1929	1: 910	1+3 S	0,35	32		
16	Hauptkanal Recklinghausen a. d. Kläranlage		1920/22	1: 750	3	0,25	33		
20	Schwarzbach	3,2	1919/22	1:1000	1+2 S	0,28	34		
21	Schwarzbach	4,2	1919/22	1:1000	1+2 S	0,33	35		
22	Schwarzbach	5,3+86	1919/23	1: 250	2+1 S	0,21	36		
9	Borbecker Mühlenbach	0,3+37	1929/30	1: 233	2	0,26	37		
23	Borbecker Mühlenbach	2,3	1929	1: 540	1	0,06	37		
24	Boye	3,5	1930	1: 807	1	0,17	37		
26	Landwehrbach	0,7+68	1930	1: 850	2	0,19	37		
						0,16			
27	Marbach	Klg. Bochum	1919	1:1540	1	0,05	37		Klg. = K...
28	Marbach	0,8	1929	1: 115	1 S	0,24	37		an
29	Sälzer Bach	Klg. Essen-Nord	1929	1: 625	1+2 S	0,15	37		
						0,23			
						0,32			
30	Schmiedesbach	0,5+50	1921/22	1: 900	2	0,23	37		
						0,19			
31	Schwarzbach	6,2	1922	1: 430	1	0,44	37		
32	Schwarzbach	6,9	1921/22	1:1250	2	0,03	37		
						0,03			
II. A-Profil mit Zwischenstück 75 cm.									
33	Boye	0,5	1919/22	1:3000	5+1 S	0,20	38		
34	Boye	3,6	1921/22	1: 300	2+1 S	0,46	39		
35	Boye	4,1+75	1923/25	1: 910	5	0,24	40		
36	Boye	2,0	1922	1:2500	1 S	0,37	37		
III. B-Profil.									
37	Borbecker Mühlenbach	2,3+ 3	1929	1: 540	5 S	0,16	41		
39	Dattelner Mühlenbach	5,4+10	1929	1: 400	1	0,29	37		
40	Katernberger Bach	0,1+75	1929	1: 540	1 S	0,19	37		
41	Kreyenbach	0,1+30	1930	1: 500	1	0,14	37		
42	Massener Bach		1930	1: 294	1	0,37	37		
43	Rapphofsmühlenbach	2,5	1931	1: 670	1	0,23	37		
46	Wattenscheider Bach	0,0+50	1922/26	1: 296	2	0,13	37		
						0,11			
47	Zollvereinsgraben	0,1+10	1922	1: 200	2 S	0,20	37		
						0,18			
59	Rapphofsmühlenbach	3,3	1932	1: 650	1 S	0,26	37		
IV. B-Profil mit Zwischenstück 75 cm.									
48	Hauptkanal Alsum	0,4+12	1930	1:1250	11+1 S	0,14	42		
V. C-Profil.									
49	Hasseler Mühlenbach	2,1+ 0	1930	1: 315	7	0,22	43		
50	Alter Resserbach	0,6+50	1931	1: 500	4	0,21	44		
51	Heerener Bach		1930	1: 875	1	0,13	37		
52	Massener Bach		1930	1: 465	1	0,15	37		

Nr.	Profil	km	Jahr	J	Anzahl der Beobachtungen	m	Abb.	Bemerkungen
VI. Verschlammte Bachläufe.								
12a	Alte Emscher	A	0,5+75	1921	1:2500	3	0,27 0,23 0,20	45 20 bis 56 cm verschlamm
13	Dornburger Bach	A	0,4	1919/22	1:1000	6	0,44 0,40 0,32 0,31 0,29 0,28	45 5 bis 15 cm verschlamm
14	Hüllerbach	A	2,3	1920/22	1:1300	5	0,37 0,36 0,36 0,31 0,30	45 10 bis 15 cm verschlamm
15	Landwehrbach	A	0,7+68	1919/22	1: 860	3	0,42 0,40 0,28	45 bis 8 cm verschlamm
17	Rüplingsbach	A	0,4	1923	1:1000	4	0,31 0,29 0,28 0,23	45 6 bis 12 cm verschlamm
18	Schwarzbach	A	0,5+40	1919/22	1:1250	4	0,29 0,28 0,26 0,19	45 teilweise seitlich verschlamm
19	Schwarzbach	A	1,7+57	1919/22	1:1500	3	0,40 0,39 0,35	45 20 bis 30 cm verschlamm
25	Hüllerbach Berne	A	3,2+75	1930	1: 634	2	0,39 0,37	45
60		A	1,2	1932	1:2500	2+1 S	0,32 0,31 0,27	45 40 bis 50 cm verschlamm
38	Stoppenberger Bach	B	Klg.	1919/22	1:1500	4	0,31 0,28 0,23 0,16	45 15 bis 18 cm verschlamm
44	Schwarzbach	B	8,9+85	1923	1:2000	1	0,39	45 10 bis 15 cm verschlamm
45	Schwarzbach	B	9,3	1919/21	1:2500	1+1 S	0,27 0,21	45 60 bis 80 cm verschlamm
53	Schmiedesbach	C	0,0+75	1930	1: 600	3	0,28 0,26 0,24	45 teilweise verschlamm

Nr.33 (Abb. 38). Der Bachlauf ist in den Akten als unverschlammt angegeben, und das Gefälle soll 1:3000 betragen. Diese schwache Neigung hat sehr wahrscheinlich Verschlammungen zufolge, wie sie bei den Bachläufen der Gruppe VI selbst bei zum Teil viel stärkerem Gefälle festgestellt wurden. Die Beobachtung wird dem-

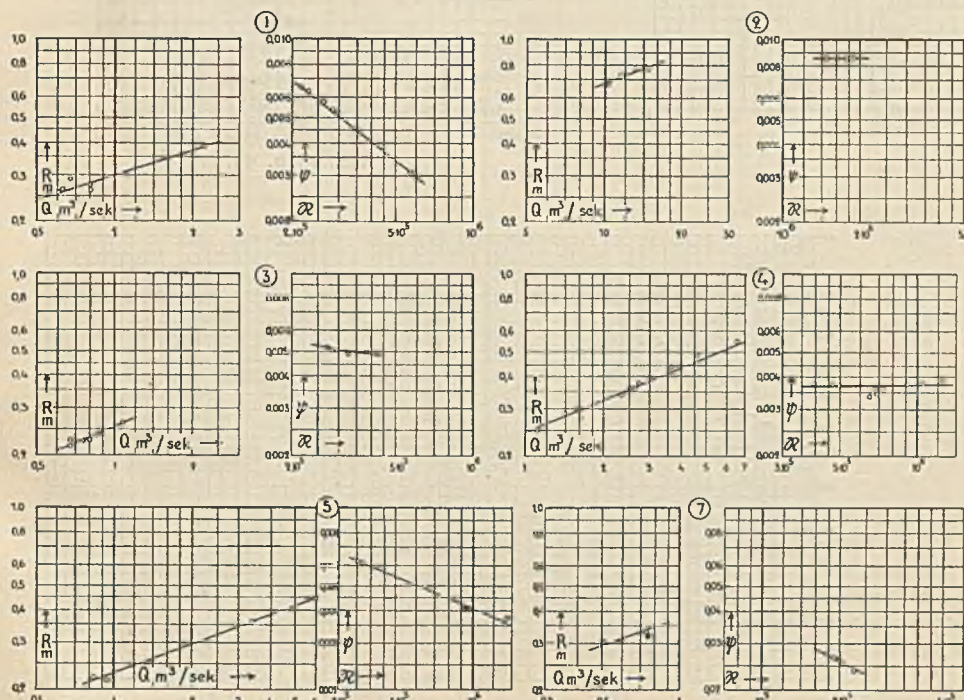


Abb. 23 bis 28.

nach in die Gruppe VI gehören, in die sie auch bei Abb. 56 übernommen ist.

Nr.36 (Abb. 37). Das Gefälle soll nach den Akten 1:2500 betragen. Es gilt das gleiche wie bei Nr. 33.

7. Das Strahlenbüschel der ψ - \Re -Geraden.

Wie oben im Abschnitt II, 4 ausgeführt, ist durch die ψ - \Re -Geraden das Abflußgesetz dargestellt. Es kommt nun darauf an, das Gesetz in eine für die Rechnung einfache Form zu bringen. Alle ψ - \Re -Linien zeigen mit größer werdendem \Re die bekannte Abnahme der Zahlen ψ . Eine Ausnahme machen nur einige der soeben einzeln besprochenen Beobachtungen, doch kann, wie erwähnt, auch hier ein Fallen der ψ -Zahlen mit größer werdendem \Re leicht erreicht werden durch geringe Änderung der Werte Q . Man kann nun unter Berücksichtigung des im Abschnitt II, 4 Ausgeführten, ohne besonders große Fehler zu machen, den einzelnen Geraden zur Vereinfachung der folgenden Rechnung eine Richtung geben, daß sie sich im logarithmischen System in einem Punkte schneiden. Als Schnittpunkt wird der Punkt mit den Koordinaten $\log \psi = \log 0,002$ und $\log \Re = \log 100\,000\,000$ gewählt. Es ergibt sich auf diese Weise ein Strahlenbüschel (Abb. 46), dessen einzelne Strahlen nach den früheren Ausführungen durch die Gleichung $\psi = \lambda \cdot \Re^{-|m|}$ dargestellt sind. Jeder Strahl des Strahlenbüschels hat verschiedene Konstanten λ und m , deren Abhängigkeit voneinander durch die Gleichung

$$\log \lambda = 8m + \log 0,002 \text{ oder}$$

$$\lambda = 10^{8m-2,69897} \text{ ausgedrückt ist.}$$

Es folgt dies aus der in Abschnitt II, 4 angegebenen Gleichung

$$\log \psi = \log \lambda - m \log \Re.$$

Der Gültigkeitsbereich der einzelnen Strahlen ist nach oben etwa durch $\Re = 10^6$ begrenzt, weil die Auswertung der Beobachtungen bis zu Reynoldsschen Zahlen von dieser Größenordnung führt.

Durch die Konstanten m und λ werden, wie früher bemerkt, A , b und c bestimmt. Wenn in den Ausdruck

$$A = \left(\frac{2g}{\lambda \nu^m} \right)^{\frac{1}{2-m}}$$

die kinematische Zähigkeit mit der Dimension m^2/sek und die Erdbeschleunigung g mit $9,81 \text{ m/sek}^2$ eingeführt werden, ist die Dimension der mittleren Wassergeschwindigkeit in der Dimension m/sek festgelegt. In der Abflußformel muß natürlich auch der hydraulische Radius in der Dimension Meter eingesetzt werden. In Abb. 47 sind A , b und c in Abhängigkeit von m graphisch dargestellt. Der Faktor A schwankt zwischen 98,9 und 93,0. Im Mittel kann er zu 96 angenommen werden. Seine Dimension ist nicht konstant, sondern ändert sich mit m .

8. Vergleich der Ergebnisse mit den Formeln von Bazin, Kutter und Forchheimer.

Zum Vergleich der bisher gewonnenen Ergebnisse mit den Abflußgleichungen von Bazin, Kutter und Forchheimer sind in den Abb. 48 bis 50 die ψ - und \Re -Zahlen eingetragen und miteinander verbunden, die sich für verschiedene hydraulische Radien, bei verschiedenen Wandrauigkeiten und für verschiedene Gefälle aus den genannten Formeln ergeben. Es sind hydraulische Radien von 0,10, 0,20, 0,50 und 1,00 m, zwei verschiedene Wandbeschaffenheiten und drei Gefälle von $\frac{1}{100}$, $\frac{1}{1000}$ und $\frac{1}{2500}$ gewählt. In den Abbildungen sind letztere mit I, II und III bezeichnet.

Als Rauigkeitsmaß sind in der Formel von Bazin

$$\nu = \frac{87}{1 + \sqrt{\frac{\gamma}{R}}} \sqrt{RJ}$$

die Klassen 1 (sehr ebene Wände, $\gamma = 0,06$) und 5 (Erdschnitt, regelmäßig und rein, $\gamma = 1,30$) gewählt worden. Es ergeben sich (Abb. 48) ψ - \Re -Linien, die für die rauhen Querschnitte hoch, für die glatten tief liegen. In sich ist jede Rauigkeitsklasse nach dem Gefälle geordnet in der Weise, daß dem stärkeren Gefälle die höhere Linie mit den größeren Widerstandszahlen ψ zugeordnet ist. Die beiden Rauigkeitsgruppen unterscheiden sich außer durch die genannte verschiedene Höhenlage durch verschiedene Neigungen der ψ - \Re -Linien. Die höherliegenden Linien sind steiler als die unteren. Mit einiger Annäherung kann man bei ihnen einen gemeinsamen Schnittpunkt annehmen, dem sie zustreben. Er liegt in der Nähe des oben für die Bachläufe gewählten Schnittpunktes mit den Koordinaten $\log \psi = \log 0,002$ und $\log \Re = \log 100\,000\,000$. Sämtliche Linien weisen eine schwache Krümmung auf.

Für die abgekürzte Kuttersche Formel (Abb. 49)

$$\nu = \frac{100 \sqrt{R}}{b + \sqrt{R}} \sqrt{RJ}$$

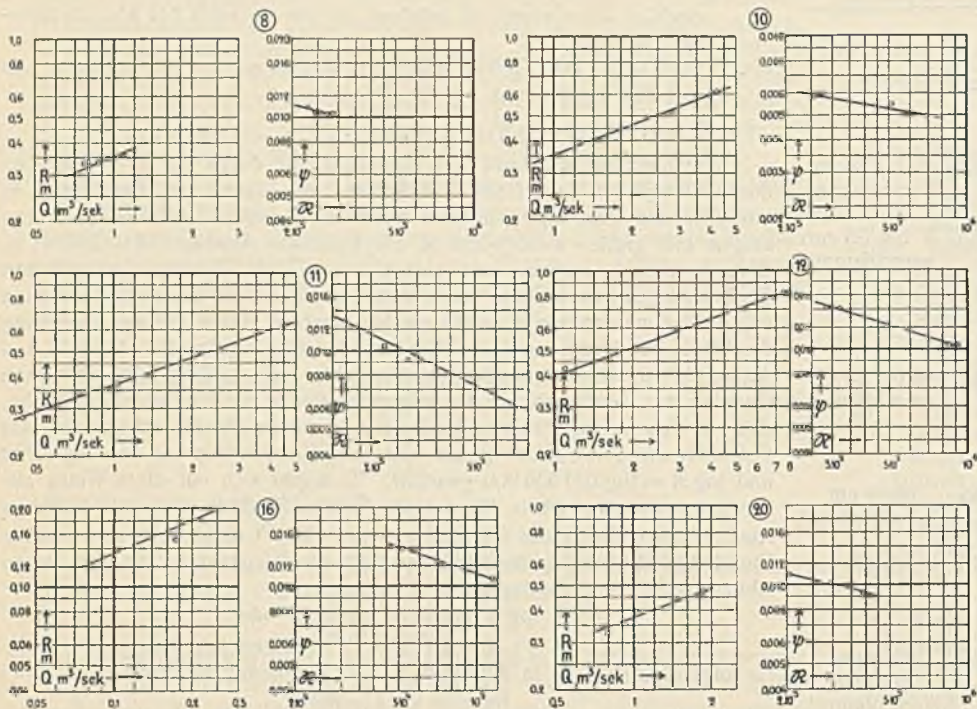


Abb. 29 bis 34.

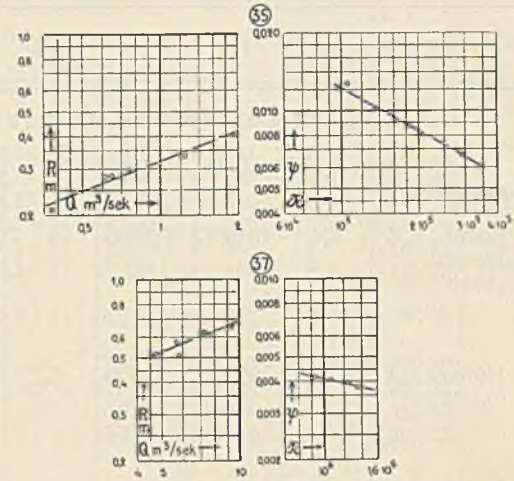


Abb. 40 u. 41.

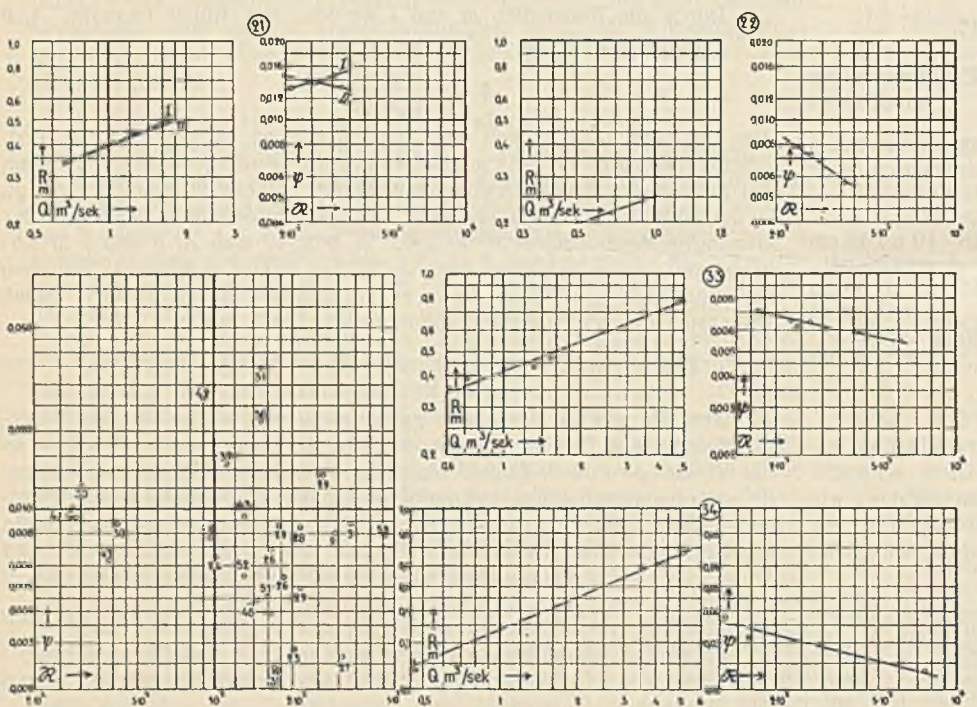


Abb. 35 bis 39.

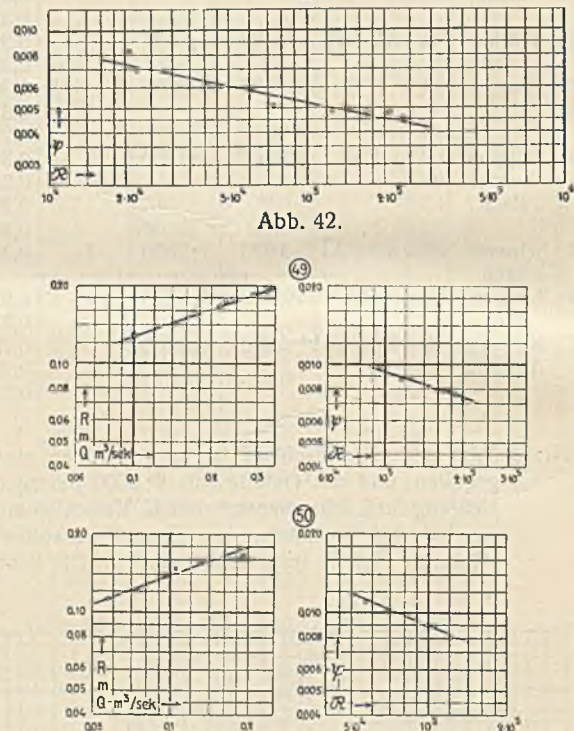


Abb. 42.

Abb. 43 u. 44.

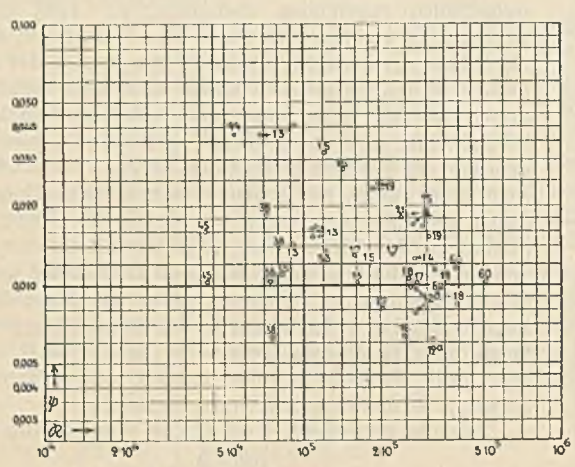


Abb. 45.

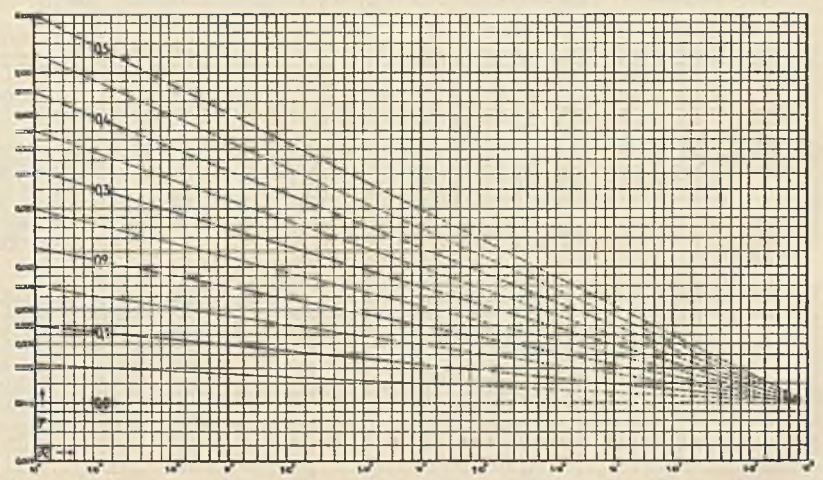


Abb. 46.

sind die beiden Rauigkeitsklassen $b = 0,25$ (glatte Kanalwandungen) und $b = 1,50$ (Felsen und Rasen) gewählt. Auch für diese Formel nehmen die ψ - R -Linien im großen und ganzen die gleiche Form und Lage an, wie die Zahlen nach der Formel von Bazin.

Dagegen zeigen die Linien, die sich nach der Abflugleichung von Forchheimer (Abb. 50)

$$v = \lambda R^{0,7} J^{0,5}$$

für die beiden Rauigkeiten $\lambda = 90$ (Beton, glatt) — vgl. Abschnitt I, 5 — und $\lambda = 40$ (Erdbetten) ergeben, wohl die Ordnung nach dem Gefälle, aber nicht das Zusammenlaufen nach einem Punkte. Die Linien sind vielmehr einander parallel, wie dies schon aus dem Bau der Formel entnommen werden kann. Nach der genannten Formel ist für einen gegebenen Wert R bei gegebenem Werte J die mittlere Wassergeschwindigkeit und damit die Abflußmenge allein von der durch den Faktor λ dargestellten Wandrauigkeit bestimmt, d. h., daß eine

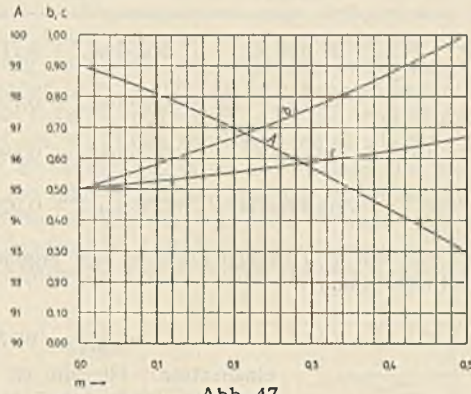


Abb. 47.

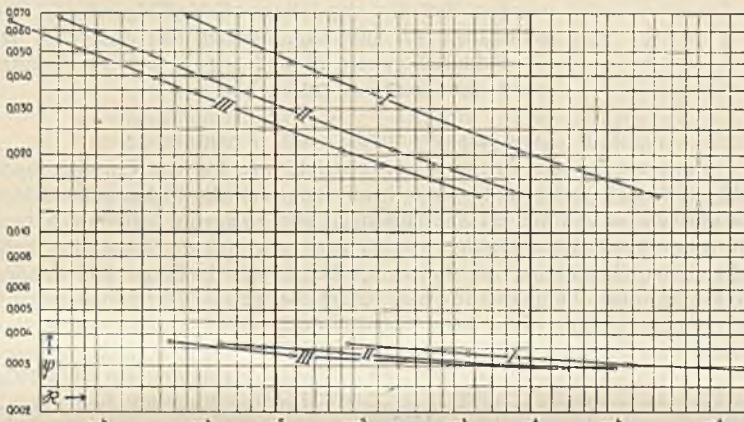


Abb. 48. Formel von Bazin.

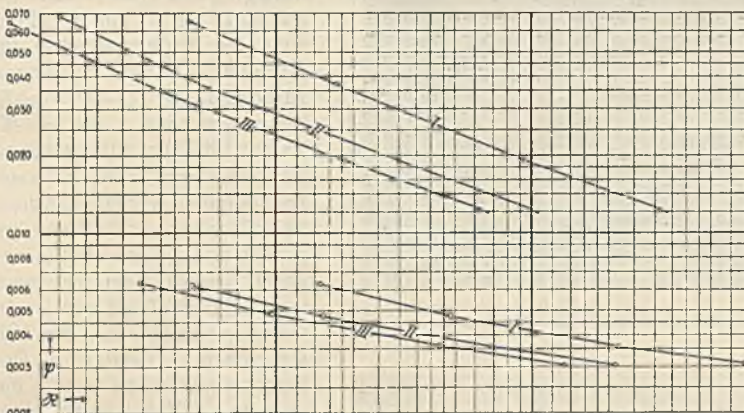


Abb. 49. Formel von Kutter.

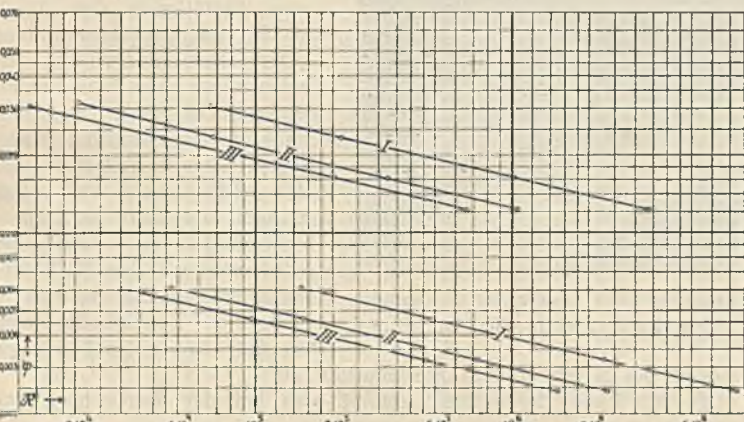


Abb. 50. Formel von Forchheimer.

Änderung von λ in einem bestimmten Verhaltis auch die Abflußmenge in gleichem Verhaltis ändert, unabhängig davon, ob der Vorgang bei kleinem R (in einem kleinen Gerinne) oder bei großem R (in einem großen Querschnitt) stattfindet. Durch Messungen an den Werkkanalen der Mittleren Isar AG³²⁾ ist festgestellt, daß der Einfluß der Wandbekleidung auf den Abfluß um so mehr zurücktritt, je großer der Querschnitt ist. Das bedeutet, daß die Unterschiede zwischen den Widerstandszahlen ψ für verschiedene Wandbeschaffenheiten bei sonst gleichen Verhaltissen mit wachsendem R geringer werden. Aus diesem Grunde dürfte die Forchheimersche Formel im Bereiche großer Reynoldsscher Zahlen für verschiedene Wandbeschaffenheit nicht ganz zuverlässig sein.

9. Einfluß des Gefälles und der Querschnittform auf die ψ - R -Gerade.

Da die Wandrauigkeit der Bachläufe im Emsergebiete, wie oben dargelegt, als ziemlich gleich angesehen werden kann, ist die verschiedene Neigung der einzelnen Strahlen im Strahlenbüschel dem Einfluß der Querschnittform und des Gefälles zuzuschreiben. In der „Zusammenstellung“ der Beobachtungen Spalte 7 ist der zu den Beobachtungen oder Beobachtungserelien zugehörige Wert m angegeben. Sodann sind in den Abb. 51 bis 56 für die sechs verschiedenen Querschnittformen J und m eingetragen, und zwar ist für das Gefälle J ein logarithmischer, für den Wert m ein linearer Maßstab gewählt worden. Es zeigt sich nämlich bei dieser Art der Auftragung, daß eine Anordnung der Punkte etwa in geraden Linien angenommen werden kann.

Zunächst sei Abb. 55, die für die Sohlschale C gilt, betrachtet. Das Steilprofil C ist, wie oben bemerkt, erst in den letzten Jahren in Gebrauch

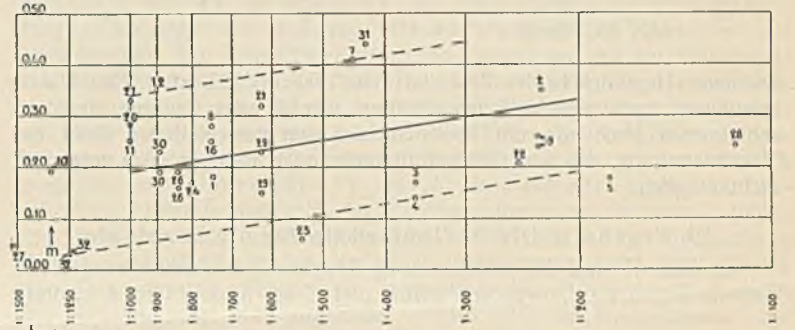


Abb. 51. Profil A.

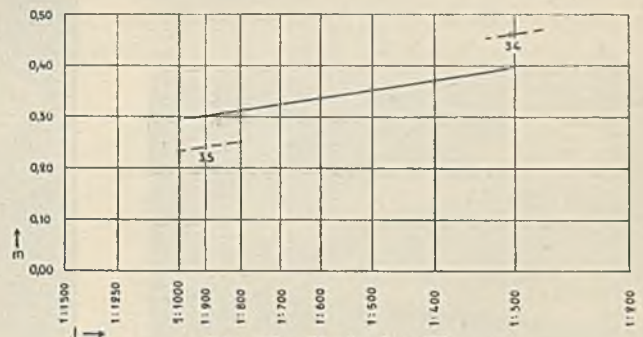


Abb. 52. Profil A + 75.

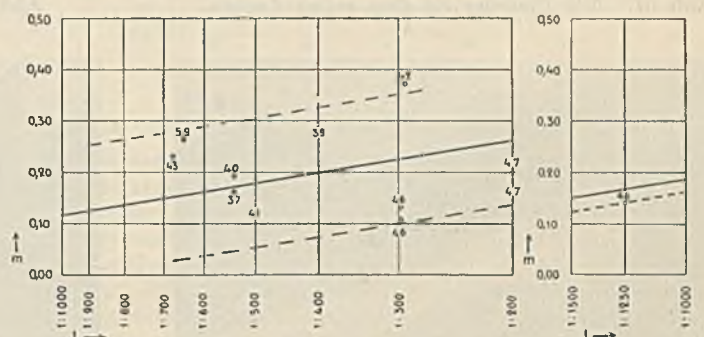


Abb. 53. Profil B.

Abb. 54. Profil B + 75.

gekommen, es ist also noch verhaltismaig neu. Auch hält sich das Profil infolge seiner Form, die bei Anschwellungen ein ziemlich schnelles Wachsen der Wassertiefe und dadurch der Raumungskraft mit sich bringt, sauberer als die anderen Profile. Die Beobachtungen an diesem Profile können daher Anspruch auf besondere Gleichmäßigkeit machen. Die m - J -Werte werden durch eine Gerade ausgeglichen.

³²⁾ Kurzmann, Die Betonauskleidung der Werkkanäle, Bautechn. 1930, S. 568.

In ähnlicher Weise sind für die anderen Profile die Ausgleichlinien gezogen, und zwar, weil die Streuung der Punkte eine andere Richtung nicht erkennen läßt, parallel zu der Geraden für das C-Profil. Die Abweichungen von der mittleren Linie sind größer als beim Profil C. Sie können damit erklärt werden, daß die Bachauskleidung der verschiedenen Wasserläufe nicht vollkommen gleiche Wandrauhigkeit besitzt, sei es infolge Verlagerung der Platten eines älteren Bachlaufes im Laufe der Jahre, sei es durch eine gewisse Verschlämzung oder Verschmutzung der Platten im Bereiche der Meßstelle, obgleich das Bachbett an der Meßstelle selbst als rein festgestellt worden ist.

Eine besondere Reihe bilden die stärker verschlammten Bachläufe. Sie sind in Abb. 56 zusammengestellt. In diese Abbildungen sind auch die Beobachtungen 33 und 36 eingetragen gemäß den früheren Bemerkungen zu den Beobachtungen. Einen Begriff von der Verschlämzung solcher Bachläufe geben Abb. 57 bis 60. Sie stellen die Alte Emscher in

Die Linien der Abb. 61 werden durch folgende Gleichungen für m mathematisch dargestellt:

Profil	m	Gültigkeitsbereich
I B und C	$0,2 \cdot \log J + 0,718$	$J > 1: 1000$ $< 1: 200$
II A und B + 75	$0,2 \cdot \log J + 0,790$	$J > 1: 1500$ $< 1: 200$
III A + 75	$0,2 \cdot \log J + 0,894$	$J > 1: 1000$ $< 1: 300$
IV verschlammte	$0,2 \cdot \log J + 0,926$	$J > 1: 3000$ $< 1: 600$

Die aus den obigen Formeln sich ergebenden Werte m sind in die Abflußgleichung

$$v_{(m/sek)} = 96 R^{2-m} \cdot J^{2-m}$$

einzusetzen. Hiermit ist die Aufgabe, das Abflußgesetz für die Bachläufe im Emscher- und Lippegebiet zu finden, gelöst.

III. Querschnitte ohne Dreieckform.

Alle bisher mitgeteilten Beobachtungen beziehen sich auf Querschnitte, die als dreieckförmig angesehen werden können. Es ist schon oben darauf hingewiesen worden, daß die abgeleiteten Schlußfolgerungen, die schließlich auf der angenäherten Geradlinigkeit der ψ - R -Linie beruhen, für anders geformte Querschnitte nicht ohne weiteres gelten können.

1. Trapezquerschnitte mit Bermen.

Zunächst sei ein Trapezquerschnitt, wie ihn die Emscher nach Abb. 15 besitzt, betrachtet. Zwar kann man auch die bisher behandelten Bachprofile, soweit sie ein Zwischenstück von 75 cm in der Sohle haben, als angenähert trapezförmig ansprechen, aber ihre Sohle ist sehr schmal im Gegensatz zur Emscher, die an der in Frage kommende Meßstelle eine Sohlenbreite von 9,8 m besitzt. Diesem Querschnitt gegenüber besitzt der erstgenannte doch eine mehr dreieckige Form. Es ist eine Beobachtungsreihe (Nr. 61) mit 17 Beobachtungen

aus den Jahren 1917 bis 1922 für die Emscher bei km 7,7 vorhanden, die in Abb. 6 dargestellt ist. Das Gefälle beträgt $J = 1:1400$. Zur Berechnung der ψ - und R -Zahlen sind die Beobachtungen ungenutzbar, d. h. ohne vorherigen Ausgleich der $Q-R$ -Punkte benutzt worden. Die ψ - R -Zahlen streuen infolgedessen ziemlich stark. Immerhin kann angenommen werden, daß auch bei Trapezquerschnitten in großen und ganzen ein Potenzgesetz besteht. Bemerkenswert ist die hohe Lage der ψ - R -Geraden trotz des ziemlich schwachen Gefalles. Der Emscherquerschnitt besitzt durch seine nach hohe Widerstandszahlen hat also ein geringes Abflußvermögen. Es ist dies eine Bestätigung des durch v. Bülow³³⁾ Festgestellten. „Der Dreieckquerschnitt ist selbst wenn seine Wandbekleidung nicht glatt ist, allen anderen Querschnitten überlegen, denn je breiter — und das trifft sowohl bei rechteckigen als auch bei Trapezquerschnitten zu — die Sohle wird und je flacher die Wandneigungen werden, desto mehr nimmt der Rauigkeitsbeiwert zu und damit die Leistungsfähigkeit bei gleich großen Querschnitten ab.“

Zu ähnlichen Ergebnissen kommt man bei der Auswertung von

³³⁾ v. Bülow, s. Fußnote 4, S. 249.

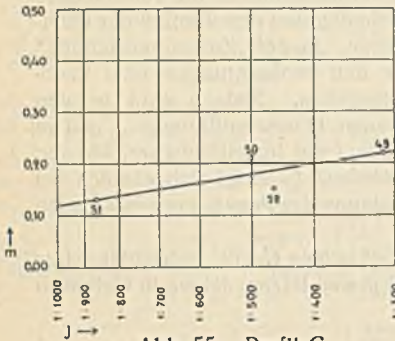


Abb. 55. Profil C.

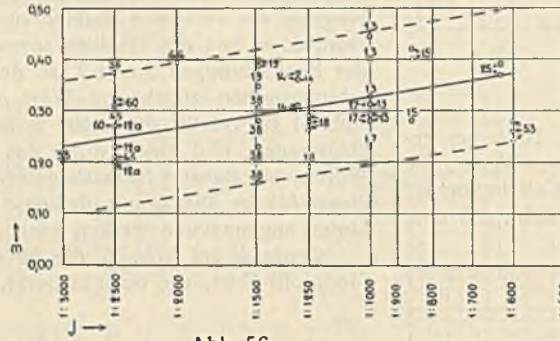


Abb. 56.

Duisburg-Hamborn in der Zeit von etwa 1915 bis 1925 dar. Eine Unterscheidung nach verschiedenen Profilen war in der Gruppe der verschlammten Bachläufe mit Rücksicht auf den verschiedenen Grad der Verschlämzung, die den Querschnitt mehr oder weniger stark verändert, nicht möglich.

10. Ergebnis: Die Abflußformeln für die Bachläufe.

In Abb. 61 sind die verschiedenen Ausgleichlinien zusammengestellt. Danach liegen die Linien für Profil B und C am niedrigsten, d. h. diese



Abb. 57. Alte Emscher vor dem ersten Ausbau.



Abb. 58. Während des ersten Ausbaues.



Abb. 59. Infolge des Kohlenabbaues wieder gesunken und verschlammte.



Abb. 60. Alte Emscher nach dem zweiten Ausbau. Bermen erhöht, Bachbett auf normales Maß eingeeengt.

Profile haben die größte Leistungsfähigkeit. Es folgen zusammen die Linien für Profil A und Profil B mit Zwischenstück 75 cm. Von den reinen Bachläufen kommt zuletzt das Profil A mit Zwischenstück. Darüber liegen mit der geringsten Abflußleistung die verschlammten Bachläufe.

12 Beobachtungen an der Lippe bei Dorsten aus den Jahren 1928 bis 1932 (Nr. 62). Hier ist im Jahre 1924 von der Preußischen Staatsbauverwaltung ein künstliches neues Lippebett von trapezförmigem Querschnitt nach Abb. 63 geschaffen worden. Das Wasserspiegelgefälle ist 1:3000. Die Abb. 64, in die die ψ - \mathfrak{R} -Zahlen eingetragen sind, zeigt, daß auch hier die Ausgleichlinie ziemlich hoch liegt, daß also das Trapezprofil der Lippe für den Abfluß nicht günstig ist. Besonders ungünstig macht sich der Einfluß der Bermen bemerkbar. Die Punkte, die den Beobachtungen bei Wasserständen oberhalb der Bermen entsprechen, d. h. bei hydraulischen Radien von etwa 2 m und bei $\mathfrak{R} > 1000000$, liegen höher als die Ausgleichgerade, so daß man ein Abschnenken der ψ - \mathfrak{R} -Linie, wie sie in Abb. 64 eingezeichnet ist, aus ihrer bisherigen Richtung annehmen kann. Diese Erscheinung ist eine Bestätigung der bekannten Tatsache, daß allgemein Bermen nicht die Zunahme an Abflußvermögen bringen, die man zunächst angesichts des vergrößerten Querschnittes erwarten sollte. Der

an Rohrleitungen mit Teilfüllung ergeben nun keineswegs solche gestreckten Linien. Unter anderem hat v. Bülow³⁶⁾ über diese Frage besondere Versuche in Rellinghausen und Frohnhausen bei Essen angestellt. Er hat den Abfluß in einem eisernen Rohr von 0,25 m ϕ unter verschiedenen Gefällverhältnissen untersucht. Die für die Gefälle $\frac{1}{200}$, $\frac{1}{400}$ und $\frac{1}{1000}$ ermittelten Werte sind in Abb. 65 bis 67 als Q - R -Linien eingetragen. Die Linien zeigen zunächst, daß bis zu Fülltiefen von etwa 0,6 d die Wassermenge etwa nach einem Potenzgesetz wächst, daß aber dann ein Umbiegen der logarithmischen Geraden eintritt. Dementsprechend sind auch die ψ - \mathfrak{R} -Linien bei allen drei Gefällen bis etwa zu 0,6 d Wassertiefe annähernd Gerade. Mit größer werdender Füllhöhe biegt jedoch die ψ - \mathfrak{R} -Linie aus ihrer bisherigen Richtung nach oben ab und schwingt sogar vollständig zurück. Die Annahme eines Potenzgesetzes für alle Wassertiefen trägt somit den tatsächlichen Verhältnissen nicht Rechnung. Aus Abb. 65 bis 67 ist ferner zu erkennen, daß die drei Linienzüge für den ersten Teil sich nach dem

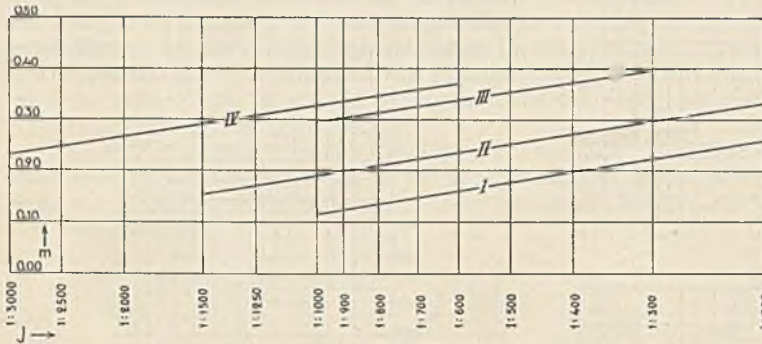


Abb. 61.
I. Profil B und C. II. Profil A und B + 75.
III. Profil A + 75. IV. Verschlammte Bachläufe.

Abfluß über den Bermen ist recht gering im Verhältnis zum Abfluß im mittleren Teil. Versuche, die Grantz³⁴⁾ im Wasserbaulaboratorium der Technischen Hochschule Berlin in Charlottenburg mit einem Doppelprofil angestellt hat, haben ergeben, daß der tiefe Teil des Doppelprofils unter sonst gleichen Bedingungen weniger Wasser abführt als der gleich große wasserführende Querschnitt eines einfachen Profils. Es geht also von den Bermen eine starke Bremswirkung aus. Die geringe Geschwindigkeit über den Bermen hat bekanntlich zu den Plänen³⁵⁾ geführt, Kraftkanäle, die gleichzeitig der Schifffahrt dienen sollen, als Doppelprofil auszubilden, so daß der tiefe Querschnittsteil der schnellen Fortbewegung der Betriebswassermengen dient, während der verhältnismäßig ruhige Querschnittsteil mit geringerer Wassertiefe der Schifffahrt vorbehalten ist.

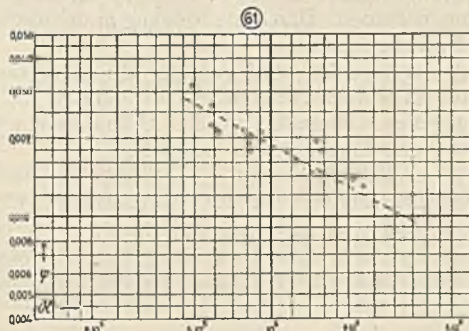


Abb. 62. Emscher, km 7,3.

Bei der Berechnung solcher zusammengesetzten Profile hilft man sich in der Praxis mangels eines anderen Verfahrens damit, daß man den Querschnitt in zwei Teile zerlegt, wie es im Abschnitt I, 2 für die Berechnung der Emscherquerschnitte beschrieben ist, und jeden Teil einzeln berechnet.

2. Kreisrohre mit Teilfüllung.

Eine bestimmte Querschnittform, nämlich die von Kreisrohren mit Teilfüllung, verdient besondere Beachtung. Bekanntlich werden die gebräuchlichen Abflußformeln von Ganguillet-Kutter, Bazin, Forchheimer und vielen anderen auch für Kreisrohre mit Teilfüllung, d. h. für Rohre ohne inneren Überdruck verwendet. Allen diesen Gleichungen ist, teilweise allerdings nur in der Annäherung, die Potenzform gemeinsam, so daß die logarithmische Auftragung der mit ihnen ermittelten ψ - \mathfrak{R} -Zahlen gerade Linien oder angenähert solche Linien ergibt. Beobachtungen

³⁴⁾ Siehe de Thierry und Matschoß, Die Wasserbaulaboratorien Europas, Berlin 1926, S. 330.

³⁵⁾ Meyer-Peter-Zürich, Studium der hydrotechnischen Fragen usw. Mitteilungen des 15. Internationalen Schiffahrtskongresses, Venedig 1931, Abteilung Binnenschifffahrt, Druckschrift Nr. 62, S. 10.



Abb. 63. Querschnitt der Lippe bei Dorsten.
Die gestrichelte Linie stellt die ursprüngliche Sohle dar.

Gefälle in der gleichen Weise ordnen, wie dies schon bei den Bachläufen festgestellt ist. Es sei schließlich auf die Untersuchung von Mahr³⁷⁾ hingewiesen, der aus den von Wilcox³⁸⁾ angestellten Versuchen die Brauchbarkeit der Ganguillet-Kutterschen Formel nur bis zur Wassertiefe von etwa 0,6 d nachgewiesen hat. Bei der Berechnung von Kanalisationsnetzen kommt es aber auf die Kenntnis der Höchstleistung eines Kanals an. Hier ist also noch eine Lücke in der Reihe der Abflußformeln vorhanden. Mit dem Abweichen der ψ - \mathfrak{R} -Linie von der Geraden läßt sich auch die von Danckwerts³⁹⁾ als „Merkwürdigkeit“ bezeichnete Erscheinung erklären, daß nach der bisherigen Rechnung für eine Füllhöhe, die etwas unterhalb des Scheitels liegt, nämlich da, wo der hydraulische Radius seinen Größtwert hat, die größte Abflußmenge sich ergibt. Durch die obengenannten „Versuche in Rellinghausen und Frohnhausen scheint der Satz widerlegt, daß allgemein — also auch bei Kreisrohren — die mittlere Geschwindigkeit mit dem Werte $R = \frac{F}{p}$ wächst, und daraus würde folgen, daß für ein Kreisrohr mit Teilfüllung keine Formel von der Form $A R^b J^c$ entwickelt werden kann“ [v. Bülow⁴⁰⁾].

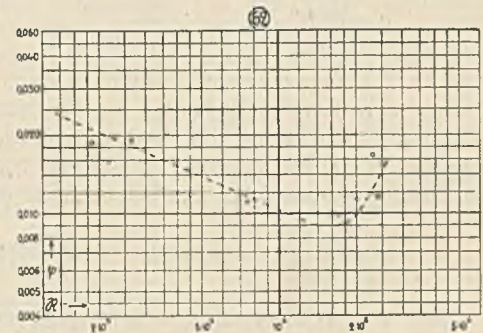


Abb. 64. Lippe bei Dorsten.

IV. Die Abflußformel für den neuen Emscherunterlauf.

Nachdem das Abflußgesetz für die Bachläufe im Emscher- und Lippegebiete empirisch gefunden ist, muß die zu Beginn gestellte Frage beantwortet werden, in welcher Weise die Ergebnisse für die Berechnung des geplanten neuen Emscherunterlaufes nutzbar gemacht werden können. Die neue Emscher wird, wie schon im Abschnitt II, 1 ausgeführt wurde, ein Profil nach Abb. 17 erhalten. Den Querschnitt kann man sich durch Vergrößerung eines Bachprofils entstanden denken, weil die neue Emscher im untersten Teil in gleicher Weise wie die Bachläufe mit Betonkleidung versehen werden soll, während der übrige Teil des Profils Rasendeckung

³⁶⁾ v. Bülow, Abfluß in Kreisrohren bei Teilfüllung, Gesund.-Ing. 1931, S. 695.

³⁷⁾ Mahr, Über Teilfüllung bei Kreisrohren, Gesund.-Ing. 1931, S. 180.
³⁸⁾ Wilcox, A comparative test of the flow of water in 8-inch concrete and vitrified clay sewer pipe, University of Washington Bulletin No. 27, Seattle, Washington 1924.

³⁹⁾ Danckwerts, Theoretische Grundlagen der praktischen Hydraulik, Hannover 1920, S. 42.

⁴⁰⁾ v. Bülow, s. Fußnote 36, S. 699.

erhält. Wegen der annähernd gleichen Rauigkeits- und Formverhältnisse können daher die Linien der Abb. 61 als auch für das neue Emscherprofil gültig angesehen werden. Infolge des größeren hydraulischen Radius und der größeren Wassergeschwindigkeit werden bei Hochwasser in der Emscher Reynoldssche Zahlen erreicht werden, die im logarithmischen System um ein gewisses Maß oberhalb der für die Verhältnisse bei den Bachläufen festgestellten Grenze von etwa einer Million liegen. Da nicht bekannt ist, ob ein weiterer geradliniger Verlauf der ψ - R -Strahlen über die genannte Grenze hinaus angenommen werden, oder ob vielmehr ein Umbiegen der Strahlen zu annähernd konstanten Werten ψ stattfindet, soll in Abb. 61 die Linie III als maßgebend für die Verhältnisse im neuen

liegt im Bereiche der ψ -Zahlen, die sich aus den von Forchheimer⁴¹⁾ mitgeteilten Beobachtungen an großen Werkkanälen (Nr. 66 bis 68) ergeben. Da das Gefälle dieser Werkkanäle geringer ist als das der neuen Emscher, bedeutet die annähernd gleiche Größe der Widerstandszahlen ψ , daß die Werkkanäle geringeres Abflußvermögen haben als die neue Emscher. Diese Erscheinung ist mit der Profilform (Trapez gegenüber Dreieck) zu erklären.

V. Zusammenfassung.

Für die Querschnittberechnung des neuen Unterlaufes der Emscher, dessen Bau die E. G. plant, empfiehlt es sich nicht, die bisher benutzten Abflußformeln zu verwenden. Es wird untersucht, ob die Beobachtungen, die die E. G. und der L. V. an ihren Wasserläufen angestellt haben, zu einer empirischen Abflußformel ausgewertet werden können.

Die Beobachtungen werden durch unbenannte Zahlen, durch die Widerstandszahl ψ und die Reynoldssche Zahl R dargestellt. Es ergeben sich für dreieckförmige Gerinne, wie es die künstlichen Bachläufe sind, annähernd gerade Linien, so daß

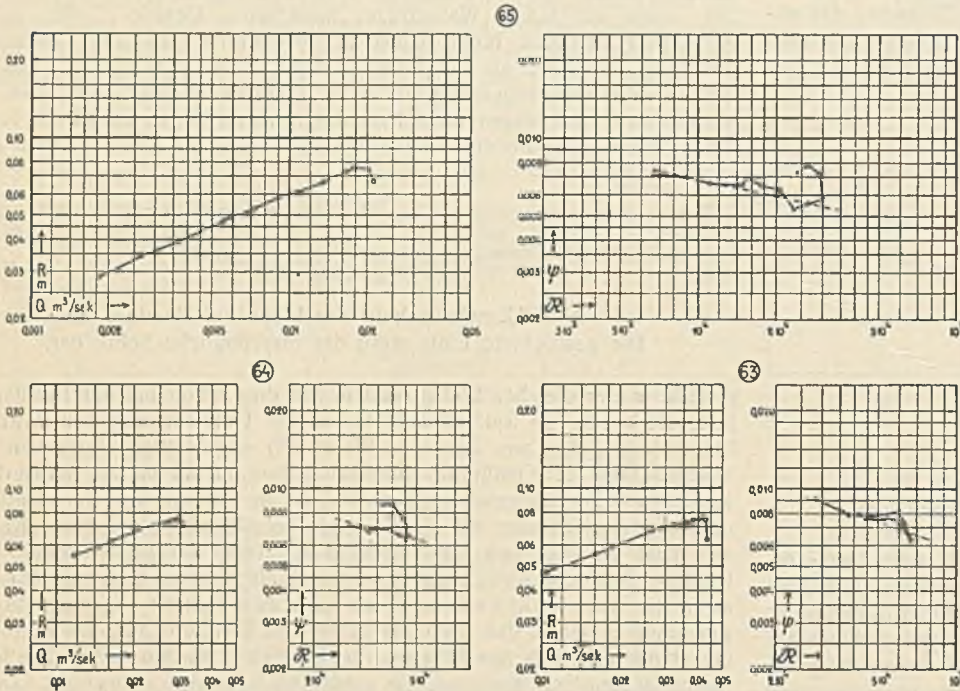


Abb. 65 bis 67. Kreisrohre mit Teilfüllung.

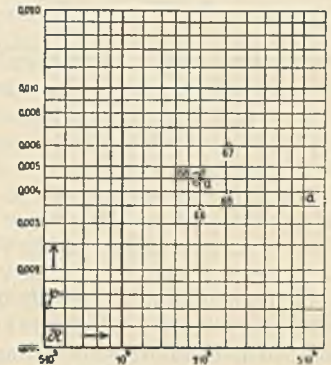


Abb. 68.

Emscherlauf angesehen werden. Sie ergibt höhere ψ -Zahlen als die übrigen für regelmäßige und reine Profile geltenden Linien. Bei der Bemessung des Querschnitts befindet man sich somit auf der sicheren Seite. Für das neue Emscherprofil gelten daher folgende in Abschnitt II, 10 angegebene Gleichungen:

$$v = 96 R^b J^c$$

$$b = \frac{m + 1}{2 - m}; \quad c = \frac{1}{2 - m}$$

$$m = 0,2 \cdot \log J + 0,894.$$

Für eine Wassertiefe von etwa 7,00, die bei HW in der neuen Emscher zu erwarten ist, ergibt sich der hydraulische Radius zu etwa 2,90 m. Da das Gefälle voraussichtlich 1:2500 betragen wird, ergeben sich folgende Werte:

$$m = 0,21, \quad b = 0,676, \quad c = 0,559, \quad v = 2,49 \text{ m/sek,}$$

$$\psi = 0,00367, \quad R = 6 \cdot 10^6.$$

In Abb. 68 ist dieser Wert ψ eingetragen. Für $R = 2 \cdot 10^6$ ergibt sich $\psi = 0,00455$. Dieser Punkt ist ebenfalls in Abb. 68 eingzeichnet. Er

für den Abfluß ein Potenzgesetz gilt von der bekannten Form

$$v = A R^b J^c.$$

Da Änderungen der Zahlen ψ verhältnismäßig nur geringe Änderungen der Abflußgeschwindigkeiten verursachen, kann zur Erleichterung der Rechnung ein Strahlenbüschel der ψ - R -Geraden für den Beobachtungsbereich angenommen werden. Durch die Neigung m der einzelnen Strahlen werden A , b und c festgelegt.

Die Neigung der Strahlen wird von der Querschnittform und vom Gefälle bestimmt. Es werden Gleichungen für J und m für die einzelnen Profilformen angegeben. Hiermit sind die Abflußformeln für die Bachläufe des Emscher- und Lippegebietes ermittelt.

Abflüsse in Querschnitten, deren Form erheblich von der angenäherten Dreieckform abweicht, führen nicht zu Potenzformeln. Untersucht sind Bermenquerschnitte und Kreisrohre mit Teilfüllung.

Für die neue Emscher ergibt sich die gesuchte Formel durch vorsichtige Erweiterung des für die Bachläufe gefundenen Geltungsbereiches des Abflußgesetzes.

⁴¹⁾ Forchheimer, s. Fußnote 19.