

## Der Umbau der Eisenbahnbrücken über die Spree am Bahnhof Bellevue der Berliner Stadtbahn.

Vom Regierungsbaurat a. D. Reichsbahnrat **J. Kuhnke** in Berlin-Halensee.

(Alle Rechte vorbehalten.)

(Hierzu 3 Tafeln.)

### Die alten Brückenbauwerke (Tafel 1, 1—9).

Die Berliner Stadteisenbahn, die zur Verbindung des jetzigen Schlesischen Bahnhofs und des Bahnhofs Charlottenburg in den Jahren 1880—1882 erbaut worden ist, überschreitet mit ihren vier Gleisen, von denen die beiden nördlichen dem Stadtverkehr, die beiden südlichen dem Fernverkehr dienen, in der Nähe des Bahnhofs Bellevue die Spree, dazu auf dem linken Spreeufer einen 10,53 m breiten Fußgängerweg und auf dem rechten Ufer eine Ladestraße von 7,92 m Weite und hieran anschließend eine s. Zt. geplante Uferstraße von 20,26 m Breite. Die eigentliche Flußbrücke hat drei Oeffnungen von 16,843, 16,314 und 16,843 m Lichtweite. Da die Bahnachse, die hier in der Geraden und Horizontalen liegt, mit dem Stromstrich und den Straßenachsen einen Winkel von  $45^\circ$  bildet, beträgt die Gesamtlänge dieser Bauwerke 138 m.

Sämtliche Oeffnungen sind mit eisernen Ueberbauten überdeckt, welche auf Stropfweilern lagern, und zwar der Fußgängerweg und die Ladestraße mit Ueberbauten aus einfachen Blechträgern auf zwei Stützpunkten, die Uferstraße mit solchen aus kontinuierlichen Blechträgern auf vier Stützen, der eigentliche Fluß hingegen mit Ueberbauten aus Fachwerkträgern auf zwei Stützen.

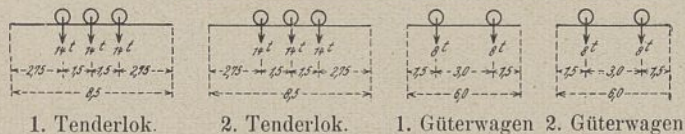


Abb. 1. Lastenzug.

Der Berechnung ist seinerzeit ein Lastenzug (Abb. 1), bestehend aus zwei Tenderlokomotiven mit je drei Achsen, je 14 t schwer, bei 1,5 m Radstand und 8,5 m Gesamtlänge, sowie aus beladenen Güterwagen mit je zwei Achsen zu je 8 t mit 3 m Radstand und 6 m Gesamtlänge, zugrundegelegt.

Das Widerlager und der Landpfeiler der Uferstraße und das Widerlager der Fußwegunterführung sind in normaler Weise mit tief hinabgeführten, durchgehendem Grundmauerwerk hergestellt, die Pfeiler der Brücken über die Spree, und zwar sowohl die Uferwie die Stropfweiler, sind zwecks Verminderung der Mauerwerksmassen in kleine Pfeiler aufgelöst. Bei den Uferpfeilern sind die einzelnen Teile in Höhe der Auflager durch Bögen miteinander verbunden. Die kleinen Stropfweiler dagegen sind völlig unabhängig voneinander errichtet; sie haben die Form abgestumpfter Kegel mit möglichst geringen Abmessungen.

Alle Pfeiler der Flußbrücken sind auf Brunnen gegründet; die Brunnen der Uferpfeiler haben einen rechteckigen Querschnitt mit abgestumpften Ecken, die der Stropfweiler einen kreisrunden Querschnitt. Der Brunnenmantel ist aus Klinkern in Zementmörtel hergestellt; der innere Teil besteht aus Beton. Der Brunnenkranz ist aus Eichenbohlen mit Eisen armiert gefertigt und mit Rundeseisen im Mauerwerk verankert.

Als Baustoff für das Aufgehende der Pfeiler sind Backsteine verwendet. Ueber den Brunnen sind die Stropfweiler völlig, die Uferpfeiler nur in den unteren Teilen und in den Stirn- und Eckenflächen mit Quadern aus Basaltlava verblendet.

Die eisernen Ueberbauten über den Fußweg (Tafel 1, Abb. 8), über die Spree (Tafel 1, Abb. 3) und über die Ladestraße sind zweigleisig, diejenigen über die Uferstraße einglisig ausgebildet. Die Querträger liegen auf den Hauptträgern, die bei den zweigleisigen Ueberbauten im Abstand von 3,70 m angeordnet sind. Es ist dieses Maß um 0,20 m größer als der Gleisabstand, um bei einseitiger Belastung des einen Hauptträgers durch Schwankungen der Fahrzeuge usw. keinen oder nur einen geringen negativen Auflagerdruck auf dem anderen Hauptträger zu erzeugen.

Um den eisernen Fachwerkträgern der Brücken über die Spree ein möglichst gefälliges Aussehen zu geben, sind die Gurtungen nach außen so gebildet worden, daß sie, abgesehen von den Knotenblechen, als glatte Stäbe von gleicher Breite erscheinen. Demzufolge mußte ein großer Teil des Querschnittes in die horizontalen Bleche gelegt werden. Die Diagonalen sind gleichfalls nach außen glatt in möglichst gleicher Breite ausgebildet. Um die gezogenen Diagonalen nicht zu breit erscheinen zu lassen, sind dieselben aus je zwei 20 mm dicken Blechen hergestellt und mit den Knotenblechen bzw. den Gurtungen durch zweischnittige Niete verbunden. Die gedrückten Diagonalen sind möglichst unmittelbar — d. h.,

soweit tunlich, ohne Vermittlung der Knotenbleche — in die Gurtungen übergeführt. Da der Querschnitt derselben im wesentlichen aus einem durch vier Winkelseisen gesäumten Bleche besteht, so ist dasselbe beim Uebergang in die Gurtungen gebogen und unmittelbar mit den horizontalen Blechen der letzteren vernietet. Auch bei den Winkelseisen ist dieser Grundsatz, soweit es möglich war, angewendet. (Tafel 1, Abb. 6 und 9.)

Für sämtliche eiserne Ueberbauten ist Schweißeseisen verwendet mit einer zulässigen Beanspruchung von  $750 \text{ kg/cm}^2$ .

Zur Abführung des Regenwassers sind die Horizontalbleche der oberen und unteren Gurtungen in Abständen von etwa 37 cm mit  $40 \times 10 \text{ mm}$  weiten Durchbohrungen versehen.

Zur Aufnahme der durch den Winddruck hervorgerufenen Horizontalkräfte ist zwischen den oberen und unteren Gurtungen je ein Diagonalverband angeordnet.

Einer besonderen Erwähnung bedarf die ganz außergewöhnliche Lagerung der Fachwerküberbauten. Auf dem linken Uferpfeiler ruhen die festen, auf den Stropfweilern und dem rechten Uferpfeiler bewegliche Lager. Die beiden Trägerenden, auf einen Stropfweiler (Tafel 1, Abb. 7) klammerartig das eine das andere umfassend, lagern mit ihren Stützpunkten auf demselben Kipplager, so daß jeder Träger allein eine Drehung, hervorgerufen durch die Durchbiegung, vornehmen kann; jedoch kann sich der einzelne Träger und somit jeder einzelne Ueberbau in der Richtung der Bahnachse allein nicht bewegen; eine solche Bewegung müssen vielmehr die in der Richtung der Bahnachse hintereinander liegenden Ueberbauten auf den gemeinschaftlichen Stelzenlagern zusammen ausführen. Für zwei aneinander liegende Träger auf dem Stropfweiler ist also nur ein Stützpunkt geschaffen; dadurch sollte einmal der gesamten Eisenkonstruktion der Fachwerküberbauten der Charakter eines leichten, kontinuierlichen Trägersystems gegeben werden, und zweitens war statt einer breiten Pfeilermasse unter dem Stützpunkt zweier Hauptträger nur ein runder Pfeiler geringer Abmessungen erforderlich.

### Die Gründe des Brückenumbaus.

Infolge der immer größer werdenden Verkehrslasten und des sich steigernden Stadtbahnverkehrs reichten die Grundflächen der Brunnen der Ufer- und Stropfweiler der Brücken über die Spree zur Uebertragung der Kräfte auf den Baugrund nicht mehr aus; die Bodenpressungen waren zu groß, die Brunnen senkten sich ungleichmäßig und im aufgehenden Pfeilermauerwerk traten Risse auf, die sich mit der Zeit immer mehr erweiterten. Auch die um die Pfeiler gelegten Eisenarmierungen, bestehend aus U-Eisen und starken Rundeseisen mit Gewinden und Muttern, konnten die Risseerweiterungen nicht aufhalten; das in die Risse eindringende Wasser und die Frostwirkung zerstörten das Mauerwerk (Abb. 2.)

Das ungleichmäßige Senken der Pfeiler hatte natürlich auch einen ungünstigen Einfluß auf die eisernen Ueberbauten. Die gesamten Quer- und Windverbände lockerten sich, und die Anschlußbleche der Querträger an die Hauptträger erhielten Risse.

Infolge der seit der Erbauung bedeutend gestiegenen Verkehrslasten wurden einzelne Eisenstäbe übermäßig beansprucht. Nach der vor dem Kriege geltenden Klasseneinteilung der Brücken gehörten sämtliche Brücken, und zwar sowohl diejenigen über die Spree, als auch über die Ufer-, die Ladestraße und den Fußweg der niedrigsten Klasse IV an, d. h. die rechnerisch vorhandenen Beanspruchungen einzelner Eisenteile überschritten die zulässigen der für die damals bestehenden Brücken geltenden Vorschriften vom Jahre 1895 bedeutend. Nach einer ministeriellen Vorschrift sollten alle Brücken der Klasse IV verstärkt werden. Schon wegen der erwähnten Zerstörungerscheinungen mußte von einer Verstärkung der eisernen Ueberbauten Abstand genommen werden; außerdem kam eine solche Verstärkung der Flußbrücken nicht in Frage, weil auch die Enddiagonalen der mittleren Oeffnung erneuerungsbedürftig waren. An sieben Enddiagonalen, bestehend aus einem Stegblech, vier Winkelseisen und zwei seitlich aufgenieteten Lamellen waren nach und nach die vier Winkel völlig gebrochen und im Stegblech zeigte sich ein Riß bis 50 cm lang; bei zwei Enddiagonalen war außerdem ein zweiter Riß im Stegblech senkrecht zum ersten, also in horizontaler Richtung, sichtbar (Abb. 3). Vermutlich sind diese Risse auf die Knotenausbildung am Auflager und auf die Lagerungsart der Ueberbauten zurückzuführen.

Ein weiterer Grund für die Abstandnahme einer Verstärkung und die völlige Auswechslung sämtlicher Ueberbauten war der überaus

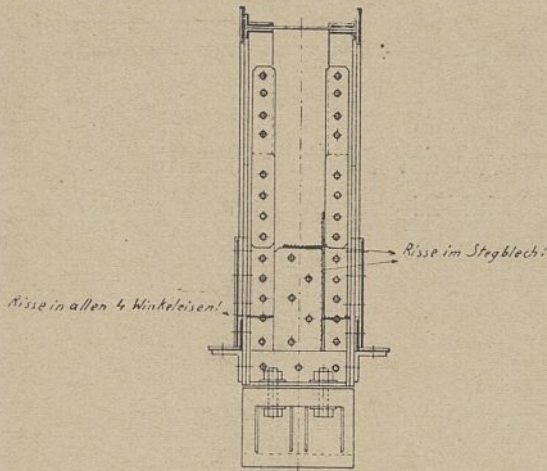


Abb. 3. Rissebildungen im Eisenwerk.

schlechte Zustand der zur Aufnahme der hier noch vorhandenen Oberbaulängsschwellen als sogenannte Tröge ausgebildeten Fahrbahnträger. Diese völlig veraltete Konstruktion mußte unbedingt verschwinden (Tafel 1, Abb. 4 und 5).

### Die neuen Brückenpfeiler.

Aus den angegebenen Gründen war bereits im Jahre 1914 der völlige Brückenumbau beschlossen worden, und zwar sollte der Forderung der Wasserbauverwaltung entsprechend im Interesse der Schifffahrt das neue Bauwerk über die Spree anstatt der bisherigen drei nur zwei Öffnungen erhalten; die Lichtweite der Brücken über den linksseitigen Fußweg und die rechtsseitige Ladestraße sollten die gleichen bleiben. Da die seinerzeit geplante Uferstraße völlig aufgegeben war, so war hierfür eine Auswechslung der eisernen Ueberbauten nicht mehr erforderlich; die Ueberdeckung konnte so erfolgen, daß der darunterliegende Raum, durch Seitenwände abgeschlossen, für Wirtschaftszwecke nutzbar ist.

Infolge des Kriegsausbruches und dessen Folgen mußte zunächst der völlige Umbau hinausgeschoben werden. Da jedoch der Zustand der Enddiagonalen der Fachwerküberbauten der mittleren Öffnung der Flußbrücken sich bedeutend verschlechterte, so wurden zur Entlastung der Auflager unter den Knotenpunkten II u. V der Untergurte sämtlicher Fachwerkträger rechteckige Betonpfeiler, auf Straußpfählen gegründet, errichtet und auf diesen die Fachwerkträger abgestützt (Abb. 4 u. 5). Die erwünschte Entlastung der Enddiagonalen wurde durch diese Hilfspfeiler nicht erreicht und deshalb schon im Jahre 1915 der Neubau des Strompfeilers mit einer Gründung mittels Senkkasten, der an einem Gerüst herablaßbar aufgehängt wurde, in Angriff genommen (Abb. 6, 7, 8, 9 u. 10). Nach Fertigstellung dieses Strompfeilers wurden alle vier Fachwerkträger der mittleren Öffnung unter den Knotenpunkten III u. IV der Untergurte auf diesem abgestützt.

Mit diesen Arbeiten war der betriebsgefährliche Zustand der

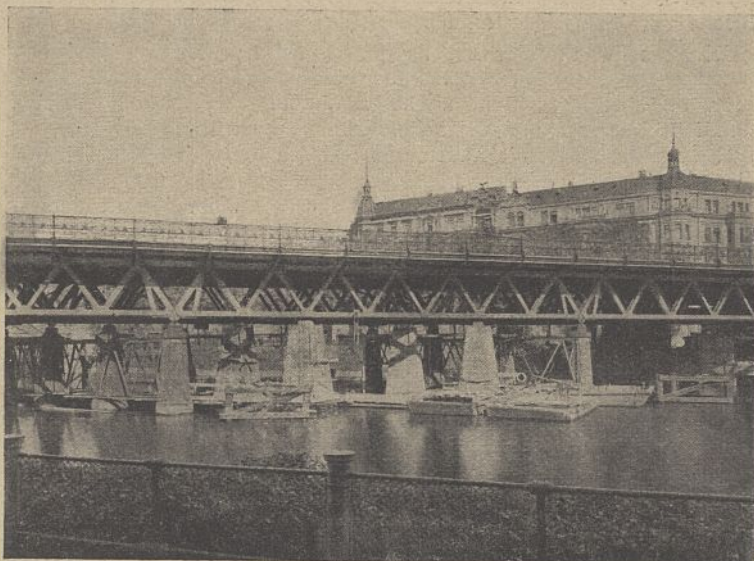


Abb. 4. Provisorischer Einbau von Unterstützungspfeilern.

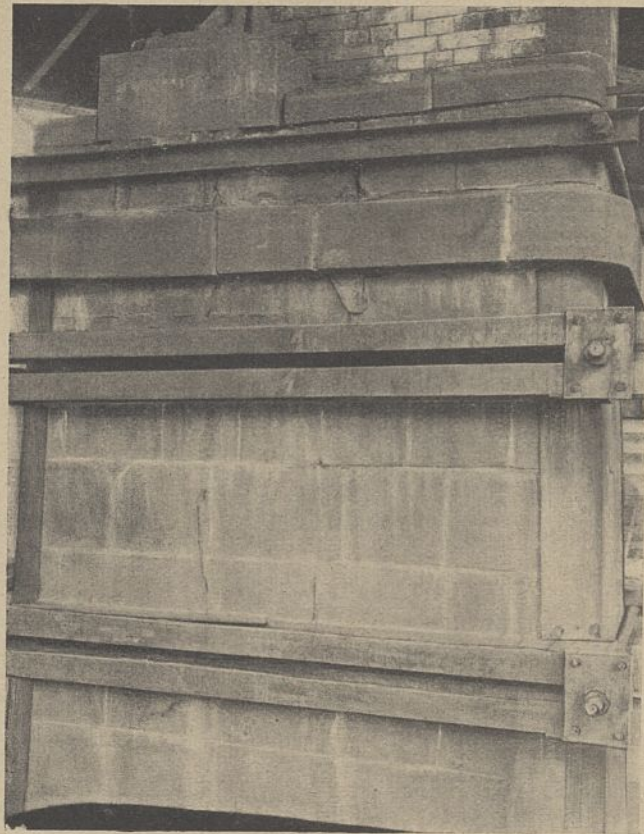


Abb. 2. Zerstörungen an den Pfeilern.

Ueberbauten der mittleren Öffnung der Spreebrücke behoben. Wegen der damaligen Kriegsverhältnisse, die infolge der Stoffknappheit und des Arbeitermangels die Hinausschiebung jedes nicht durchaus erforderlichen Baues bedingten, wurde auch dieser Umbau eingestellt. Jedoch mußten die Arbeiten bald wieder aufgenommen werden, da durch das Eindringen des Wassers in die Risse und durch die starke Frostwirkung im Winter 1916/17 das Mauerwerk der Uferpfeiler schließlich derart zerstört war, daß der Umbau dieser Pfeiler sofort in Angriff genommen werden mußte. Eine Außerbetriebsetzung eines einzelnen Gleises zwecks leichter Erneuerung der Uferpfeiler in einzelnen Abschnitten war nicht möglich, da die Brücken, wie schon gesagt, aus zweigleisigen Ueberbauten bestehen; die gleichzeitige Außerbetriebsetzung von zwei Gleisen war völlig ausgeschlossen. Der Bau einer Hilfsbrücke war lediglich für die Pfeilererneuerungen zu kostspielig, zumal damals nicht übersehen werden konnte, ob und wann der weitere Brückenumbau erfolgen, also die eisernen Ueberbauten ausgewechselt werden würden. Folglich mußten unter ständiger Aufrechterhaltung des Eisenbahnbetriebes die alten Uferpfeiler abgebrochen und an ihrer Stelle die neuen mit einer Senkkastengründung mit Hilfe von Preßluft hergestellt werden (Abb. 11, 12 und 13). Zunächst wurde mit dem Umbau des rechtsseitigen Uferpfeilers begonnen. Zu beiden Seiten des alten Pfeilers wurde je eine Reihe Pfahljoche, bestehend aus einem Gerad- und Schrägpfeiler, eingerammt. Die Joche jeder Reihe wurden durch Holzkreuze und Eisenanker in der Längsrichtung miteinander ver-

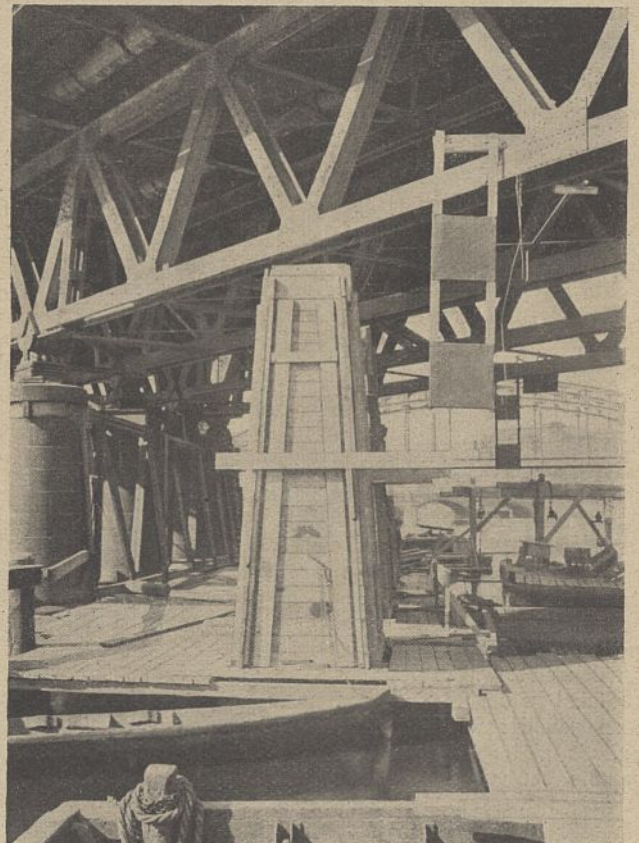


Abb. 5. Provisorischer Einbau von Unterstützungspfeilern. Einschaltung der Pfeiler.

eisernen Ueberbauten der mittleren Öffnung der Spreebrücke behoben. Wegen der damaligen Kriegsverhältnisse, die infolge der Stoffknappheit und des Arbeitermangels die Hinausschiebung jedes nicht durchaus erforderlichen Baues bedingten, wurde auch dieser Umbau eingestellt. Jedoch mußten die Arbeiten bald wieder aufgenommen werden, da durch das Eindringen des Wassers in die Risse und durch die starke Frostwirkung im Winter 1916/17 das Mauerwerk der Uferpfeiler schließlich derart zerstört war, daß der Umbau dieser Pfeiler sofort in Angriff genommen werden mußte. Eine Außerbetriebsetzung eines einzelnen Gleises zwecks leichter Erneuerung der Uferpfeiler in einzelnen Abschnitten war nicht möglich, da die Brücken, wie schon gesagt, aus zweigleisigen Ueberbauten bestehen; die gleichzeitige Außerbetriebsetzung von zwei Gleisen war völlig ausgeschlossen. Der Bau einer Hilfsbrücke war lediglich für die Pfeilererneuerungen zu kostspielig, zumal damals nicht übersehen werden konnte, ob und wann der weitere Brückenumbau erfolgen, also die eisernen Ueberbauten ausgewechselt werden würden. Folglich mußten unter ständiger Aufrechterhaltung des Eisenbahnbetriebes die alten Uferpfeiler abgebrochen und an ihrer Stelle die neuen mit einer Senkkastengründung mit Hilfe von Preßluft hergestellt werden (Abb. 11, 12 und 13). Zunächst wurde mit dem Umbau des rechtsseitigen Uferpfeilers begonnen. Zu beiden Seiten des alten Pfeilers wurde je eine Reihe Pfahljoche, bestehend aus einem Gerad- und Schrägpfeiler, eingerammt. Die Joche jeder Reihe wurden durch Holzkreuze und Eisenanker in der Längsrichtung miteinander ver-



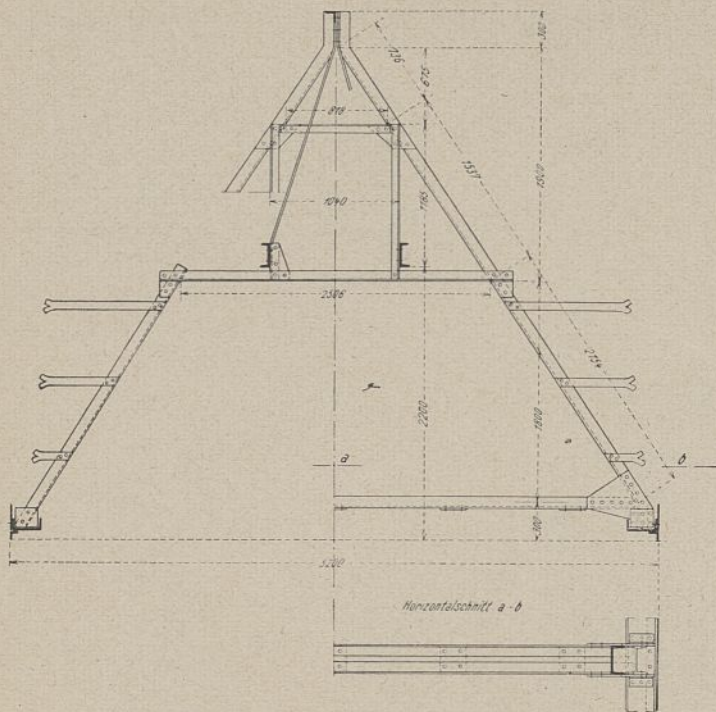


Abb. 13. Senkkasten für den linken Uferpfeiler. Querschnitt

setzen auf das Unterfangungsgerüst dagegen konnte nur in den größeren nächtlichen Betriebspausen geschehen. In einer solchen wurde der Fachwerkträger unter dem nächsten im Untergurt liegenden Knotenpunkt mit Pressen angehoben, das Lager entfernt, das Mauerwerk, soweit erforderlich, abgestemmt, die Querkonstruktion zwischen die Unterfangungsträger eingebracht und dann nach Einschieben und Befestigung des Lagers der Fachwerkträger auf dieses herabgelassen. Die Abb. 15 u. 16 zeigen die Auflagerung der Fachwerkträger auf dem alten Mauerwerk und dem Unterfangungsgerüst, also den Zustand vor und nach den oben geschilderten Arbeiten einer nächtlichen Betriebspause.

Ruhten die vier Blechträger der Unterführung der Ladestraße sämtlich auf den Pendelböcken und alle vier Fachwerkträger auf

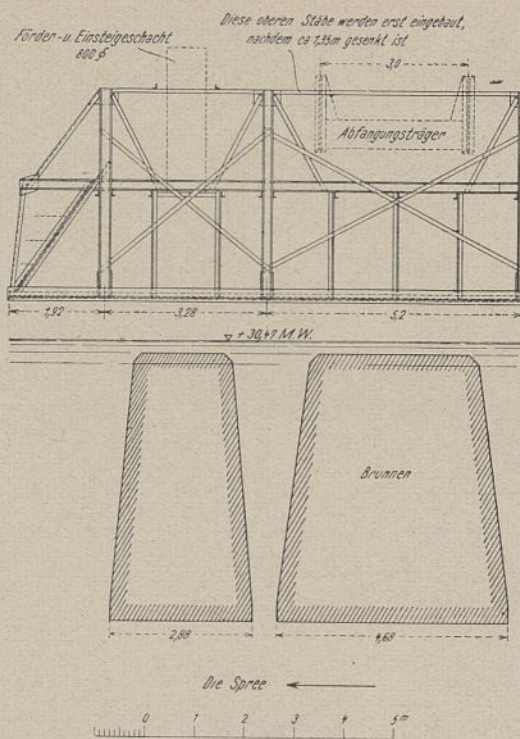


Abb. 12. Senkkasten für den linken Uferpfeiler. Grundriß und Längsschnitt.

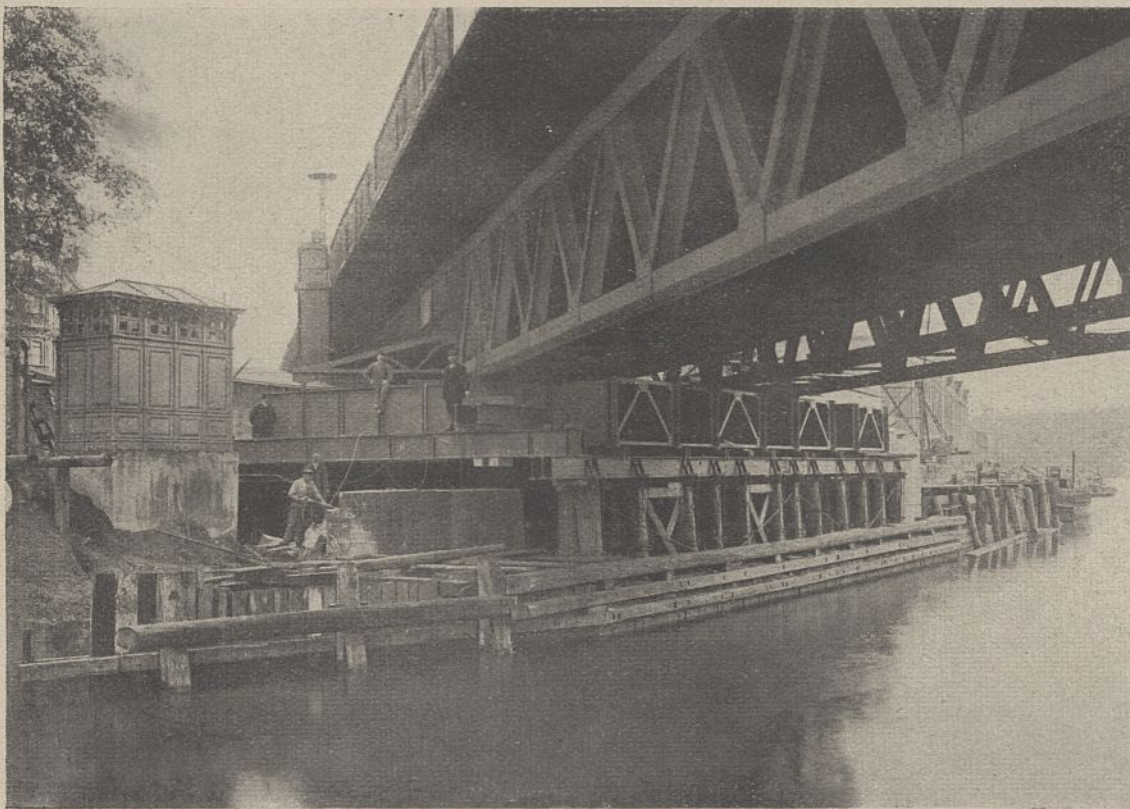


Abb. 14. Abfangung der Brückenträger.

dem Unterfangungsgerüst, dann konnte mit dem Abbruch des alten Pfeilers begonnen werden. Nach Beendigung des Abbruchs einschließlich der Brunnen, soweit das eindringende Wasser dies zuließ, wurde durch Anschütten von Boden eine wagerechte Fläche geschaffen, auf der das Eisengerippe des Senkkastens zusammengestellt

und einbetoniert wurde. Sodann wurde der Kasten mit Preßluft gefüllt und unter Aushub der im Kasten gelösten alten Pfeiler- und Bodenmassen und Aufmauerung des Pfeilers gesenkt.

Auf die gleiche Weise wurde der linke Uferpfeiler abgebrochen und neu errichtet. Eine besondere Beachtung bei diesen Arbeiten erforderte jedoch die Brückenlagerung, da auf dem linken Uferpfeiler die festen Lager liegen. Das Unterfangungsgerüst war zur Aufnahme der hier angreifenden wagerechten Kräfte nicht in der Lage. Es wurde daher das bisher bewegliche Lager des Fachwerkträgers auf dem rechten Uferpfeiler durch Umgürtung der Lagerschalen und Verankerung dieser Umgürtung im Beton des Uferpfeilers mittels Anker und Ankerplatten in ein festes, das feste auf dem umzubauenden linken Uferpfeiler in ein bewegliches Lager umgewandelt. Letzteres geschah durch Beseitigen der Keile, die den unteren Lagerbock auf der Lagerplatte festklemmen, und durch starkes Einreiben der Lagerflächen des unteren Lagerbocks und der Lagerplatten mit Paraffin. Die Beweglichkeit des Lagers liegt also in

den Gleitflächen des Paraffins; diese Anordnung hat sich sehr gut bewährt.

**Die neuen eisernen Ueberbauten (Tafel 2).**

Sämtliche eisernen Ueberbauten, sowohl die Blechträgerbrücken über den Fußweg und die Ladestraße als auch die Fachwerkträger-

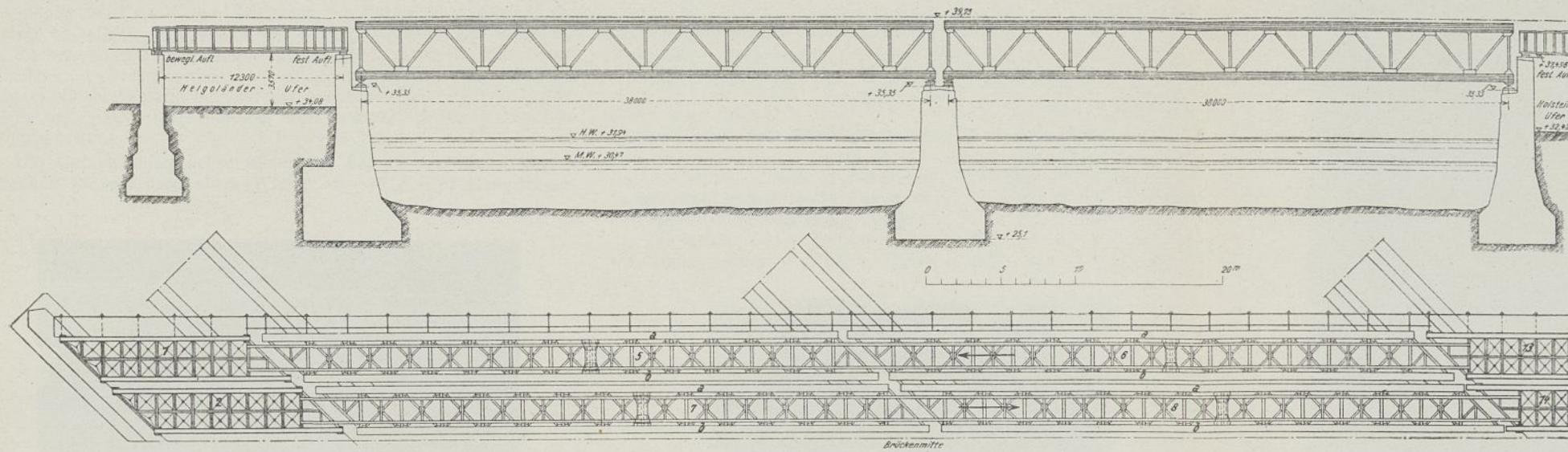


Abb. 1. Ansicht und Grundriß (halbe Breite) des Bauwerks.

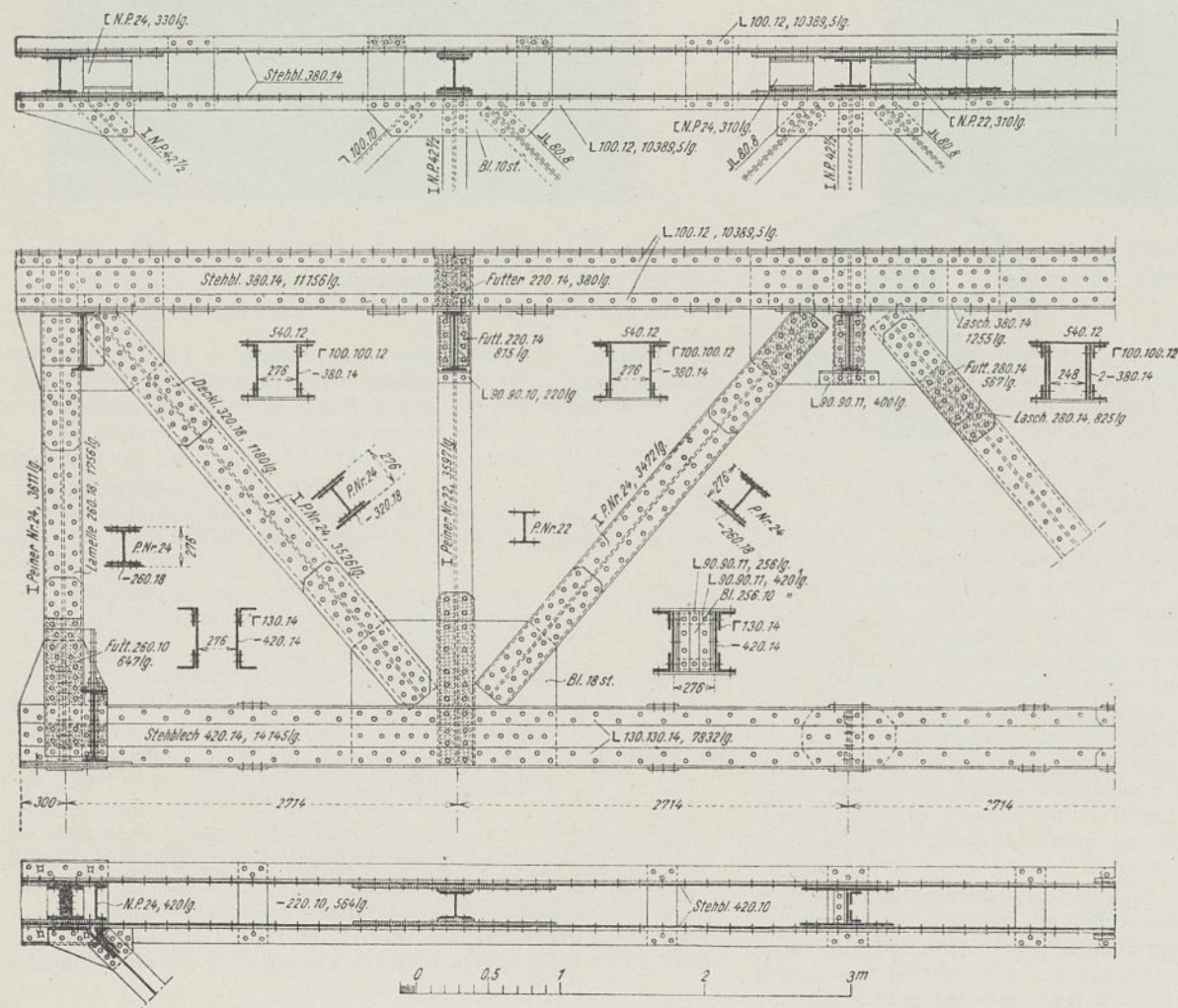
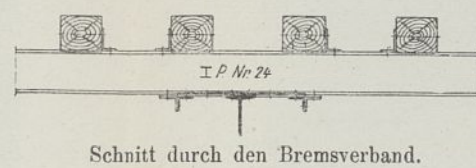
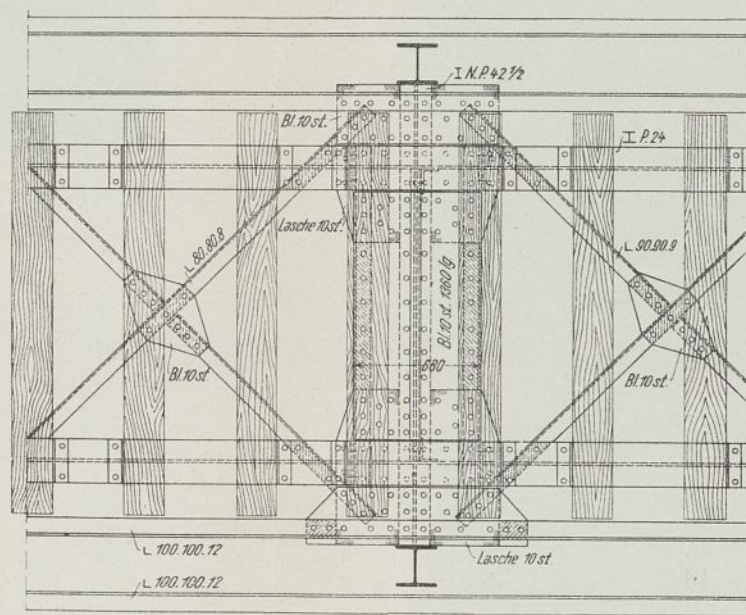


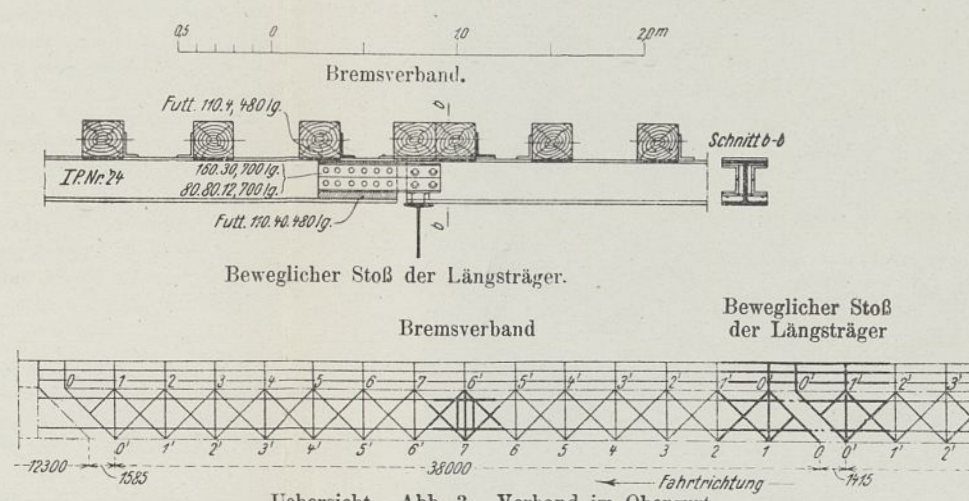
Abb. 2. Fachwerkträger. Ansicht und Schnitt durch den Obergurt (oben) und den Untergurt (unten)



Schnitt durch den Bremsverband.



Beweglicher Stoß der Längsträger.



Übersicht. Abb. 3. Verband im Obergurt

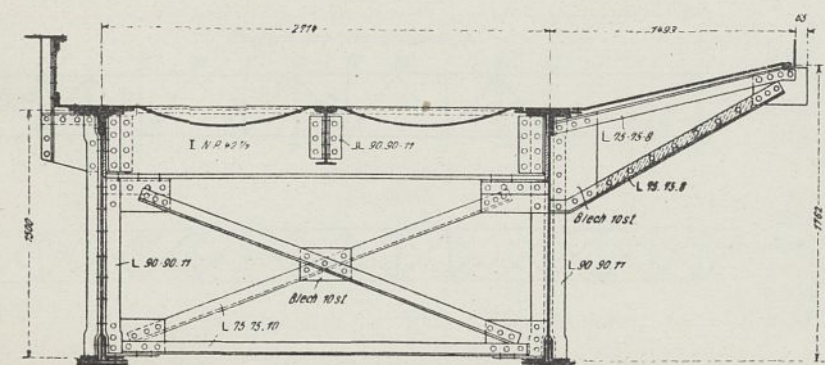


Abb. 4. Querschnitt des Blechträgerüberbaues.

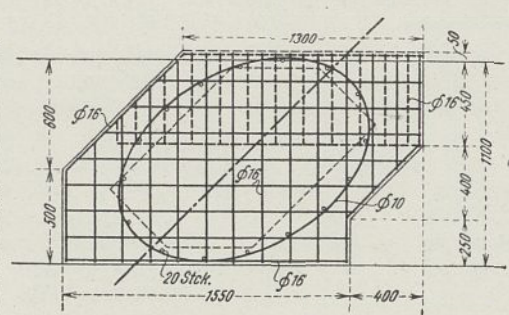


Abb. 5 und 6. Eisenbetonauflegerstein der Uferpfeiler (mit einem Lager).

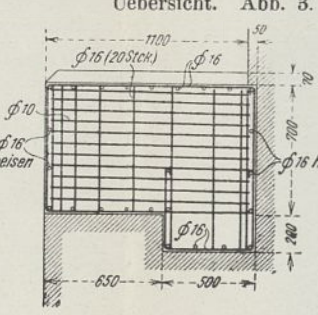


Abb. 6. Querschnitt.

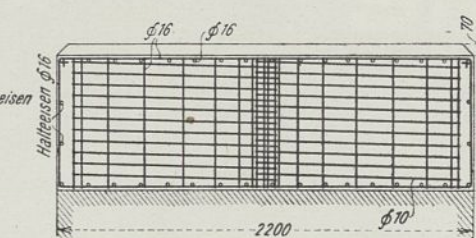


Abb. 8. Querschnitt zu Abb. 7.

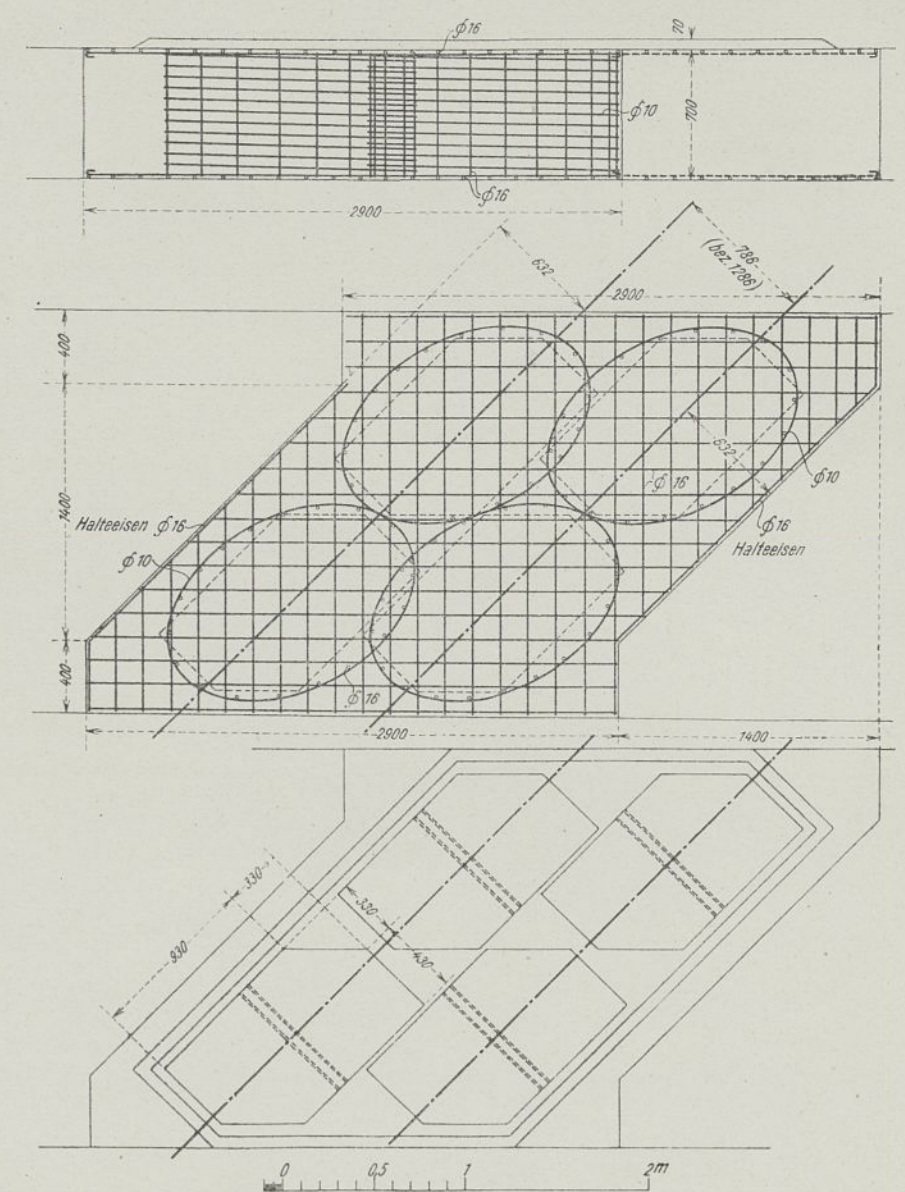


Abb. 7. Eisenbetonauflegerstein des Strompfeilers.  
Oben: Ansicht des Auflagersteines (mit vier Lagern).  
Mitte: Grundriß des " " " "  
Unten: Draufsicht mit Umriß der vier unteren Lagerplatten.

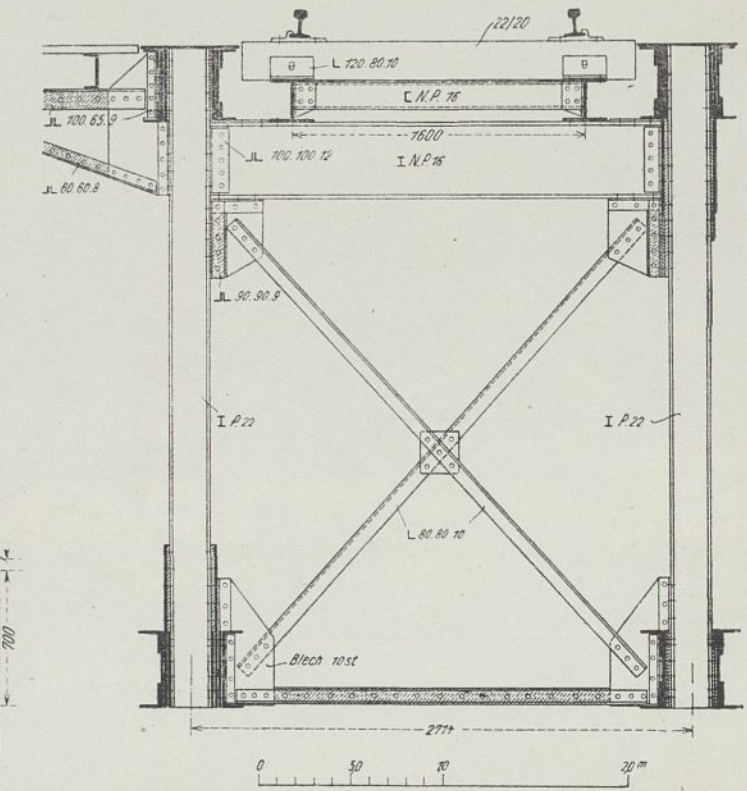


Abb. 9. Querschnitt des Fachwerküberbaues.

brücken über die Spree, sind eingleisig hergestellt. Durch diese Ausbildung wird zwar das Aussehen der Fachwerküberbauten ungünstig beeinflusst, weil sich in der schrägen Ansicht die Stäbe der vier nebeneinander liegenden Ueberbauten in größerer Zahl überschneiden; doch mußte diese Anordnung getroffen werden, weil sie in betrieblicher Hinsicht bei späterer Aenderung der Lage der Ueberbauten und Gleise und auch bei Verstärkungsarbeiten wesentliche Vorteile bietet.

Die Gesamtbrückenachse bildet mit den in der Stromrichtung liegenden Pfeilerachsen einen Winkel von  $45^\circ$ . Der Hauptträger-

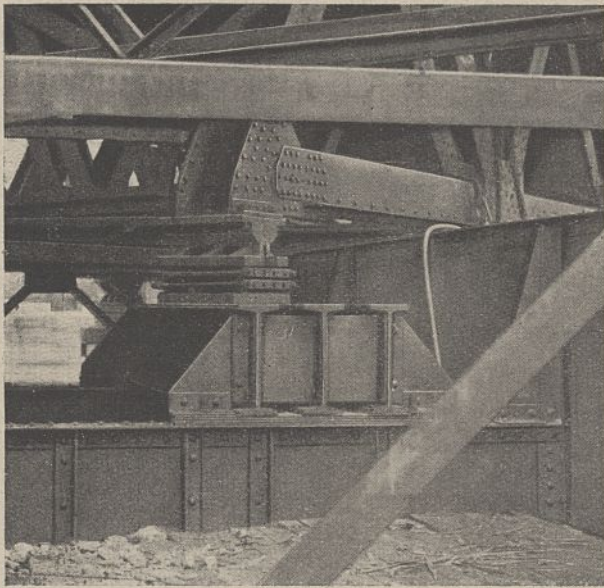


Abb. 16. Das Auflager des Brückenträgers auf dem Abfangegerüst.

auf Kragarmen ruhenden, mit durchgehender Bettung auf 8 mm starkem Glattblech versehenen Fußweg. Ein besonderer Windverband ist nicht angeordnet. An den Auflagern ist in der Ebene der Endquerträger je ein Andreaskreuz als Querverband eingebaut.

In gleicher Weise sind die eisernen Ueberbauten über den Fußweg links der Spree ausgebildet. Drei Stück dieser Ueberbauten haben eine Stützweite von 16 m. Da das Stadtbahngleis Schlesischer Bahnhof—Charlottenburg in einer Kurve mit einem Halbmesser von 2500 m liegt, so mußte dieser Ueberbau eine Stützweite von 16,18 m erhalten. Der Querträgerabstand beträgt bei den eisernen Ueberbauten von 16 m Stützweite 2,657 m, bei dem vierten Ueberbau mit 16,18 m Stützweite 2,6816 m.

Die Brücken über die Spree sind Fachwerküberbauten mit halbversenkter, offener Fahrbahn (Tafel 2, Abb. 9). Die feststehende

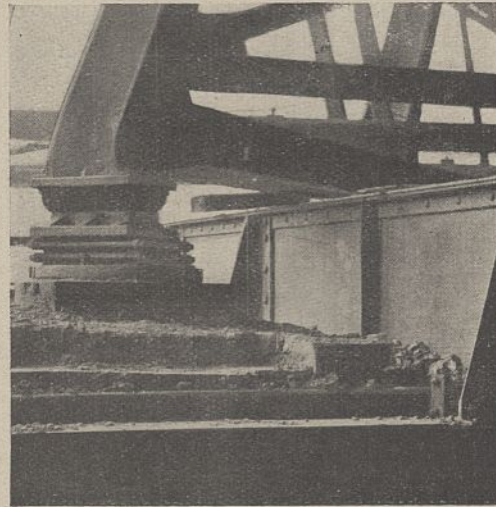


Abb. 15. Das Auflager des Brückenträgers kurz vor der Abfangung.

abstand ist zu 2,714 m gewählt; bei Durchführung des regelrechten Gleisabstandes von Mitte zu Mitte beträgt also der Abstand zweier innerer Hauptträger 0,786 m, ein Maß, das sich als Mindestwert aus den Größenabmessungen der Lager ergab, und bei dem noch Besichtigungs- und Unterhaltungsarbeiten vorgenommen werden können.

Die Uferpfeiler tragen die festen Lager der Fachwerk- und Blechträgerbrücken, der Strompfeiler die beweglichen Lager der Fachwerk-, die Landwiderlager die beweglichen Lager der Blechträgerbrücken.

Als Baustoff ist für alle eisernen Ueberbauten selbst normales Flußeisen, als Baustoff für die Lagerkörper Stahlguß und Schmiedestahl verwendet.

Den Festigkeitsberechnungen sämtlicher Ueberbauten sind die Vorschriften für Eisenbauwerke der Deutschen Reichsbahn in vorläufiger Fassung, und zwar der Lastenzug N, zugrunde gelegt. Diese Fachwerküberbauten sind die ersten größeren Eisenbauwerke, die für den Lastenzug N berechnet und hergestellt worden sind.

Die eisernen Ueberbauten über die Ladestraße mit einer Stützweite von 12,30 m sind als Blechträgerbrücken mit oben liegender Fahrbahn ausgebildet. Die Bettung wird auf verzinkten Buckelplatten von 10 mm Stärke durchgeführt. Der Abstand der Querträger beträgt 2,3965 m. Zur Unterstützung der Buckelplatten dienen weiter ein mittlerer Längsträgerstrang und sekundäre Querträger. Die beiden äußeren Ueberbauten erhalten auf je einer Seite einen

Höhenlage der Unterkante der Ueberbauten über der Spree und die für eine günstige Ausbildung der Fachwerkträger unbedingt erwünschte Höhe von 3,24 m zwang dazu, eine halbversenkte Fahrbahn anzuordnen. Die Feldweite wurde gleich dem Hauptträgerabstande zu  $38,00 : 14 = 2,7143$  m gewählt. Die Gurte verlaufen parallel, die Streben steigen und fallen abwechselnd. Pfosten sind nur zur Verringerung der Knicklänge der Obergurtstäbe, also in jedem zweiten Knotenpunkt, angeordnet.

Der wagerechte Windverband ist in die Ebene des unteren Flansches der Obergurte gelegt. In der Vertikalebene der Endquerträger sind Andreaskreuze angebracht, durch die die Windkräfte in die Auflager abgeleitet werden. Solche Andreaskreuze sind auch in der Mitte des Ueberbaues und in den Knotenpunkten 3/III und 3'/III' zur Aussteifung der Untergurte vorgesehen. Um letztere Querverbände senkrecht zur Brückenachse anordnen zu können, mußte der eine Fachwerkträger eines Ueberbaues auch noch Pfosten in den Knotenpunkten 2/II, 6/VI u. 4'/IV' erhalten, so daß also die Hauptträger eines Ueberbaues verschieden sind. Die Hauptträger nach System „a“ mit Pfosten nur in jedem zweiten Knotenpunkt liegen des besseren Aussehens wegen an den Außenseiten des Brückenbauwerks.

Um die Seitenstöße der Fahrzeuge in den Windverband ableiten zu können, ist zwischen die Fahrbahnslängsträger in jedem Schnittpunkt der Diagonalen des Windverbandes ein  $\Gamma$ -Eisen N. 16 eingebaut und an letzteren angeschlossen. Ein besonderer Schlingerverband konnte auf diese Weise entbehrt werden.

Zur Ueberleitung der Bremskräfte von den Längsträgern auf die Hauptträger ist in der Mitte jedes Ueberbaues in den Knotenpunkten VII des Hauptträgers „a“ und VI des Hauptträgers „b“ ein zur Verstärkung dieses Querträgers horizontaler Blechträger vorgesehen.

Die festen Lager der Fachwerküberbauten sind als Zapfenkipplager hergestellt; die beweglichen Lager erhalten je zwei Rollen.

Wie bei den äußeren Blechträgerüberbauten, so ist auch bei den äußeren Fachwerküberbauten auf je einer Seite ein auf Kragarmen ruhender, hier aus Bohlen hergestellter Fußweg angeordnet.

Bei der Ausbildung der einzelnen Stäbe der Fachwerkträger ist auf die möglichst weitgehende Verwendung von Walzprofilen das größte Gewicht gelegt. Die Querschnitte der einzelnen Stäbe und ihre Beanspruchungen sind aus der Tabelle I ersichtlich.

Das Fahrbahngerippe besteht nur aus gewalzten Trägern, und zwar sind für die Längsträger I Br. P. 24, für die Querträger I NP.  $42\frac{1}{2}$  verwendet.

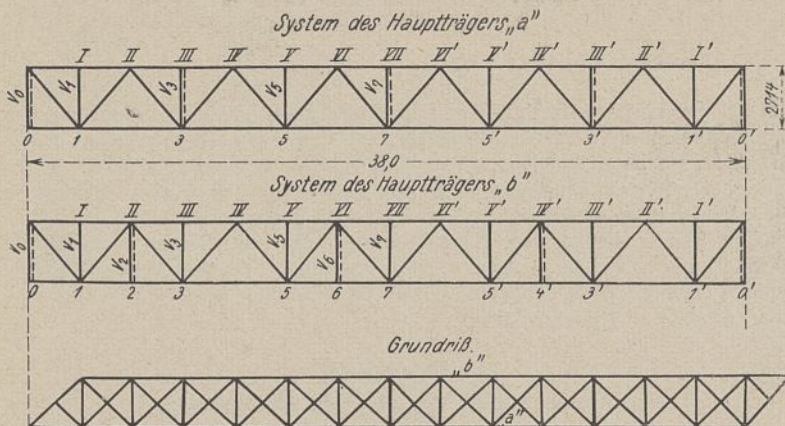


Abb. 17. Prinzipskizzen der Brücken über die Spree.

Tabelle I.

Stab	Querschnitt	f	F	Bohr- ver- lust	F <sub>71</sub>	⊕	i	s <sub>cm</sub>	s <sub>rcm</sub>	λ = s <sub>k</sub> /j	ω	Beanspruchung durch die Hauptkräfte								
												°S	φ'S	max S <sub>+</sub>	min S <sub>-</sub>	ω min S <sub>-</sub>	max S <sub>+</sub> + 1/2 min S <sub>-</sub> bzw. min S <sub>+</sub> + 1/2 max S <sub>-</sub>	vorh. σ	zul. σ	
U <sub>0-1</sub>	2x420.74 4L 130/74	117,6 138,8	256,4	25,7	230,7												0	1400		
U <sub>1-3</sub>	"	"	"	"	"								+50,3	+258,3	+308,6			1335	"	
U <sub>3-5</sub>	4x420.74 4L 130/16 2x155.16	235,2 157,2 49,6	442,0	55,2	386,8								+83,8	+430,4	+514,2			1330	"	
U <sub>5-7</sub>	6x420.74 4L 130/16	352,8 157,2	510,0	53,4	456,6								+100,5	+516,5	+617,0			1350	"	
O <sub>-II</sub>	2x380.74 540.12 4L 100/12	106,4 84,8 90,8	262,0					271,4	271,4		1,17		-27,2	-139,9		-167,1	-195,5	746	"	
O <sub>II-IV</sub>	4x380.74 540.12 4L 100/12	212,8 64,8 90,8	368,4					"	"		"		-69,1	-355,1		-424,2	-496,3	1350	"	
O <sub>IV-VI</sub>	6x380.74 540.12 4L 100/14	319,2 64,8 104,8	488,8					"	"		"		-94,2	-484,3		-578,5	-676,8	1386	"	
O <sub>VI-VII</sub>	6x380.74 2x540.12 4L 100/14	319,2 129,6 104,8	553,6					"	"		"		-102,6	-527,3		-629,9	-737,0	1330	"	
D <sub>1</sub>	H.P.24 2x320.78	111,3 115,0	226,3	33,1	193,2								+42,4	+224,7	+267,1			1385	"	
D <sub>2</sub>	H.P.24 2x260.78	111,3 93,6	204,9			27300 9470	11,5 6,8	422,7	422,7 ~295	43	1,17		-35,9	-195,2		-231,1	-270,4	1320	"	
D <sub>3</sub>	H.P.22 2x280.74	91,7 78,4	169,5	27,6	141,9			"					+29,4	+166,9	+196,3			1385	"	
D <sub>4</sub>	H.P.22 2x240.74	91,7 67,2	158,3			6063	6,17	"	300	49	"		-22,8	-140,4		-163,2	-190,9	1205	"	
D <sub>5</sub>	H.P.20 2x220.70	82,7 44,0	126,7	23,9	102,8				310				+16,3	+114,8 -26,2	+131,1	-9,9	-11,6	136,1	1325	"
D <sub>6</sub>	H.P.22 2x100.72	91,7 24,0	115,1	20,2	94,9	2843	4,96	"	310	63	1,27		-9,8	-91,4 +38,4	+28,6	-101,2	-128,5	115,5	1215	"
D <sub>7</sub>	H.P.22	91,7	91,7	14,7	76,4	2843	5,57	"	310	56	1,17		+3,3	+70,8 -53,2	+74,1	-49,9	-58,4	99,1	1300	"
V <sub>0</sub>	H.P.24 2x260.78	111,3 93,6	204,9						324		1,17		-35,0	-192,7		-227,7	-266,4	1300	"	
V <sub>3,5,7</sub>	H.P.22		91,7				5,57				"		-3,5	-36,7		-40,2	-47,0	516	"	
V <sub>2,4,6</sub>	H.P.22		91,7																	

Die Stäbe des Windverbandes bestehen aus einfachen und doppelten Winkeleisen.

Als untere Riegel der Querverbände in den Vertikalebene der Endquerträger sind in der Höhe der Hauptträgeruntergurte Träger NP. 50 eingebaut, um während des Einbaues und auch später bei Hebung und Verschiebung eines Ueberbaues den letzteren an jeder beliebigen Stelle auf dem Widerlager behelfsmäßig abstützen zu können.

Die Schienen auf den offenen Eisenbahnbrücken über die Spree werden von eichenen Brückenbalken 20/22 und 2,20 m Länge getragen. Auf diesen liegen als Abdeckung aufnehmbare, kieferne Bohlentafeln von 5 cm Stärke, die durch Querleisten zusammengehalten und auf den Balken mit Nägeln angeheftet sind. Als Entgleisungsschutzvorrichtungen dienen Leitschienen, an beiden Fahrschienen jedes Gleises eingebaut.

Die Befestigung der Brückenbalken auf den Längsträgern ist auf den einzelnen Fachwerküberbauten verschieden. Im ganzen sind acht Befestigungsarten, die von verschiedenen Seiten zur Anwendung vorgeschlagen waren, angewendet worden, um auf Grund ihrer Bewährung auf diesen stark befahrenen Brücken für die Einführung einer einheitlichen Form auf allen offenen eisernen Eisenbahnbrücken der Deutschen Reichsbahngesellschaft die zweckmäßige Ausbildung feststellen zu können.

Das Gelände ist auf allen Brücken gleich gehalten; es besteht aus wagerechten und senkrechten Stäben mit Füllungen.

Die Gewichte der einzelnen Ueberbauten ergeben sich aus der nebenstehenden Tabelle II.

#### Die Ueberdeckung der seinerzeit geplanten Uferstraße.

Um, wie bereits gesagt, den Raum unter den Gleisen nutzbar zu machen, wurde an Stelle der bisherigen eisernen Ueberbauten eine Ueberdeckung aus Walzträgern mit Betonfüllung und seitliche Abschlußwände vorgesehen. Entsprechend der zulässigen Stützweite

Tabelle II.

	Gewichte in t		
	der einzelnen Ueberbauten	der gesamten Ueberbauten	der Lager der gesamten Ueberbauten
Blechträgerüberbauten über dem Fußweg	30,654	122,616	5,976
Zwei Fachwerküberbauten über der Spree	112,919	903,352	67,116
Blechträgerüberbauten über der Ladestraße	20,039	80,156	4,488
<b>Zusammen</b>	<b>276,531</b>	<b>1106,124</b>	<b>77,580</b>
	für ein Gleis	für alle vier Gleise	für alle vier Gleise

dieser Decken wurde durch den Bau von Zwischenpfeilern der vorhandene Raum in zwei Lagerräume und eine Durchfahrt (von der Straße zum Hofe des Heeresverpflegungsamtes) aufgeteilt (Abb. 18). Die beiden Zwischenpfeiler sind auf Bohrpfehlen nach dem System Mast-Michaelis gegründet (Abb. 19). Die Decken sind in der üblichen Weise hergestellt. Durch Anordnung von Fugen sind die Pfeiler und Decken in vier Teile aufgelöst, so daß jedes Gleis seine besonderen Decken und Pfeiler hat und klare Belastungsverhältnisse vorhanden sind.

#### Der Bauvorgang der Auswechslung der eisernen Ueberbauten.

Zunächst waren mehrere Vorschläge ausgearbeitet worden, nach denen die eisernen Ueberbauten ohne jegliche Betriebsstörung auf





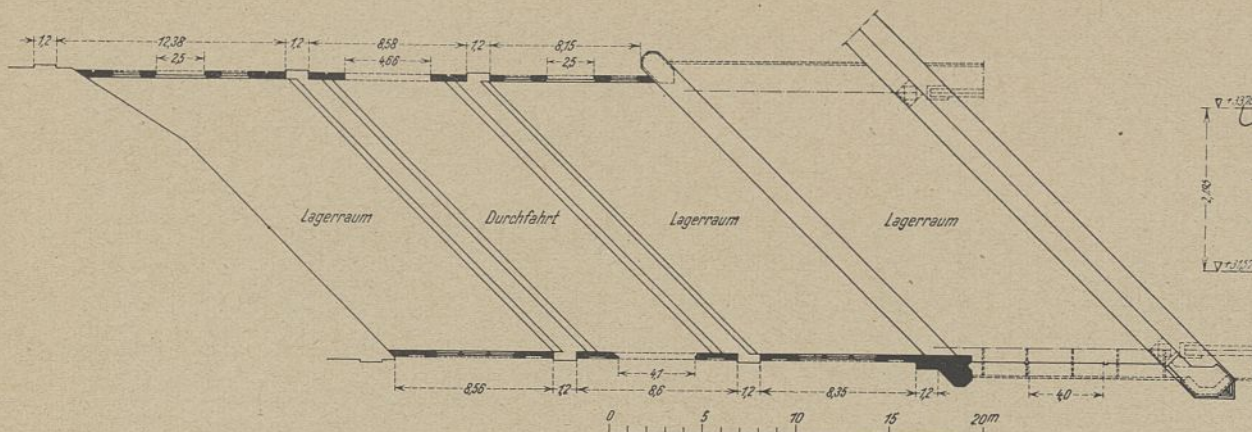


Abb. 18 Ueberdeckung der seinerzeit geplanten Uferstraße.

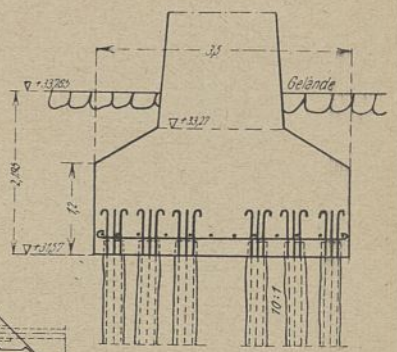


Abb. 19. Gründung der Pfeiler mit Mast-Michaelis-Pfählen. Querschnitt M 1 : 100

den vier Gleisen in den Betriebspausen ausgewechselt werden sollten. Eine Ausführung nach diesen Vorschlägen mußte jedoch fallen gelassen werden, da die Zeitspanne einer nächtlichen Betriebspause von rund drei Stunden zu kurz war, um drei alte zweigleisige Fachwerküberbauten ausbauen und an deren Stelle vier neue eingeleisige Ueberbauten mit dem Gleisoberbau einbauen zu können. Es blieb daher nur der Bau einer Hilfsbrücke übrig. Um jedoch an Kosten zu sparen, wurde nach eingehender Prüfung der Fahrpläne beschlossen, diese Hilfsbrücke nur eingeleisig herzustellen und auf die Länge der Umbaustelle einen eingeleisigen Fernzugbetrieb einzurichten; die Einrichtung eines eingeleisigen Stadtbahnzugbetriebes kam wegen des starken Verkehrs überhaupt nicht in Frage. Die Lage der Hilfsbrücke südlich der Bauwerke war von vornherein gegeben, da für die Ueberführung des Hilfsgleises über die Spree die Strom- und Landpfeiler, aus anderen Gründen hergestellt, hier bereits vorhanden und außerdem das für die Hilfsbrücke erforderliche Gelände an dieser Stelle Eigentum der Reichsbahnverwaltung war.

Nach diesem Plan gestaltete sich der Bauvorgang folgendermaßen (Tafel 3, Abb. 1 u. 2).

I. Im ersten Bauabschnitt wird die Hilfsbrücke hergestellt und zwar links der Spree in einer solchen Länge, daß später auch die hier erforderlichen Gewölbeverstärkungen der Stadtbahnviadukte zum größten Teil außerhalb des Betriebes, also nicht unter dem rollenden Rade, ausgeführt werden können. Nach Fertigstellung der Hilfsbrücke und Verlegen des Oberbaues des Hilfsgleises werden in einer nächtlichen Betriebspause im Gleis I an den beiden Uebergängen der Hilfsbrücke zum Stadtbahnviadukt je eine Weiche eingebaut und Gleis II an diese Weichen angeschlossen. Die Fernzüge beider Richtungen (Charlottenburg—Schlesischer Bahnhof und Schlesischer Bahnhof—Charlottenburg) verkehren nunmehr über das Hilfsgleis. Im Anschluß hieran wird der zweigleisige Ueberbau der ehemaligen Ferngleise über den Fußgängerweg abgebrochen und durch zwei neue eingeleisige Ueberbauten ersetzt. Diese Auswechslung geschieht deshalb schon im ersten Bauabschnitt, um für die nun folgenden Gleiseinschwenkungen der beiden Stadtbahn- in die ehemaligen Ferngleise eine größere Länge zwischen dem Bahnsteigende des Bahnhofs Bellevue und dem Brückenbauwerk zu haben. Eine Gleisverschiebung (seitlich) auf dem alten zweigleisigen Ueberbau war wegen des vorhandenen Langschwellenoberbaues nicht möglich; die neuen eingeleisigen Ueberbauten dagegen konnten zunächst in schräger Lage und außerdem die Gleise auf den neuen Ueberbauten mit durchgehender Bettung in einer Kurve verlegt werden. Auf diese Weise wurde die Gleisführung der Einschwenkungen wesentlich verbessert; zwischen den Anfangspunkten der Krümmung und Gegenkrümmung war die Einfügung einer immerhin noch sehr geringen Geraden von 17,89 bzw. 31 m Länge möglich.

II. Im zweiten Bauabschnitt verkehren nach erfolgter Gleiseinschwenkung der beiden Stadtbahn- in die ehemaligen Ferngleise an den beiden Brückenden auf die Länge der Umbaustelle die Stadtbahnzüge über die ehemaligen Ferngleise und die Fernzüge beider Richtungen über das Hilfsgleis. Die eisernen Ueberbauten über den Fußweg, die Spree, die Lade- und Uferstraße, die bisher die Stadtbahngleise getragen haben, sind nunmehr frei; sie werden abgebrochen und durch neue ersetzt.

III. Nach Fertigstellung dieser neuen Ueberbauten und Verlegen des Gleisoberbaues auf denselben werden die Stadtbahngleise an den beiden Brückenden in ihre ehemalige Lage wieder zurückgeschwenkt. Die frei gewordenen Ueberbauten über die Spree, die Lade- und Uferstraße werden abgebrochen, und die neuen eingeleisigen Ueberbauten für das Ferngleis Schlesischer Bahnhof—Charlottenburg werden hergestellt.

IV. Nach Beendigung dieser Arbeiten und Verlegen des Gleisoberbaus auf diesen neuen Ueberbauten werden die im Gleis I im ersten Bauabschnitt eingebauten Weichen in das Gleis II ein-

geschwenkt, so daß nunmehr die Fernzüge beider Richtungen über die im dritten Bauabschnitt fertiggestellten Ueberbauten verkehren und die Hilfsbrücke vom Verkehr völlig entlastet ist. Die bisher in der Hilfsbrücke liegenden beiden Fachwerksüberbauten über die Spree und der Blechträgerüberbau über die Uferstraße werden seitlich um 4,50 m in ihre endgültige Lage, die Achse des Gleises I, eingeschoben. Mit dem Ausbau der beiden Weichen und Anschluß des Gleises I an beiden Enden an das Gleis der eingeschobenen Ueberbauten wird der zweigleisige Fernzugbetrieb wiederhergestellt. Den Abschluß des Umbaus bildet der Abbruch der alten Strom- und Hilfs Pfeiler.

### Der erste Bauabschnitt.

#### Die Hilfsbrücke.

Vor Beginn der eigentlichen Entwurfsbearbeitung der hölzernen Hilfsbrücke auf dem Lande links und rechts der Spree mußte die Beschaffenheit des Baugrundes festgestellt werden, da ausreichende Unterlagen über die Bodenbeschaffenheit nicht vorhanden waren. Die Bohrungen zeigten, daß auf dem linken Spreeufer bis 2 m unter Gelände der Boden aufgefüllt worden war. Darunter liegt eine Torfschicht, die in der Nähe der Spree eine Stärke von rd. 3,50 m hat; diese nimmt, weiter von der Spree entfernt, allmählich ab. Unter der Torfschicht befindet sich eine 2 bis 3 m starke Schicht von feinem Sand, der hier und da auch als Trieb sand bezeichnet werden muß, und unter dieser Schicht grober Sand von verschiedener Schärfe, stellenweise gröberer Kies mit Steinen. Auf dem rechten Spreeufer wurden die gleichen Bodenverhältnisse vorgefunden, nur mit dem Unterschiede, daß hier die Stärke der aufgefüllten Bodenmengen und die Mächtigkeit der Torf- und feinen Sandschicht größer war und je weiter von der Spree entfernt die schärfere Sandschicht immer tiefer lag. Die Länge und Stärke der zu verwendenden Holzpfähle konnte auf Grund dieser Bohrerergebnisse daher nur durch Proberamungen festgestellt werden.

Es wurden sechs Probepfähle mit Längen von 6,50 bis 12 m und Stärken von 27 bis 30 cm eingerammt. Hierbei zeigte sich, daß Pfähle mit größerer Länge verhältnismäßig nur wenig schwerer in den Boden eindringen als die kürzeren. Maßgebend für das Eindringen war vielmehr der Pfahldurchmesser; je stärker der Pfahl war, um so schwerer drang er in den Boden ein. Es kam also lediglich darauf an, den Boden zu verdichten.

Erst mit der Anordnung von drei Pfählen unter jedem Jochstiel wurde diese Verdichtung und die Tragfähigkeit erreicht, die nach der amtlich vorgeschriebenen Formel von Brix die erforderliche, mindestens zweifache Sicherheit ergab.

Für die Rammung der Pfähle wurde die Verwendung möglichst starker Rundhölzer, nicht unter 30 cm Durchmesser, vorgeschrieben.

Die Pfahllängen wurden in folgender Weise bestimmt:

		zu wählende Pfahllänge in m					
		a	b	c	d	e	f
Pfähle b und e	ø1 < 25	7,0	7,0 (8,0)			7,0 (8,0)	7,0
	ø2 < 18			7,0	7,0		
	ø2 > 18			8,0	8,0		
Pfähle b und e	ø1 > 25	8,0	7,0 (8,0)			7,0 (8,0)	8,0
	ø2 < 18			7,0	7,0		
	ø2 > 18			8,0	8,0		

(Die eingeklammerten Werte geben die endgültige Rammtiefe der Pfähle b und e an)

ø1 und ø2 bedeuten die mittlere Eindringtiefe bei der letzten Hitzte von 10 Schlägen in mm; a, b, c, d, e und f die in einer Pfahlreihe parallel zur Gleisachse stehenden Pfähle; und d liegt die Jochachse.

Erläuterungen: Zuerst werden die Pfähle b und e mit einer Länge von 8 m, und zwar zunächst 6 m tief, eingerammt. Ist  $e_1$ , d. h. das durchschnittliche Ziehen dieser Pfähle, bei der letzten Hitze von 10 Schlägen  $< 25$  mm, so werden die Pfähle a und f mit einer Länge von 7,0 m, und zwar 6 m tief, eingerammt. Ist dagegen  $e_1 > 25$  mm, so werden für die Pfähle a und f Längen von 8,0 m verwendet und diese 7 m tief eingerammt. Von dem Ergebnis der Rammungen der Pfähle a und f, also von dem Eindringungsmaß  $e_2 < 18$  mm,

ist die Längenabmessung und die Einrammtiefe der dann zu rammenden Pfähle c und d in der gleichen Weise abhängig. Zum Schluß werden dann die Pfähle b und e um 1,0 m (also 7,0 m) tiefer eingerammt.

In ähnlicher Weise wurde bezüglich der Pfahllängen verfahren an denjenigen Stellen, an denen der Boden lockerer war, also die Pfähle noch leichter in den Boden eindringen. Das Ergebnis der täglichen Ramarbeit wurde in einem Verzeichnis nach folgender Tabelle festgelegt.

Tabelle III.

Eisenbahn-Bauabteilung Bellevue. Reichsbahndirektion Berlin. Ramarbeit am 23. April 1923.

Art der Ramme: Dampfamme. Bärge wicht: 1250 kg. Rechtsseitiges Spreuer. Fallhöhe: 125 cm.

Bezeichnung des Pfahles		Länge des Pfahles	Länge desselben im Boden	Mittlere Pfahlstärke	Mittlere Eindringtiefe bei der letzten Hitze von 10 Schlägen
Bock Nr.	Pfahl Nr.	m	m	cm	cm
V	6	8,0	7,25	35	1,8
V	7	8,0	7,25	30	1,8
V	8	8,0	7,25	32	2,0
V	9	8,0	7,25	30	1,8
V	10	8,0	7,25	30	2,0
V	11	8,0	7,25	30	1,8
VI	8	8,0	7,25	31	2,0
VI	7	8,0	7,25	30	2,0
VI	9	8,0	7,25	30	1,5
VII	7	8,0	7,25	33	2,0
VII	8	8,0	7,25	32	1,5
VIII	5	8,0	7,25	35	2,0
VIII	6	8,0	7,25	32	1,8

Die Ausbildung der Joche und ihre Befestigung auf den Pfählen geschah nach Tafel 3, Abb. 3. In Abb. 20 sind die Auflagerungen der eisernen Ueberbauten dargestellt. Die Joche tragen abwechselnd die festen und beweglichen Lager. Bei den Jochen mit den festen Auflagern sind die Pfosten mit den eingerammten Pfählen durch Rundeisen, Winkel und Bolzen fest miteinander verbunden. Abb. 21 und 22 geben Ansichten der Hilfsbrücke.

Für die Ueberführung des Hilfsgleises über die Spree sind die endgültigen Fachwerküberbauten verwendet worden, die später durch

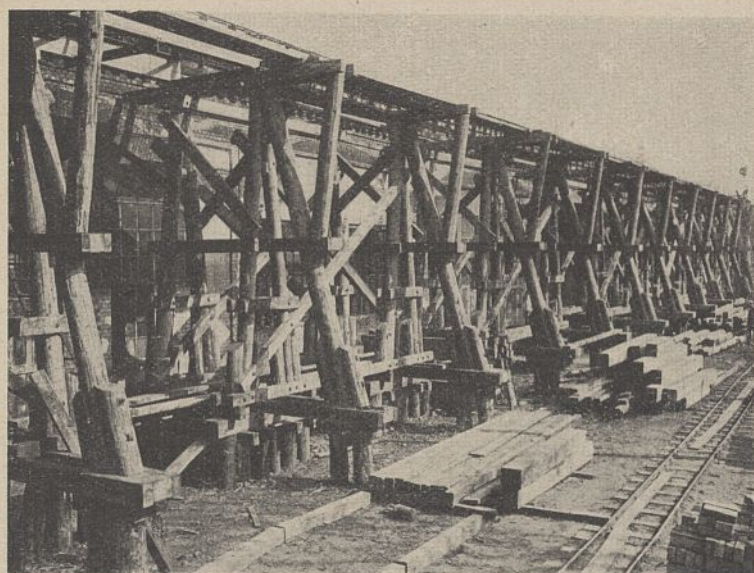


Abb. 21. Die Hilfsbrücke links der Spree.

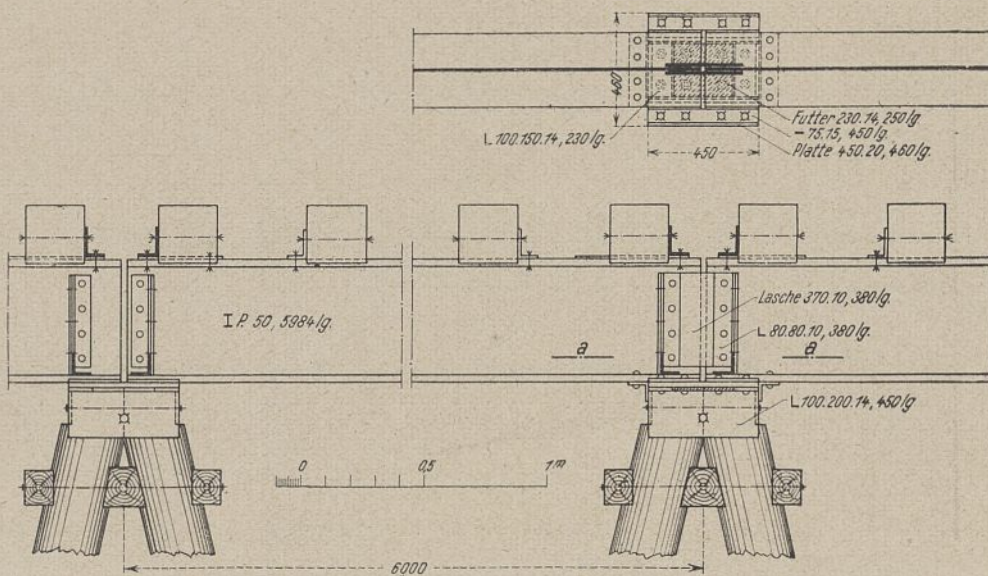


Abb. 20. Auflagerungen der Hilfsbrücke-Ueberbauten. Feld F und G.

seitliche Verschiebung — im Endzustande — das Ferngleis Charlottenburg—Schlesischer Bahnhof tragen sollen. Die beiden eisernen Ueberbauten von je 38 m Stützweite wurden auf dem neben der Spree gelegenen Lagerplatz, dem Hofe des Heeresverpflegungsamtes, zusammengebaut, auf Prahme gebracht und dann mit diesen in ihre endgültige Lage eingefahren. Dieser Vorgang gestaltete sich folgendermaßen:

Die eisernen Ueberbauten wurden auf einer Anzahl Unterstützungen zusammengebaut. Gleichzeitig wurden zwei Prahme mit genügender Tragfähigkeit mit einem Gerüst ausgestattet (Tafel 3, Abb. 5, 7 u. 8), und zwar derart, daß die vom Gerüst aufzunehmende Traglast auf die beiden Böden der Prahme möglichst gleichmäßig verteilt wurde. Die beiden Prahme wurden durch vier Eisenrahmen, bestehend aus [- und Rundeisen mit Gewinde und Muttern, fest miteinander verbunden, um eine Trennung der Prahme während der Fahrt völlig auszuschließen. Das Gerüst wurde so hoch hergestellt, daß auch nach der Belastung durch den Ueberbau die



Abb. 22. Die Hilfsbrücke links der Spree.

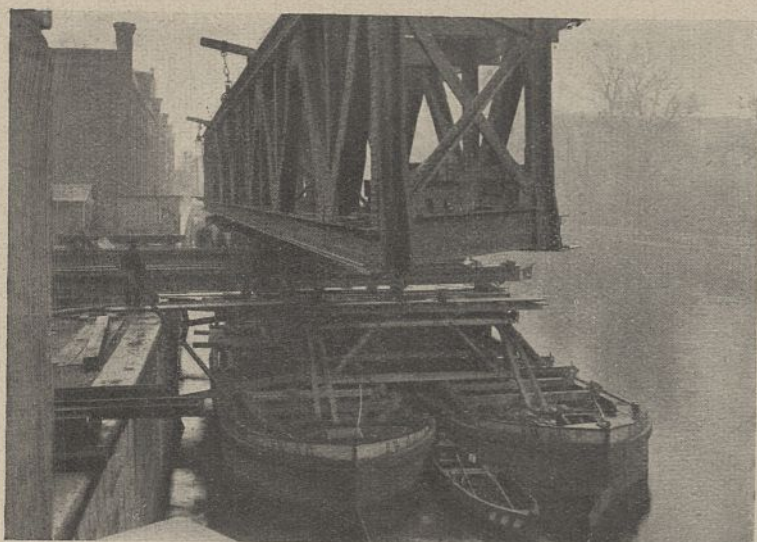


Abb. 23. Auffahren eines Fachwerküberbaues auf die Prahme.



Abb. 24. Einfahren eines Fachwerküberbaues.

Unterkannte des letzteren noch höher lag als die Oberkannte der Lagerkörper, um am endgültigen Standort die Ueberbauten bequem auf die Lager absetzen zu können. Nachdem die Prahme an der für das Auffahren der Ueberbauten bestimmten Stelle durch Anker und Taue festgelegt worden waren, wurde eine Rollbahn, bestehend aus zwei miteinander verbundenen I-Trägern mit Schienen, auf den Prahmen mit Uebergang zum Lande unter dem aufzubringenden Ueberbau hinweg verlegt. Um nach dem Auffahren des Ueberbaues auf die Prahme die Rollbahn lösen zu können, wurde in den Rollbahnträgern am Uebergang von den Prahmen zum Lande je ein Stoß, mit Laschen beiderseitig jedes Trägers unter Verwendung eingedrehter Schrauben gedeckt, angeordnet. Die Rollbahnträger lagerten auf dem Lande und auf der Mitte der beiden Prahme auf Tangentialkipplagern, um beim Auffahren des Ueberbaues und dem gleichzeitigen Einsinken der Prahme unter der Belastung eine zentrische Auflagerung der Rollbahnträger in jeder Lage zu haben. Auf die Rollbahn wurden zwei kleine eiserne Wagen gebracht, der eiserne Ueberbau mit Lokomotivwinden angehoben und auf die Wagen abgesetzt, nachdem letztere unter die betreffenden Knotenpunkte der Hauptträger des eisernen Ueberbaues hinuntergefahren und durch Eisenklammern an den Schienen der Rollbahn festgelegt worden waren. Da, wie bereits gesagt, die Gurtungen der eisernen Fachwerkträger nicht in allen Knotenpunkten durch Vertikalen abgesteift worden waren, so war es erforderlich, vor dem Anheben und Absetzen des eisernen Ueberbaues auf die Wagen, in den Knotenpunkten der Auflagerungen, an denen keine Vertikalen in den Fachwerkträgern vorhanden waren, solche provisorischer Art einzusetzen.

An jeden Wagen wurden Ringe zum Anbringen des Zug- und des Halteseiles angebracht. Das Zugseil eines jeden Wagens wurde über eine Umlenkrolle, am Ende der Rollbahn auf den Prahmen angebracht, und zurück zum Lande zu einer fest verankerten Winde geführt. Das Halteseil führte von dem Wagen unmittelbar zu einer zweiten Winde. Letzteres war lediglich eine Sicherheitsmaßnahme, um im Falle nicht vorhergesehener Umstände den Wagen auch nach dem Lande zu festhalten zu können; trotzdem die Wagen mit dem

Ueberbau vom Lande zu den Prahmen ständig bergauf angezogen werden mußten, erschien diese Maßregel erforderlich.

Mit diesen Seilen und Winden wurde der Ueberbau langsam auf die Prahme hinaufgezogen, dann wurden die Rollbahnträger seitlich des Tangentialkipplagers an den bestimmten Stellen auf den Prahmen unterklotzt, die Wagen mit dem Ueberbau in den für die Prahme zwecks ihrer gleichmäßigen Belastung vorbezeichneten Stellung verankert und schließlich die Laschen in den Stößen der Rollbahnträger beim Uebergang von den Prahmen zum Lande abgeschraubt.

Auf diese Weise wurden nacheinander die beiden Ueberbauten der Spreeöffnungen in die für die Hilfsbrücke vorgesehene Lage eingefahren und auf die Lager abgesetzt. Der Ueberbau für das Hilfsgleis über die Ladestraße wurde in der üblichen Weise auf einem festen Montagegerüst zusammengebaut, wobei die mit Eisenbahnwagen angekommenen Eisenteile mit einem Kran auf das Montagegerüst abgeladen wurden.

Nach Aufbringen des gesamten Oberbaues auf die Hilfsbrücke wurde in das Ferngleis Charlottenburg—Schlesischer Bahnhof am östlichen Ende des Hilfsgleises zunächst eine einfache Linksweiche in einer nächtlichen Betriebspause eingebaut und an diese das Hilfsgleis angeschlossen, um mittels dieser Weiche die Lokomotiven für die Probelastung der Hilfsbrücken auf das Hilfsgleis führen zu können. Nach erfolgter Probelastung mußte diese Linksweiche wieder ausgebaut werden.

Mit dem Einbau der beiden einfachen Weichen, dem Anschluß der betreffenden Gleise an diese Weichen und erfolgter Veränderung der Sicherungsanlagen (Arbeiten, die mit größter Beschleunigung in den kurzen Betriebspausen ausgeführt werden mußten) wurde der eingeleisige Betrieb auf den Ferngleisen eingerichtet und die beiden Stadtbahngleise an beiden Brückenenden in die beiden verlassenen Ferngleise eingeschwenkt. Abb. 23 und 24 geben Aufnahmen vom Einfahren der Fachwerküberbauten für die Spree wieder.

#### Der zweite Bauabschnitt.

Um die Dauer des immerhin störenden eingeleisigen Fernzugbetriebes möglichst kurz zu bemessen, mußte besonderer Wert

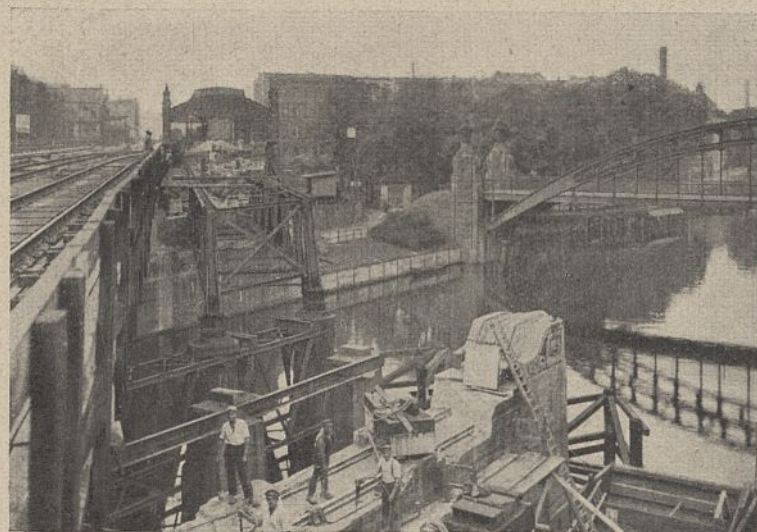


Abb. 25. Zerschneiden der alten Ueberbauten.



Abb. 26. Einfahren eines Fachwerküberbaues.

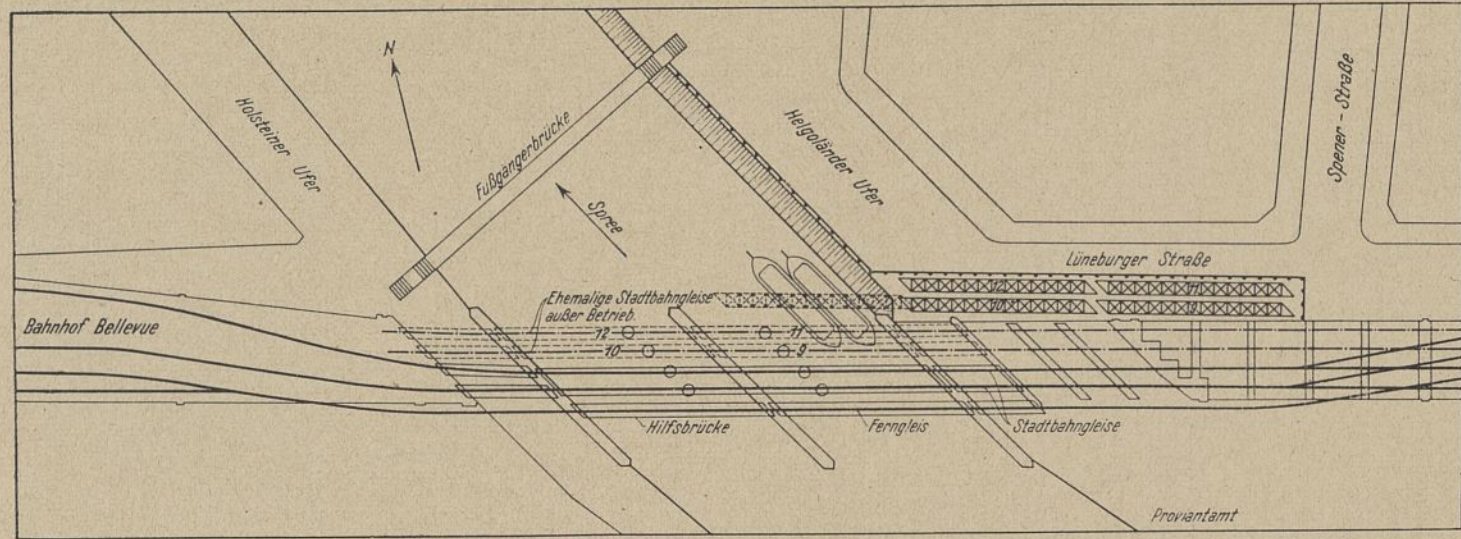


Abb. 27. Uebersichtsplan für das Einschwimmen der Fachwerküberbauten 9, 10, 11, 12.

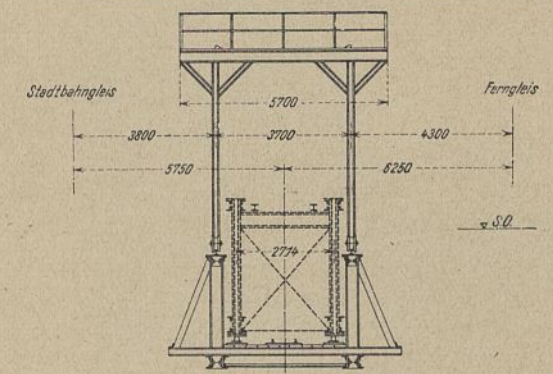


Abb. 30. Montagekran.

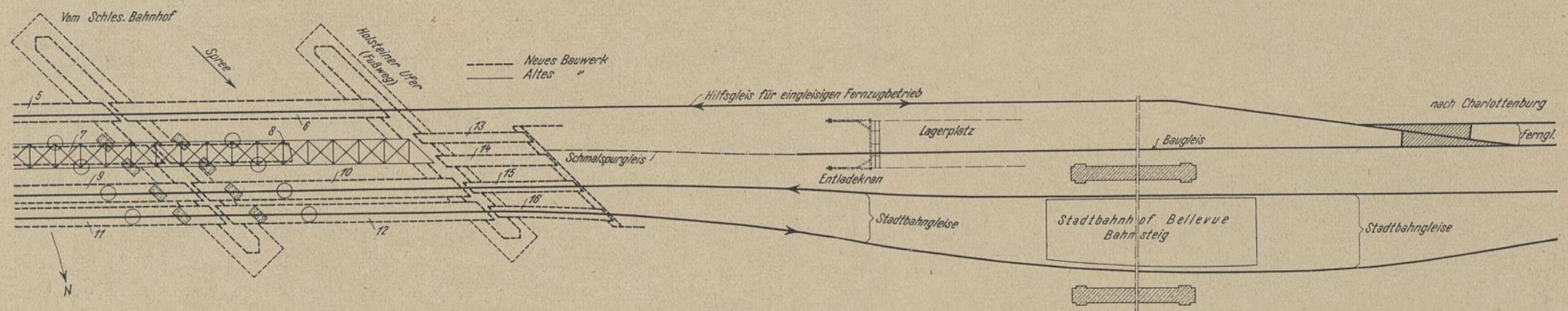


Abb. 28. Lageplan.

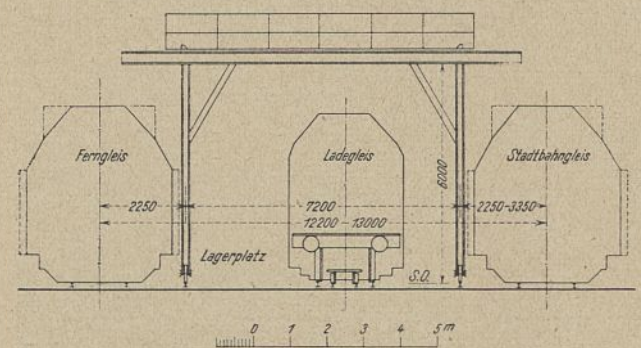


Abb. 29. Entladekran.

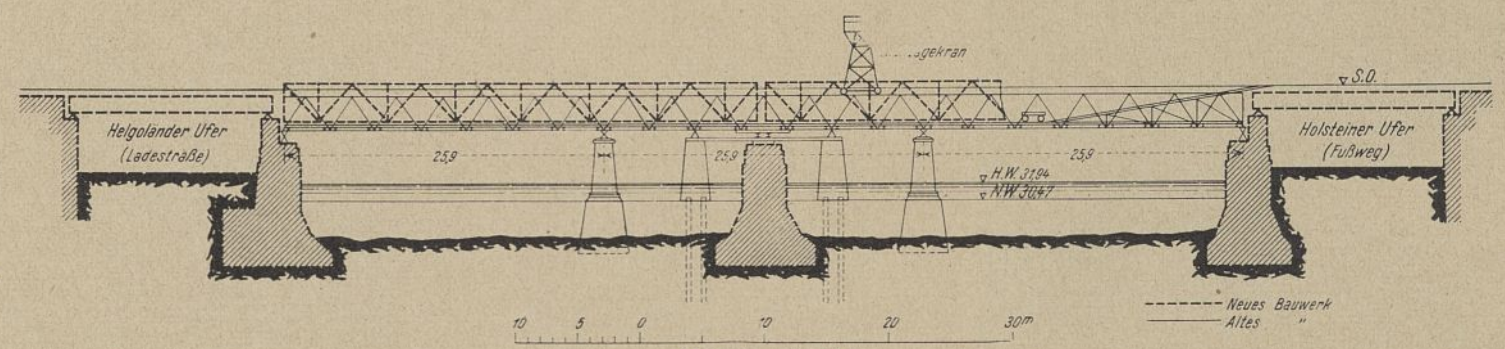


Abb. 31. Ansicht.

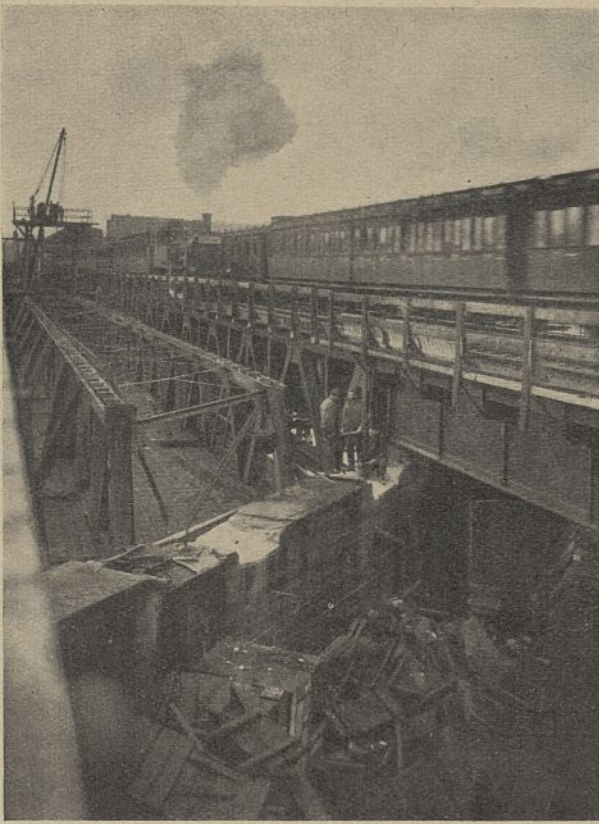


Abb. 32. Einblick auf den Bauplatz.

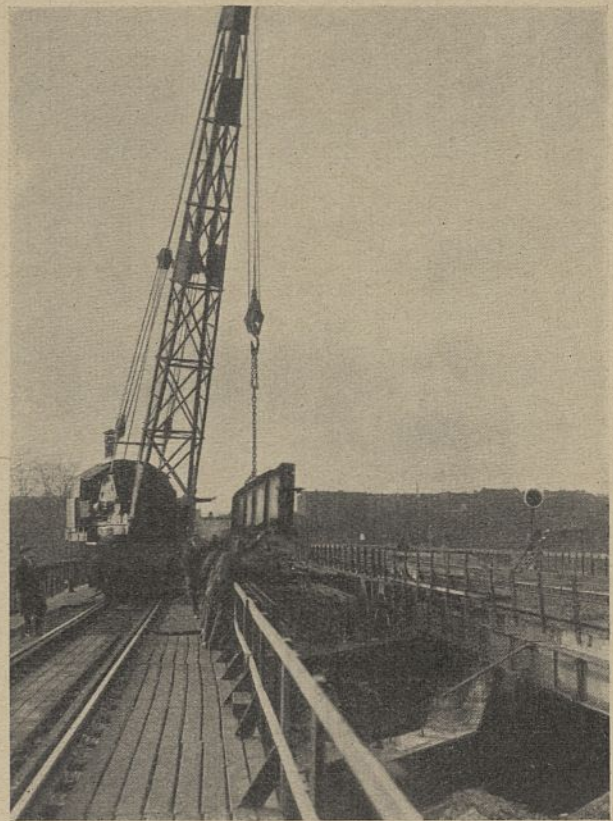


Abb. 33. Abbeförderung der alten Ueberbauten.

darauf gelegt werden, die nun eigentlich beginnenden Brückenauswechslungen mit allen Mitteln zu beschleunigen. Dies konnte für den zweiten Bauabschnitt dadurch erreicht werden, daß mit dem Abbruch und Neubau der Ueberbauten der Brücken über die Spree in den beiden bisherigen Stadtbahngleisen gleichzeitig begonnen wurde. Während die alten eisernen Ueberbauten zerschnitten (Abb. 25), die einzelnen Eisenteile mit einem Eisenkran auf Eisenbahnwagen verladen und abbefördert wurden, wobei freihängende Teile der Untergurte auf die mit Gerüsten ausgestatteten Prahme abgestützt wurden, wurden gleichzeitig in der Lüneburger Straße die entsprechenden neuen eisernen Ueberbauten zusammengebaut und nacheinander wie die eisernen Ueberbauten der Spreeöffnungen der Hilfsbrücke auf Prahme und mit diesen in ihre endgültige Lage gefahren (Abb. 26 und 27).

In der gleichen Zeit wurden die eisernen Ueberbauten der Brücken über den Fußweg und die Ladestraße auf einem festen Montagegerüst abgebrochen und durch neue ersetzt und die Walzträgerdecken mit Betonfüllung über der seinerzeit geplanten Uferstraße nach Abbruch der alten eisernen Ueberbauten hergestellt. Die beiden neuen Zwischenpfeiler in dieser Oeffnung, auf Mast-Michaelis-Pfählen gegründet, waren bereits im ersten Bauabschnitt zugleich mit dem Bau der Hilfsbrücke errichtet worden.

Mit dem Aufbringen des Oberbaus auf den neuen Brücken und Einschwenken der Stadtbahngleise an beiden Brückenenden in ihre ursprüngliche und endgültige Lage ist der zweite Bauabschnitt beendet.

### Der dritte Bauabschnitt.

Um auch im dritten Bauabschnitt, der den Abbruch der alten zweigleisigen Brücke der beiden Ferngleise und den Neubau der eingleisigen eisernen Ueberbauten für das Ferngleis der Richtung Schlesischer Bahnhof—Charlottenburg umfaßt, die Arbeiten zu beschleunigen und damit den eingleisigen Fernzugbetrieb über die Hilfsbrücke möglichst abzukürzen, war anfangs geplant, die zwei neuen Fachwerküberbauten ebenfalls in der Lüneburger Straße zusammenzusetzen, zu gleicher Zeit die alten Ueberbauten abzurechnen und dann die neuen Ueberbauten wie im zweiten Bauabschnitt mit Prahmen in ihre endgültige Lage einzufahren. Diesem Plan stellten sich jedoch Schwierigkeiten entgegen. Während die Fachwerküberbauten des zweiten Bauabschnittes in der Höhenlage ihres endgültigen Zustandes auf den Prahmen gelagert und eingefahren werden konnten, hätten die Fachwerküberbauten des dritten Bauabschnittes, um sie unter den fertigen Ueberbauten der Stadtbahngleise hindurch in ihre endgültige Lage einbringen zu können, auf den Prahmen zunächst gesenkt und nach der Durchfahrt unter den neuen Stadtbahnbrücken in der schmalen Oeffnung zwischen letzteren und der Hilfsbrücke wieder gehoben werden müssen. Dem Heben und der endgültigen Auflagerung der Ueberbauten waren die alten, noch

vorhandenen Strom- und Hilfspfeiler sehr hinderlich. Es wären besondere Hilfseinrichtungen erforderlich geworden; aber auch dann war der Erfolg nicht völlig sicher. Nicht nur Störungen in der Schifffahrt, sondern auch Verzögerungen in der Fertigstellung wären die Folge gewesen und der durch diese Montageart bis dahin erreichte Zeitgewinn wäre schließlich wieder verloren gegangen. Der Plan des Einschimmens wurde daher aufgegeben und der folgende gewählt, der unter allen aufgestellten Plänen die größte Sicherheit für die schnellste, von der Schifffahrt und dem Eisenbahnbetriebe möglichst unabhängige Fertigstellung der Montage bot.

In das Ferngleis Schlesischer Bahnhof—Charlottenburg wird ungefähr am Westende des Bahnhofs Bellevue eine einfache Weiche eingebaut und anschließend an diese ein Baugleis nach Osten vorgestreckt (Abb. 28, Lageplan). In den Betriebspausen auf den Ferngleisen werden die ankommenden Eisenbahnwagen mit den Neubauten vom Bahnhof Charlottenburg mit einer Lokomotive nach Bahnhof Bellevue überführt, auf dieses Baugleis gestellt und mit dem Portalkran (Abb. 29) auf den neben dem Baugleis entlang sich erstreckenden Lagerplatz entladen; von hier werden nach Bedarf die Neubauten mit kleinen Wagen auf Schmalspurgleisen nach der Montageverwendungsstelle gefahren. Als Montagegerüst werden die alten eisernen Ueberbauten verwendet; in der Höhe ihrer Untergurte und auf diesen wird ein Montageboden aus I-Trägern und Bohlen gestreckt, die gesamte alte Fahrbahnkonstruktion mit den Querverbänden wird abgebrochen, die Hauptträger werden seitlich abgestützt und dann innerhalb der alten Ueberbauten die neuen mit Hilfe eines zweiten Portalkrans, eines Montagekrans, dessen Laufschienen in den Obergurten der alten Hauptträger lagern, zusammengebaut (Abb. 30 und 31). Abb. 32 zeigt einen Blick in den schmalen Bauplatz; der Montageboden ist hergerichtet, die Fahrbahnkonstruktion ist beseitigt, und die Hauptträger sind seitlich abgestützt; der obere Querverband wird gerade herausgeschnitten, der Montagekran aufgestellt und das Montagekrangleis verlegt. (Im Hintergrund ist der andere Portalkran zum Entladen der Neubauten von dem Eisenbahnwagen auf den Lagerplatz sichtbar.) Sind die neuen Ueberbauten zusammengesetzt und vernietet, so werden sie auf den Widerlagern und dem neuen Mittelpfeiler abgesetzt, der Montageboden wird beseitigt, und die Hauptträger der alten Ueberbauten werden an die neuen angehängt, zerschnitten und abbefördert. In welcher Weise die Abbeförderung der alten Ueberbauten geschieht, zeigt die Abb. 33. Auf Abb. 33 hat der Dampfkran einen Teil des zerlegten Blechträgers der Ueberführung über die rechtsseitige Uferstraße herausgehoben und fährt gerade mit dieser Last auf dem Gleis der Hilfsbrücke zum Lagerplatz, um sie unmittelbar auf den Eisenbahnwagen zur weiteren Abbeförderung abzusetzen. In gleicher Weise werden auch die alten Fachwerküberbauten abbefördert; dann werden die neuen Fachwerküberbauten auf Rollbahnen gesetzt und seitlich in die endgültige Gleisachse geschoben. Es folgen noch einige Restarbeiten, dazu das Aufbringen

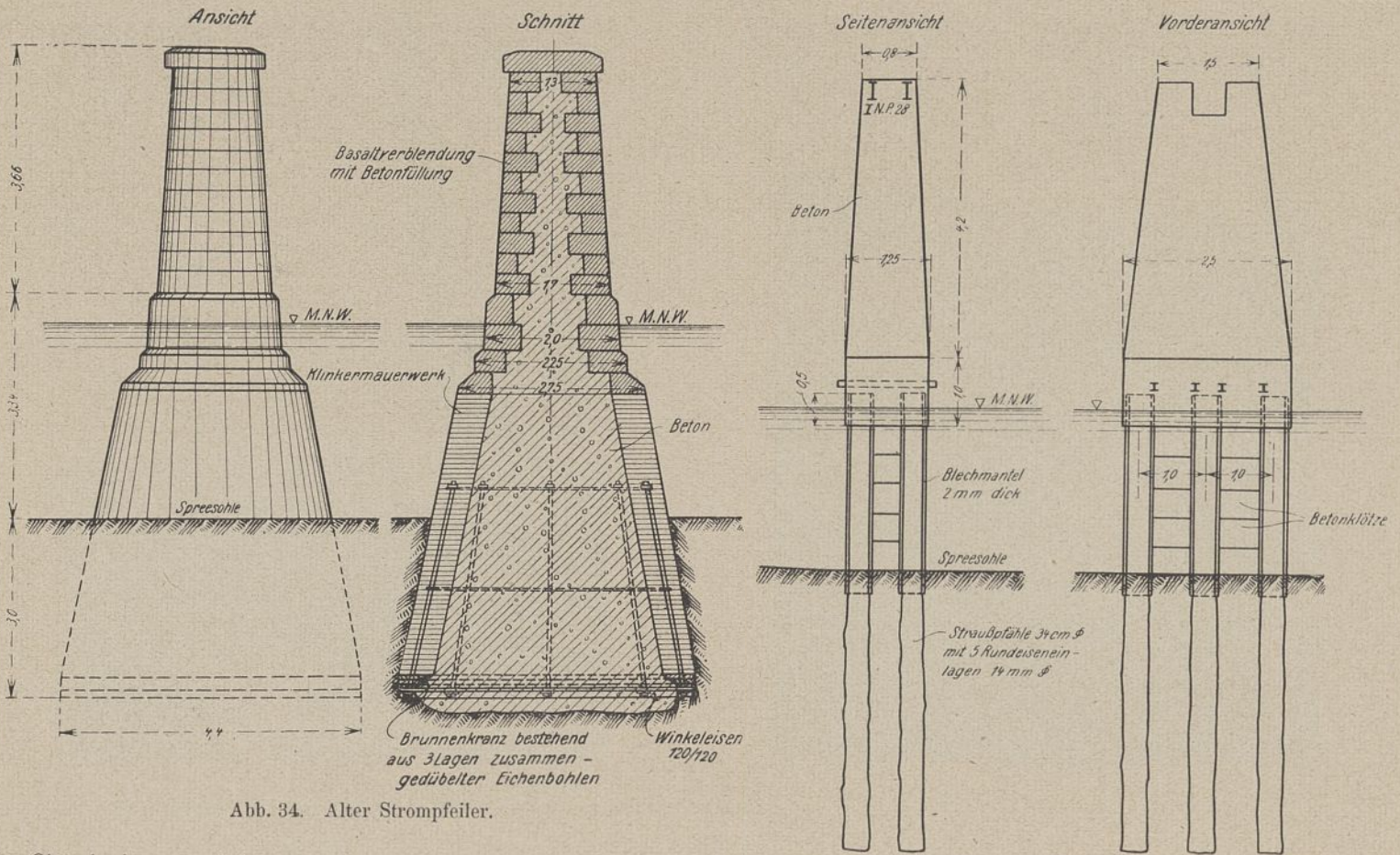


Abb. 34. Alter Strompfeiler.

des Gleisoberbaues und die neuen Brücken des Ferngleises Schlesischer Bahnhof—Charlottenburg können in Betrieb genommen werden. Damit ist der dritte Bauabschnitt beendet.

**Der vierte Bauabschnitt.**

Der anschließende vierte und letzte Bauabschnitt umfaßt das Hinüberrollen der im ersten Bauabschnitt hergestellten und zur Ueberführung des Hilfsgleises über die Spree verwendeten Ueberbauten des Ferngleises Charlottenburg—Schlesischer Bahnhof aus ihrer jetzigen Lage, nämlich aus der Gleisachse der Hilfsbrücke, um 4,50 m seitlich in ihre endgültige Gleisachse, den Abbau der hölzernen Hilfsbrücke auf dem Lande und den Abbruch der alten Strom- und der Hilfspfeiler.

Die acht alten Strompfeiler hatten folgende Gestalt (Abb. 34). Das Fundament eines Pfeilers bestand aus einem runden Brunnen aus Mauerwerk mit Betonfüllung mit einem unteren Durchmesser von 4,40 m und einem oberen von 2,75 m. Der Brunnenkranz war aus drei 10 cm starken Eichenbohlen und einem Winkelleisen zusammengesetzt und mit acht 2,5 cm starken Rundeisen im Brunnenmauerwerk verankert. Das aufgehende Pfeilermauerwerk war aus einer starken Basaltverblendung und Betonfüllung hergestellt worden; in der Höhe des Wasserspiegels betrug der Durchmesser des Aufgehenden 2,25 m, am oberen Abschluß 1,30 m. Die Brunnen waren 3 bis 3,50 m von der Flußsohle ab in den Boden herabgesenkt worden.

Die acht Hilfspfeiler (Abb. 35) waren auf sechs Straußpfählen von je 0,34 m Durchmesser, mit je fünf Rundeisen 14 mm stark armiert, gegründet worden. In der Höhe des Wasserspiegels waren diese Pfähle durch einen Rost miteinander verbunden und auf diesem der aufgehende, rechteckige Pfeiler, unten 1,25 . 2,50 m, oben 0,80 . 1,50 m groß, aus Beton errichtet worden. Um die im Wasser bis zur Flußsohle freistehenden Pfähle gegen etwa auftretende Seitenstöße zu sichern, waren beim Bau zwischen diese von oben herab Betonklötze herabgelassen.

Seitens der Wasserbauverwaltung wurde die Forderung gestellt, alle Beton- und Eisenteile der Pfeiler bis mindestens 2 m unter Flußsohle zu beseitigen und die entstehenden Löcher durch Schotter auszufüllen; ungeachtet dieser Forderung sollte die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft auch noch die Haftpflicht für alle Unfälle übernehmen, die durch Pfeilerüberreste den Schiffen zustoßen könnten. Es wurde daher beschlossen, die alten runden Strompfeiler völlig zu beseitigen und die Straußpfähle, der Forderung der Wasserbauverwaltung entsprechend, 2 m unter Flußsohle abzubringen.

Mehrere Ausführungsarten wurden hierfür in Vorschlag gebracht. Um den zwischen den alten Hilfspfeilern errichteten neuen Strompfeiler nicht zu gefährden, mußte die Verwendung von Sprengmitteln in größeren Mengen bei den Abbrucharbeiten ausgeschlossen werden.

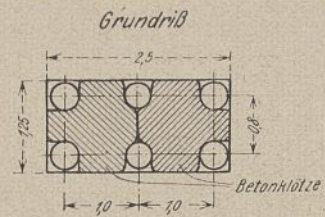


Abb. 35. Hilfspfeiler auf Straußpfählen.

Nach einem Vorschlag sollten die 16 Pfeiler bis zum Wasserspiegel unter Benutzung hydraulischer und mechanischer Sprengapparate und die unter Wasser befindlichen Pfeilerteile unter dem Schutze einer Taucherglocke mit den gleichen Apparaten abgebrochen werden.

Nach einem anderen Vorschlag sollte nach Abbruch des Aufgehenden aller 16 Pfeiler um eine Gruppe von vier oder acht Pfeilern eine Spundwand mit Anschluß an den neuen Strompfeiler, bestehend aus einem hölzernen Fangedamm, gerammt, die Baugrube innerhalb der Spundwand ausgepumpt und die Pfeilerfundamente abgestemmt werden.

Die Ausführung nach dem ersten Vorschlag war kostspielig. Zur Durchführung des zweiten Vorschlags hätten zunächst die auf

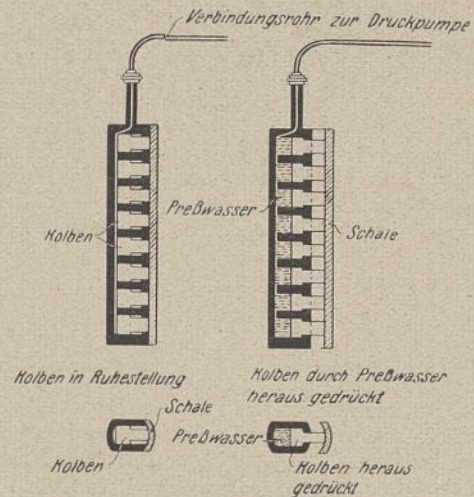


Abb. 36. Preßzylinder.

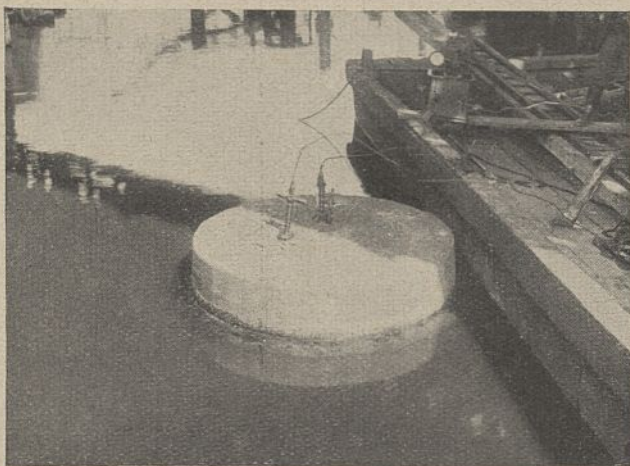


Abb. 37. Abbruch der alten Strompfeiler, kurz vor der Sprengung.

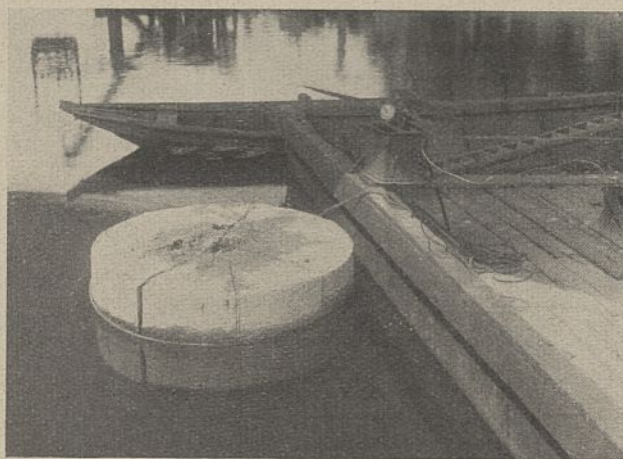


Abb. 38. Abbruch der alten Strompfeiler, nach der Sprengung.

der Flußsohle lagernden Steinmassen beseitigt werden müssen, um die Spundwand rammen zu können und eine wasserdichte Baugrube zu erhalten. Infolgedessen hätten die Kosten dieser Ausführung diejenigen des ersten Vorschlags noch bedeutend überschritten.

Daher wurde der dritte, folgende Vorschlag für die Ausführung gewählt, der den Betrag von 36 000 M erforderte und 16 000 M weniger kostete als die Ausführung mit Hilfe einer Taucherglocke.

Die über Wasser liegenden Teile der Pfeiler werden maschinell mittels Druckluft seitlich zentral angebohrt, und zwar in senkrechten Abständen von etwa 80 cm und bis 40 cm tief. Die Bohrlöcher werden mit schwachen Ladungen bis 20 g geladen und diese elektrisch gezündet. Die Steinbrocken, die bei diesem Sprengverfahren in der Hauptsache nur aus einzelnen größeren Stücken bestehen, werden dann zur Abbeförderung in Prahme verladen. Nachdem die Pfeiler bis annähernd zum Wasserspiegel abgebrochen sind, werden drei Bohrlöcher von je 15 cm Durchmesser von der Bohrmaschine senkrecht bis auf den Baugrund eingebohrt. In jedes dieser Bohrlöcher wird ein Preßzylinder (Abb. 36) von 60 cm Länge eingesetzt. In diesem Zylinder sind innen eine Anzahl kleiner Kolben, angeordnet, die auf die Deckelschale drücken, wenn mit einer Druckpumpe hydraulischer Druck erzeugt wird, wofür eine kleine Handpumpe genügt. Auf Abb. 38 ist diese auf dem Prahm sichtbar.) Hierdurch wird ein Auseinanderpressen des Zylinders und ein Hub von 120 mm bewirkt. Hört der Druck auf, so werden die Kolben und Deckelschalen durch innen angebrachte Federn wieder zusammengezogen. Durch diese Preßzylinder wird das Mauerwerk zersprengt, ohne daß Mauerteile umhergeschleudert werden. Es entstehen bei dieser Sprengung nur solche Risse — eventuell werden diese mit der Brechstange erweitert —, daß der Taucher eine Steinzange um die einzelnen Brocken legen kann (Abb. 37). Mit dieser Zange und einem Flaschenzug werden dann die Steinbrocken gehoben und in Prahme verladen. Der gleiche Vorgang wiederholt sich, wenn durch die Sprengung eine zu geringe Wirkung erzielt worden ist, d. h. der Preßzylinder wird in das Bohrloch zum zweiten, evtl. dritten Male in größerer Tiefe eingesetzt.

Abb. 39 zeigt das Herausheben des Brunnenkranzes mit Flaschenzügen; der Taucher hat vorher im Wasser auf der Bausohle die Ketten um den Kranz gelegt.

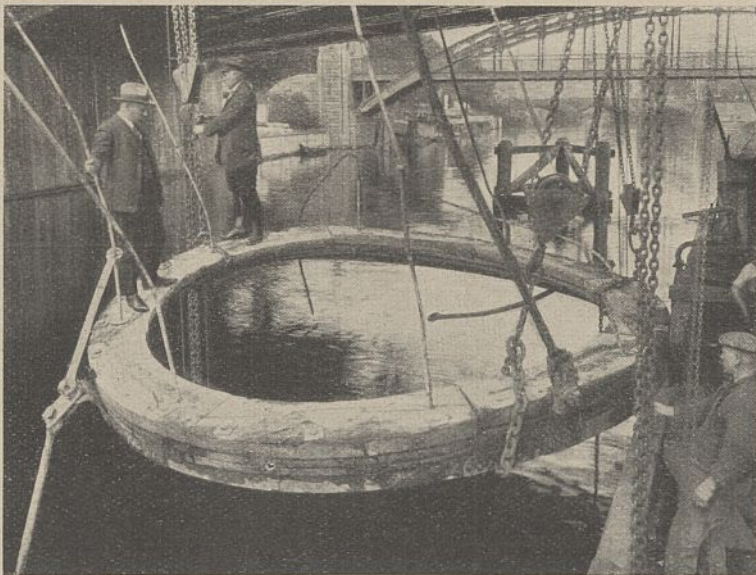


Abb. 39. Herausheben eines Brunnenkranzes.

Die Straußpfähle der Hilfspfeiler werden mit Hilfe eines Baggers und durch den Taucher bis zur Tiefe von 2 m unter Flußsohle freigelegt, der Beton durch den Taucher abgestemmt und die Rundisen abgeschnitten. Dabei wird der Eisenbetonpfahlstumpf mittels Kette und Flaschenzug gehalten und dann herausgehoben (Abb. 40).

Von den 48 Pfählen sind jedoch nur 16 Stück auf diese Weise beseitigt worden; die übrigen konnten mittels Flaschenzug völlig herausgezogen werden. Es war dies deshalb möglich, weil diese 32 Pfähle eigenartigerweise entgegen den Zeichnungsunterlagen nur 4 m im Boden steckten; außerdem waren die alten runden Pfeiler zuerst völlig abgebrochen und dadurch die Straußpfähle in ihrem oberen Teil teilweise freigelegt worden.

Dieses Abbruchverfahren hat sich im vollsten Maße bewährt. Daß die gesamten Abbruchstoffe und besonders die gesamten Eisenteile, die der Schifffahrt vor allem gefährlich sind, auch wirklich gehoben und abbefördert worden sind, ist durch Mengennmessung festgestellt worden. Die Anwendung dieses Verfahrens ist besonders für solche Fälle sehr zu empfehlen, bei denen Sprengstoffe nicht verwendet werden dürfen.

#### Anstrich der eisernen Ueberbauten.

Die große Zahl der eisernen Ueberbauten dieses Brückenzuges bot eine günstige Gelegenheit, eine Anzahl verschiedener Farben aus verschiedenen Farbwerken an diesen Brücken, die den gleichen Verhältnissen unterworfen sind, miteinander zu vergleichen. Die Blechträgerüberbauten wurden mit je einer anderen Farbe, die Fachwerküberbauten jeder zur Hälfte mit einer anderen Farbe gestrichen, und zwar erhielt jeder Ueberbau einen Grund- und zwei Deckanstriche.

In der Werkstatt waren nur diejenigen Flächen mit einem Bleimennigeanstrich versehen worden, die nach dem Zusammenbau nicht mehr sichtbar sind; im übrigen war vereinbart, die Eisenteile völlig roh nach der Baustelle abzusenden.

Da die Hälfte der eisernen Ueberbauten schon längere Zeit im Werk fertig war, bevor sie auf der Baustelle aufgestellt werden konnten, so wurden die Eisenteile dieser Ueberbauten im Werk mit heißem Leinölfirnis angestrichen, um sie bis zum Einbau und dem Aufbringen der endgültigen Anstriche vor Rost zu schützen. Diese Maßnahme hat sich sehr gut bewährt.

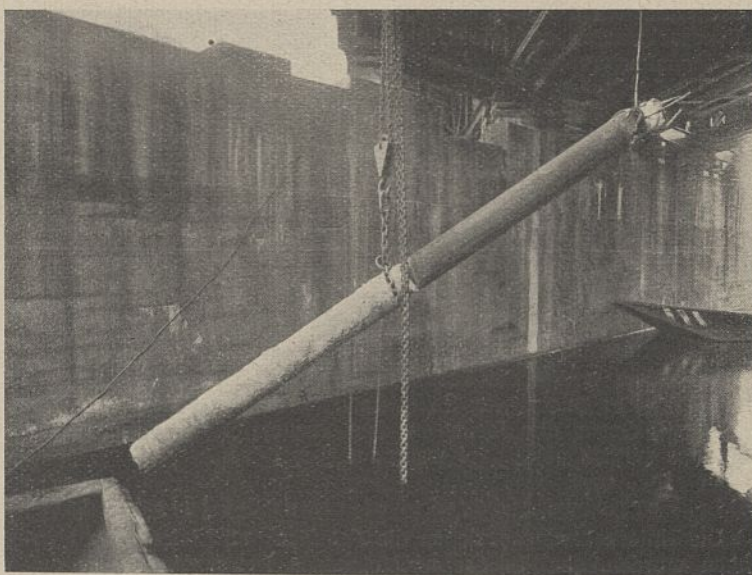


Abb. 40. Herausheben eines Straußpfähles.

### Sicherungsanlagen für den eingleisigen Fernzugbetrieb (Tafel 3, Abb. 4 und 6).

Die eingleisige Strecke zwischen den beiden Weichen hat eine Länge von 440 m; der Abstand der Hauptsignale A<sub>1</sub> und B<sub>1</sub> wurde auf 535 m festgesetzt. Im Abstand von 120 m vor dem Hauptsignal von A<sub>1</sub> wurde ein zweites Hauptsignal A und im Abstand von 163 m vor dem Hauptsignal B<sub>1</sub> ein zweites Hauptsignal B angeordnet, so daß also vor der Einfahrt in die eingleisige Strecke Doppelhauptsignale vorhanden waren. Bei den Signalen A und B wurden an den Signalbrücken Transparente mit der Aufschrift „Achtung! Umbau Sprebrücke“ angebracht.

Die durchgehende Streckenblockung blieb in der vorhandenen Weise unverändert bestehen. Die Bedienung der Schalter der beiden neu eingebauten Weichen 3 und 4 und der Fahrstraßenschalter beider Richtungen erfolgte durch den Beamten der Blockbude 13. Da dieser Beamte jedoch von seinem Standort in der Blockbude die vollendete Durchfahrt der Züge der Richtung Charlottenburg—Schlesischer Bahnhof nicht erkennen konnte, so wurde, um nach Vollendung einer solchen Zugfahrt möglichst sofort die Einfahrt eines Zuges entgegengesetzter Richtung in die eingleisige Strecke zu ermöglichen, bei der Weiche 4 eine Wärterbude errichtet und mit einem Posten besetzt, der die Aufgabe hatte, nach vollendeter Durchfahrt eines Zuges der Richtung Charlottenburg—Schlesischer Bahnhof diese Fahrstraße aufzulösen.

Das der Richtung Charlottenburg—Schlesischer Bahnhof zugehörige Hauptsignal C mußte von km 6,565 nach km 6,40 versetzt werden, so daß zwischen diesem Signal und der Weiche 4 eine Gleislänge von 320 m vorhanden war, innerhalb welcher ein vor dem Signal C zum Halten gebrachter Zug stehen konnte, ohne die Einfahrt eines Zuges der Gegenrichtung in die eingleisige Strecke zu behindern.

Für die Fahrt über die Hilfsbrücke wurde eine Zuggeschwindigkeit von 10 km/std vorgeschrieben. Weiter wurde der Sicherheit halber angeordnet, daß alle Züge beider Richtungen vor den ersten Hauptsignalen A und B halten. Erst nachdem die Züge völlig zum Stillstand gekommen waren, wurden bei freier Strecke die Signale A/A<sub>1</sub> bzw. B/B<sub>1</sub> von dem Beamten der Blockbude 13 gezogen. Da das Signal B, wegen der Gleisanlage in der Kurve und durch Häuser verdeckt, von der Blockbude 13 nicht sichtbar war, und der Beamte der Blockbude 13 infolgedessen auch nicht sehen konnte, ob ein Zug der Richtung Charlottenburg—Schlesischer Bahnhof vor dem Signal B zum Halten gekommen war, so wurde in die Nähe dieses Signals ein Wärterposten gestellt, der durch Fernspruch dem Beamten in der Blockbude 13 Mitteilung zu geben hatte, daß der Zug Nr. ... vor dem Signal B hält.

Um die Lokomotivführer an die erlassene Dienstanweisung nochmals zu erinnern, wurde jedem Lokomotivführer auf den vor der eingleisigen Strecke liegenden Haltestationen, den Bahnhöfen Zoologischer Garten und Friedrichstraße, ein schriftlicher Vorsichtsbefehl gegeben.

Für die Regelung der Zugfahrten beider Richtungen im Falle der Sperrung eines Gleisabschnittes der zweigleisigen Strecken zwischen den beiden nächstgelegenen Fernbahnhöfen Zoologischer Garten und Friedrichstraße wurde eine besondere Dienstanweisung herausgegeben.

### Bauliche Unterhaltung der hölzernen Hilfsbrücken.

Für die hölzernen Hilfsbrücken wurden Brückenbücher angelegt. Diese enthielten die sämtlichen Ausführungszeichnungen, die Festigkeitsberechnungen und die Untersuchungsformulare. In den ersten drei Monaten wurden zunächst genaue Untersuchungen im Abstände von 8 und später 14 Tagen vorgenommen; in den folgenden Monaten wurden die hölzernen Hilfsbrücken in monatlichen Zeitabständen untersucht. Die Untersuchungsergebnisse und auch die Beseitigung der vorgefundenen Mängel wurden in die Brückenbücher eingetragen. Bei diesen Untersuchungen wurden auch besonders die Höhenlagen der Hilfsbrücken durch ein Nivellement geprüft. Im ganzen waren je 51 Punkte an den Schienenfüßen des Hilfsgleises markiert, die unter Zuhilfenahme von zwei neu geschaffenen Festpunkten eingemessen wurden.

Die Ergebnisse der Messungen wurden ebenfalls in das Brückenbuch eingetragen.

Außerdem wurde ein Schlosser in kurzen Zeitabständen damit beschäftigt, die gelockerten Schraubenmutter nachzuziehen und die Keile, mit denen die Joche an dem Mauerwerk des Stadtbahnviaduktes seitlich abgestützt waren, nachzutreiben.

### Die Vergebung der Arbeiten und Lieferungen.

Die Unternehmungen, denen die Arbeiten und Lieferungen übertragen wurden, sind in der nachfolgenden Zusammenstellung aufgeführt.

Arbeiten und Lieferungen, deren Eigenart nur einen beschränkten Kreis von Unternehmern zuließ, oder die mit größter Beschleunigung ausgeführt werden mußten, um den Baufortgang nicht ungünstig zu beeinflussen, wurden nach vorhergehender engerer Ausschreibung vergeben. Größere Ausführungen, wie die Auswechselungen der eisernen Ueberbauten und der Bau der Hilfsbrücke, wurden öffentlich ausgeschrieben. Von der freihändigen Vergebung wurde nur Gebrauch gemacht, wenn es sich um Spezialausführungen handelte.

### Zusammenstellung über die Vergebung von Arbeiten und Lieferungen.

Ausführende Unternehmung	Arbeiten und Lieferungen
Dyckerhoff u. Widmann A.-G., Niederlassung Berlin	Bau der 8 Hilfs Pfeiler der Sprebrücke, auf Straußpfählen gegründet.
Beuchelt u. Co., Grünberg i. Schl., Tiefbauabteilung	Bau des neuen Strom- und der beiden Uferpfeiler der Sprebrücke (Gründung mit Senkkasten mittels Preßluft).
Grün u. Bilfinger A.-G., Zweigstelle Berlin	Lieferung der Ramppfähle und Rammarbeiten für die Hilfsbrücken östlich und westlich der Spree.
Grün u. Bilfinger A.-G., Zweigstelle Berlin	Bau der Hilfsbrücke westlich der Spree und Abbruch dieser Hilfsbrücke nach Vollendung des Brückenumbaus.
Louis Eilers, Eisenhoch- und Brückenbau, Hannover-Herrenhausen	Bau der Hilfsbrücke östlich der Spree u. Abbruch dieser Hilfsbrücke nach Vollendung des Brückenumbaus.
Siemens u. Halske A.-G., Berlin	Sicherungsanlagen.
Louis Eilers Hannover-Herrenhausen	Auswechslung der eisernen Ueberbauten über den Fußweg, die Spree und die Ladestraße und Abbruch der eisernen Ueberbauten über die Uferstraße.
Gottlieb Tesch, Berlin	Herstellung der Eisenbeton-Auflagersteine.
Markus, Kunstschmiedewerkstatt, Berlin	Geländerfüllungen.
Mast-, Beton- u. Tiefbau-Ges., Berlin	Bau der Zwischenpfeiler in der ehemaligen Uferstraße, gegründet auf Eisenbeton-Bohrpfählen, System Mast-Michaelis.
Himmel u. Papesch, Baugeschäft, Berlin	Herstellung der Walzträgerdecke über der ehemaligen Uferstraße.
Steffens u. Nölle, A.-G., Tempelhof	Lieferung von Walzträgern.
Malchow-Baugesellschaft, Berlin	Abdichtungen.
Dudeck u. Kamphoff, Eisenbahnbau-Unternehmung, Berlin-Wilmersdorf	Oberbauarbeiten.
Rietz, Eisenbahnbau-Unternehmung, Charlottenburg	Oberbauarbeiten.
Möller, Tiefbaugeschäft, Charlottenburg	Oberbauarbeiten.
Baum, Bauholzhandlung, Marienfelde-Berlin	Lieferung von Brückenbalken.
25 Farbwerke	Lieferung von Rostschutzfarben.
Duffag, Chemisch-techn. Werk, A.-G., Berlin	Lieferung von Anstrichmitteln gegen Entflammung.
Anders, Malermeister	Anstreicherarbeiten.
Himmel u. Papesch, Baugeschäft, Berlin	Herstellung der Pfeilerköpfe und Pfeilerabdeckungen; Steinmetzarbeiten.
Spreng- u. Tauchgesellschaft, Zweigst. Berlin.	Abbruch der alten Strom- u. Hilfs Pfeiler.
Meyer, Ernst, Baugeschäft	Baggerarbeiten.
Ingenohl, Baustoffhandlung	Lieferung von Ziegelsteinen.
Klein-Bestener	Kieslieferungen.
Kieswerke, G. m. b. H.	} Zementlieferungen.
a) Guthmann u. Jeserich,	
b) Rittergut Rüdersdorf,	
c) Dyckerhoff u. Widmann	



# Die Grundwassersenkung beim Bau der Doppelschleuse in Wesermünde-Geestemünde.

Vom Regierungsbaurat **Arp** und Regierungsbaumeister **Dettmers** in Wesermünde.

(Alle Rechte vorbehalten.)

In Wesermünde ist aus Anlaß der Erweiterung des Fischereihafens in den Jahren 1921—1925 eine doppelte Seeschleuse erbaut worden, deren Lage und Bauart im Zentralblatt der Bauverwaltung 1924, Seite 219 und der Deutschen Wasserwirtschaft 1926, S. 33 beschrieben und durch Abbildungen erläutert ist. Die Schleuse ist mit Hilfe des Grundwassersenkungsverfahrens in trockener Baugrube errichtet worden. Im folgenden soll auf diese Grundwassersenkungsarbeiten und die dabei gemachten Erfahrungen eingegangen werden.

## 1. Lage, Boden- und Grundwasserverhältnisse.

Die Baustelle ist nur nach Südosten hin mit dem Festlande verbunden. Nach den drei anderen Himmelsrichtungen hin ist sie durch den Fischereihafen, die Weser und die Geestemündung und durch den Handelshafen in nächster Nähe von Wasser umspült (Abb. 1).

Das Gelände liegt im Durchschnitt auf +5,0 m G. P. (G. P. Null = -1,925 m NN), d. h. 2,0 m unter Sturmfluthöhe. Der bei Baubeginn bereits vorhandene teilweise Sturmflutschutz durch den Landesschutzdeich und den Nordmolendeich mußte durch einen besonderen Baustellenschutzdeich und je einen hölzernen Kastenfangedamm am Fischereihafen und an der Weser ergänzt werden.

Das Baugelände ist eine Wattfläche, die bereits früher mit Wesersand aufgespült worden ist. Unter dieser rd. 2 m starken Sanddecke liegt also weicher Klei, der mit zunehmender Tiefe fester wird und dem stellenweise Moorschichten eingelagert sind. Unter dem Klei steht im Mittel 8 m unter Gelände Sand wechselnder Korngröße mit vereinzelt Kiesadern an. Im allgemeinen handelt es sich um feinen Sand. Seine Korngröße in Höhe der Gründungssohle (rd. 17 m unter Gelände) ist im Durchschnitt:

	>7 mm	>4 mm	>2 mm	>1 mm	>½ mm	> 900 Maschen/qcm	< 900 Maschen/qcm
im Außenhaupt	1	2	3	24	14	37	19 %
im Binnenhaupt	—	—	—	3	5	27	65 %

Unter der Gründungssohle des Schleusenbauwerks, besonders im Binnenhaupt, wurden etwa 12 m unter Oberkante des Sandes ½ bis 4 m starke tragfähige Toneinlagerungen und etwa 8 m unter Oberkante des Sandes verkittete, mit Braunkohle durchsetzte Kies-Einlagerungen festgestellt.

Auf der Baustelle sind vor und während des Baues zahlreiche Bohrungen ausgeführt worden. Bei einigen der ersten Bohrlöcher zeigten sich mehr oder weniger starke Gasquellen. Das Gas brannte mit farbloser Flamme und erwies sich dadurch als eine Kohlenwasserstoff-Verbindung. Die Gasquellen versiegten sämtlich im Laufe der Zeit, im allgemeinen nach einigen Wochen.

Das unter dem Klei anstehende Grundwasser schwankte entsprechend dem Gezeitenwechsel in der Weser, nur waren die Schwankungen geringer und traten zeitlich später ein. Während der Unterschied zwischen M. N. W. (+0,19 G. P.) und M. H. W. (+3,49 G. P.) in der Weser 3,30 m beträgt, schwankte das Grundwasser vor Inbetriebnahme der Anlagen in Brunnen 1 der Versuchsanlage zwischen +1,40 und +2,60, also um 1,20 m und bei Pegel I zwischen +1,00 und +1,60, also um 0,60 m (Abb. 2). Die Verzögerung der Schwankungen gegenüber denen in der Weser betrug an beiden Stellen etwa 40 bzw. 65 Minuten.

Eine Probe des Grundwassers zeigte folgende Zusammenstellung:

Abdampfückstand bei 110° C	= 7100,0 mg i. Liter
Glührückstand	6440,0 „ „ „
Glühverlust	660,0 „ „ „
Organische Substanz	294,5 „ „ „
Kaliumpermanganatverbrauch	58,9 „ „ „
Kieselerde (SiO <sub>2</sub> )	3,2 „ „ „
Schwefelsäure (H <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> )	360,1 „ „ „
Chlor (Cl)	3521,6 „ „ „
Salpetersäure	—
Salpetrige Säure	—
Ammoniak (NH <sub>3</sub> )	0,08 „ „ „
Eisenoxyd (Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )	29,0 „ „ „
Tonerde (Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )	3,1 „ „ „
Kalk (CaO)	311,2 „ „ „
Magnesia (MgO)	305,2 „ „ „

Das Wasser ist also stark eisen- und säurehaltig. Es enthält mithin Stoffe, die auf eine Grundwassersenkungsanlage nachteilig einwirken und insbesondere Eisenteile angreifen können.

## 2. Versuchsanlage.

a) Zweck und Einrichtung allgemein.

Die vorgeschilderte Lage der Baustelle in unmittelbarer Nähe des tiefen Wassers ließ die Befürchtung aufkommen, daß eine Trockenhaltung der Schleusenbaugrube nur mit unverhältnismäßig hohen Kosten möglich sei. Es wurde deshalb zunächst eine Versuchsgrundwassersenkung ausgeführt, und zwar an der Stelle der späteren Baugrube für das Außenhaupt (Abb. 1).

Der über dem Klei anstehende Sand und der obere Teil des Kleis wurden, soweit es ohne zu starke Quellenbildung möglich war, unter dem Schutz einer offenen Tageswasserhaltung ausgeschachtet. Dann wurden nacheinander drei Pumpenstaffeln auf +0,50, -3,00 und -5,50 m G. P. eingebaut.

Die Brunnen wurden von Geländehöhe aus gebohrt, und zwar so tief (-17,00 m G. P.), daß sie auch für die

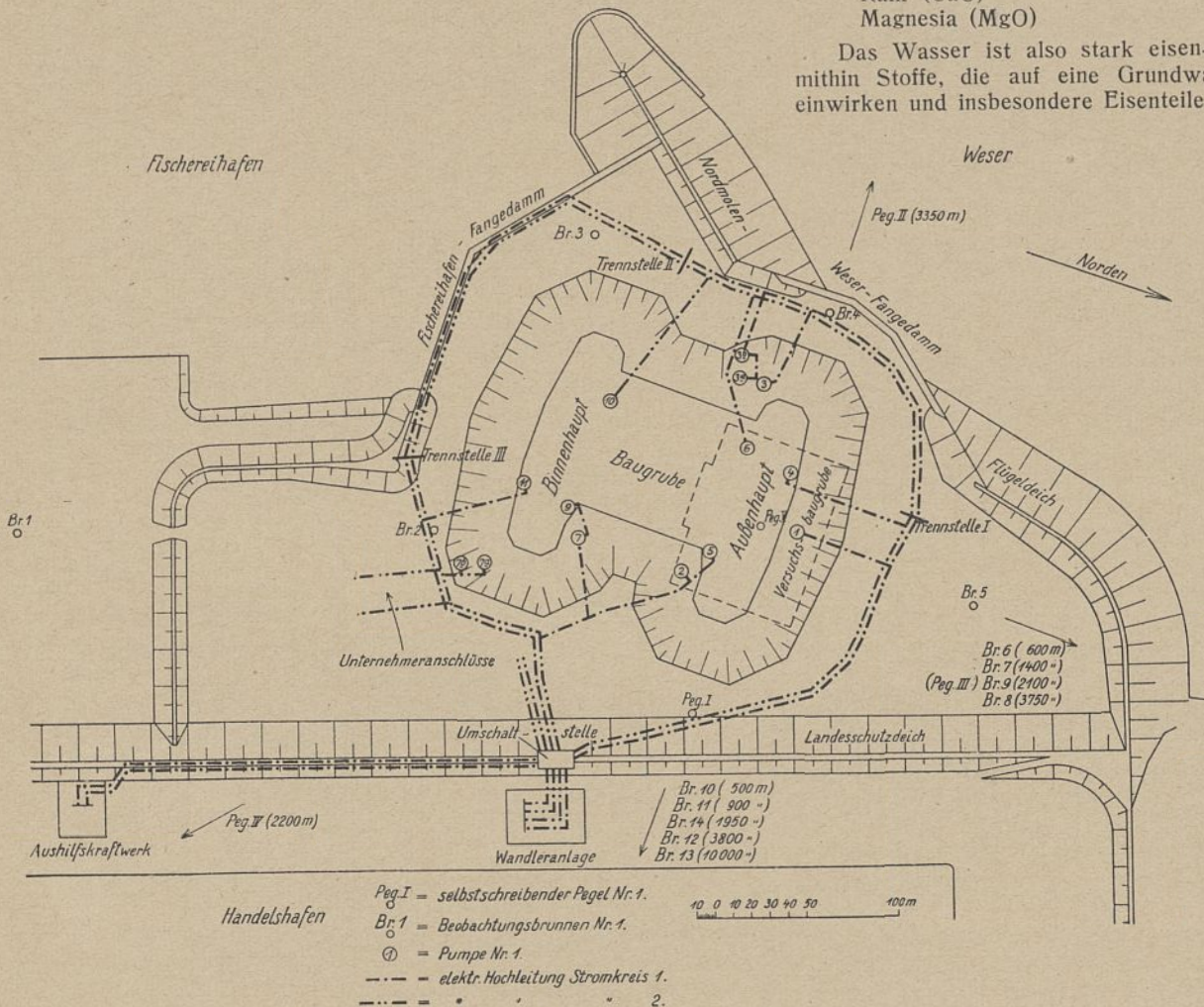


Abb. 1. Versorgung der Grundwassersenkungsanlage mit elektrischem Strom.

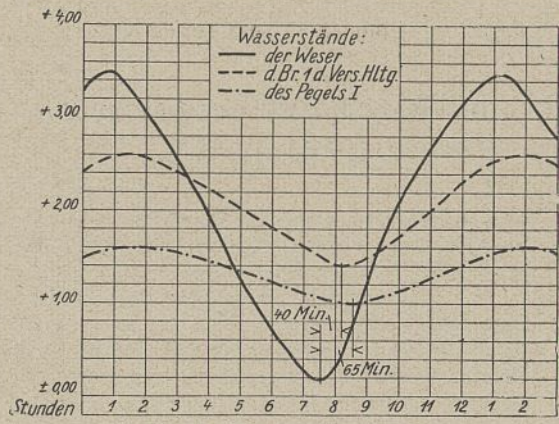


Abb 2. Verzögerungskurven.

tiefere Staffeln ausreichen und für diese keine besonderen Brunnen hergestellt zu werden brauchten. Es wurden 14 Stück ausgeführt in 2 gleich laufenden Reihen. Der Abstand der Reihen gegeneinander betrug 12 m, der Abstand innerhalb der Reihen 5,0, 7,5 und 10 m. Die Art der Brunnen ist im wesentlichen dieselbe, wie sie weiter unten bei der endgültigen Anlage als „gewöhnliche Brunnen“ beschrieben ist. Insbesondere war wie dort in jedem Abzweigrohr zum Brunnen ein Schieber und eine Rückschlagklappe eingebaut.

Die Saugleitung bestand aus teils 200 mm, teils 250 mm weiten flußeisernen Muffenrohren mit Gummiringdichtung. Um die Rohre bei Wassersschlägen infolge Versagens der Pumpen gegen ein Auseinanderreißen zu schützen, wurden sie nachträglich mit Rundeisenankern gegeneinander verspannt.

Die Druckleitung bestand aus 250 mm weiten flußeisernen Flanschenrohren.

Als Pumpen waren Kreiselpumpen der Firma Amag-Hilpert mit 250 mm weiten Anschlußstutzen und 6–7 cbm/min. Sollförderung bei 6–7 m Saughöhe gewählt. Der Antrieb erfolgte mittels Wolfischer Heißdampflokomoiblen mit Riemenantrieb. Die Anordnung ist aus Abb. 3 ersichtlich. Es wurden insgesamt 4 Pumpen und 4 Lokomoiblen von 25, 35, 50 und 70 PS benutzt. In den beiden unteren Staffeln waren jeweils beide Pumpen in Betrieb, in der höchsten dagegen nur eine der beiden Pumpen. Da bei der höchsten Staffel mit gleichzeitigem Betriebe beider Pumpen nicht gerechnet zu werden brauchte, so wurden sie hintereinander mittels eines gemeinsamen Anschlußrohres an die Saugleitung angeschlossen. Sollen beide Pumpen gleichzeitig laufen, so ist eine derartige Anordnung nicht zulässig. In diesem Falle müssen die beiden Pumpen nebeneinander geschaltet werden derart, daß jede einen besonderen Anschluß an die Saugleitung erhält. Außerdem ist zwischen den beiden Anschlüssen in der Saugleitung ein Absperrschieber anzuordnen, damit jeder Pumpe ihr eigenes Rohrnetz zugewiesen ist und beide völlig unabhängig voneinander sind. Arbeiten zwei Pumpen auf dasselbe Saugerohr, so stören sie sich gegenseitig in ihrer Wirkung, so daß die Leistung beider Pumpen nicht nennenswert größer ist als die einer einzigen. Ein versuchsweise vorgenommener gleichzeitiger Betrieb beider Pumpen der höchsten Staffel bestätigte diese Tatsache. Während jede Pumpe für sich allein 54 l/sek. förderte, leisteten beide zusammen nur 56 l/sek.

Ueber jeder Pumpe der Anlage war eine Rückschlagklappe angeordnet, um ein Leerlaufen der Saugleitung bei Versagen einer Brunnenrückschlagklappe oder aus anderen Gründen bei außer Be-

trieb befindlicher Pumpe zu verhüten. Das Wiederauffüllen etwa leer gelaufener Saugleitungen geschah aus der Druckleitung mittels einer Umdruckleitung mit Schieber um die Rückschlagklappe herum. Außerdem war in jeder Staffel ein Dampfinjektor an die Pumpen angeschlossen, der in 1–2 Minuten das gesamte Netz auffüllte.

Zur Beseitigung des Tagwassers waren in jeder Staffel 2 Tageswasseranschlüsse mit 100-mm-Anschlußrohren ausgeführt.

Beim Uebergang von einer Staffel zur nächsttieferen wurde unter der Saugleitung der oberen Staffel die der unteren fertig verlegt und die ganze untere Staffel bis auf die Brunnenanschlüsse betriebsfertig hergestellt. Dann wurden die Brunnen einzeln oben abgehängt und unten wieder angeschlossen. Sobald unten so viel Brunnen angeschlossen waren (2 Stück), daß eine Pumpe genügend Wasser hatte, wurde die untere Pumpe in Betrieb genommen. Während des weiteren Umbaus liefen beide Pumpen gleichzeitig, bis sämtliche Brunnen nach unten angeschlossen waren. Diese Art der Ausführung ermöglichte die Ingangsetzung der tieferen Staffel ohne jede Betriebsstörung.

Im Entwurf waren nur 2 Staffeln, und zwar auf –0,50 und –6,00 vorgesehen. Die Ausführung machte als Höhenlage +0,50 und –3,00 erforderlich. Zur Erzielung einer noch tieferen Absenkung wurde eine dritte Staffel auf –5,50 eingebaut. Da der Baugrubenaushub aber nur für den Einbau von 2 Staffeln berechnet war, konnte bei dieser dritten Staffel wegen Platzmangels nur die Hälfte der Brunnen an die Saugleitung auf –5,50 unmittelbar angeschlossen werden. Bei den restlichen Brunnen mußte die Saugleitung auf –3,00 liegen bleiben und mittels Kröpfung nach unten geführt werden. Bei dieser ungünstigen Anordnung ist eine nennenswerte weitere Absenkung mit der dritten Staffel nicht erzielt worden.

Die vorgeschilderte Art der Brunnenanordnung in zwei nahe beieinander liegenden gleichlaufenden Reihen in der Mitte der Baugrube (Abb. 4a) statt der sonst üblichen Anordnung am Umfange der Baugrube auf den Bermen der Böschungen (Abb. 4b) ermöglichte es, den Bodenaushub- und die Anzahl der Brunnen und damit die Kosten des Versuches auf ein Mindestmaß zu beschränken. Es mußte allerdings der Nachteil in Kauf genommen werden, daß das Grundwasser bereits bei normalem Betriebe aus den Böschungsfüßen austrat (Abb. 5, linker Böschungsfuß). Es bildete eine ständige Gefahr für die tiefliegenden Pumpen, bei denen es sich sammelte und durch

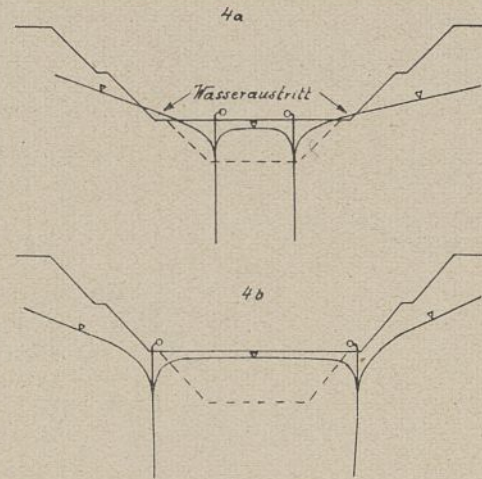
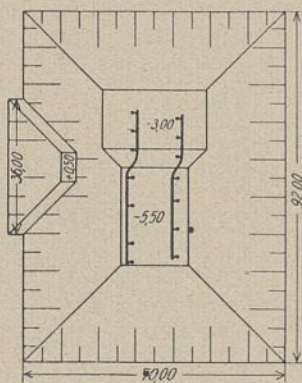
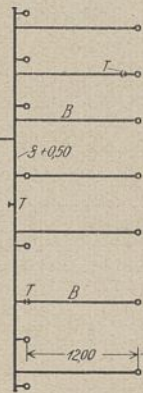


Abb. 4a u. 4b. Brunnenanordnung.

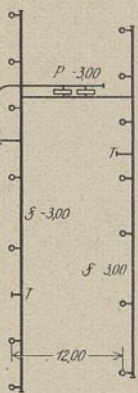
Grundriß der Versuchsbaugrube



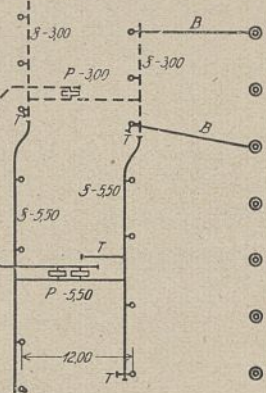
Staffel +0,50



Staffel -3,00



Staffel -5,50



- S = Saugleitung 250mm
- ƒ = " " 203 "
- D = Druckleitung 250 "
- B = Brunnenanschluß 100mm
- T = Tagwasseranschluß
- P = Pumpen
- = Brunnen d. Versuchsanlage
- ⊙ = Br. der endgültigen Anlage
- — — bestehende Leitung
- — — — — neuerlegte Leitung

Abb. 3. Pumpen und Rohrleitung der Versuchsanlage.

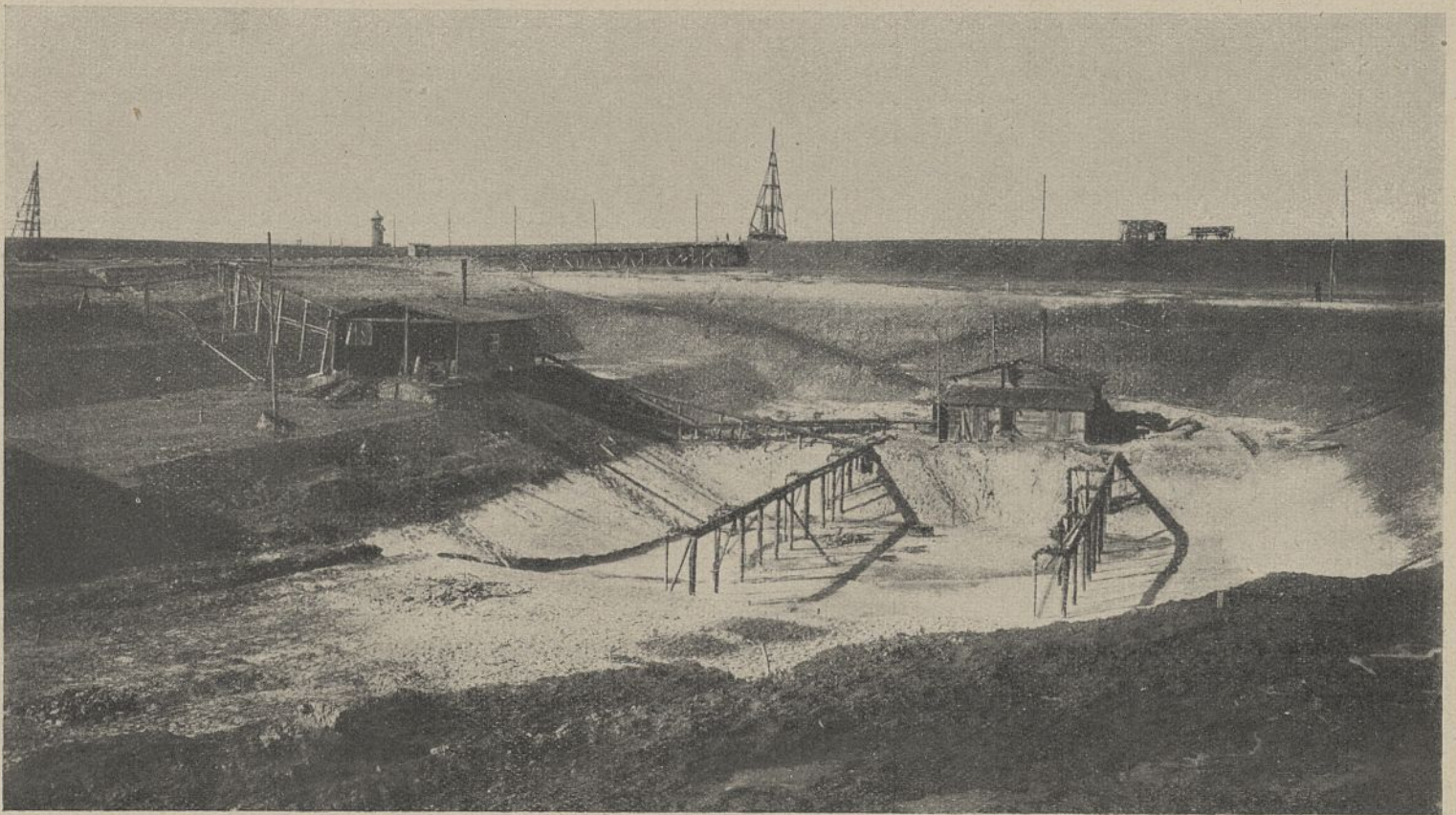


Abb. 5. Staffel — 3,00 der Versuchsanlage.

Tagewasseranschlüsse abgesogen werden mußte. Dieser Zustand verschlimmerte sich natürlich bei Störungen im Betriebe. Vor allem war dieser Umstand die Ursache, daß die dritte Staffel in einem Falle bis an die Achsen der Lokomobilen unter Wasser gesetzt wurde. Mit Hilfe der zweiten Staffel gelang es, den Schaden zu beheben. Weitere wesentliche Betriebsstörungen sind während der gesamten Dauer des Betriebes nicht eingetreten.

Mit Hilfe der Versuchsanlage wurde eine Absenkung des Grundwasserspiegels in der Mitte der Baugrube bis  $-6,80$ , also um rd.  $9$  m gegen seine ursprüngliche Lage, erreicht. Die mit Hilfe einer Meßrinne mit Ueberfallwehr (s. weiter unten) bei dieser Absenkung gemessene Wasserförderung betrug  $69$  l/sek. (=  $5$  l/sek. und Brunnen). Die Anlage wurde am 13. November 1920 in Betrieb genommen und am 22. Juli 1921 außer Betrieb gesetzt.

b) Ausbau.

Der Ausbau erfolgte ohne besondere Schwierigkeiten im Schutze der endgültigen Anlage. Die Brunnen wurden zum überwiegenden Teil einschließlich der Tresse in brauchbarem Zustande wiedergewonnen. Die Durchlässigkeit der Tresse war durch beginnende schwarze Verkrustung mit Schwefeleisen beeinträchtigt. In den

Druckrohren zeigten sich ringsum hellbraune Schlammablagerungen sehr wechselnder Stärke (im Mittel  $1$  cm).

Sandablagerungen, die auf Sandförderung der Brunnen schließen ließen, sind trotz der Verwendung der weitmaschigsten Syndikats-tresse (Nr. 8, d. h. 8 senkrechte Drähte auf  $1''$ ) weder an der Meßrinne noch in irgendeinem Teil der Anlage bemerkt worden.

Ausführung, Vorhaltung und Betrieb der Anlage waren der Firma Norddeutsche Wasserversorgungs-Gesellschaft m. b. H. Lüdeke & Co. in Bremen übertragen.

c) Ergebnisse.

Die Versuchsanlage hatte das Ergebnis, daß mit verhältnismäßig geringen Mitteln eine Absenkung des Grundwasserspiegels um  $9$  m bei einer Wasserförderung von  $69$  l/sek. erreicht wurde. Aus diesen Werten konnte beim Vergleich mit den von früheren Ausführungen, insbesondere Emden und Brunsbüttelkoog, her bekannten Zahlen ohne weiteres gefolgert werden, daß die für den Schleusenbau erforderliche Absenkung um  $15,1$  m (bis  $-12,5$  G.P., d. h.  $1$  m unter Bau-

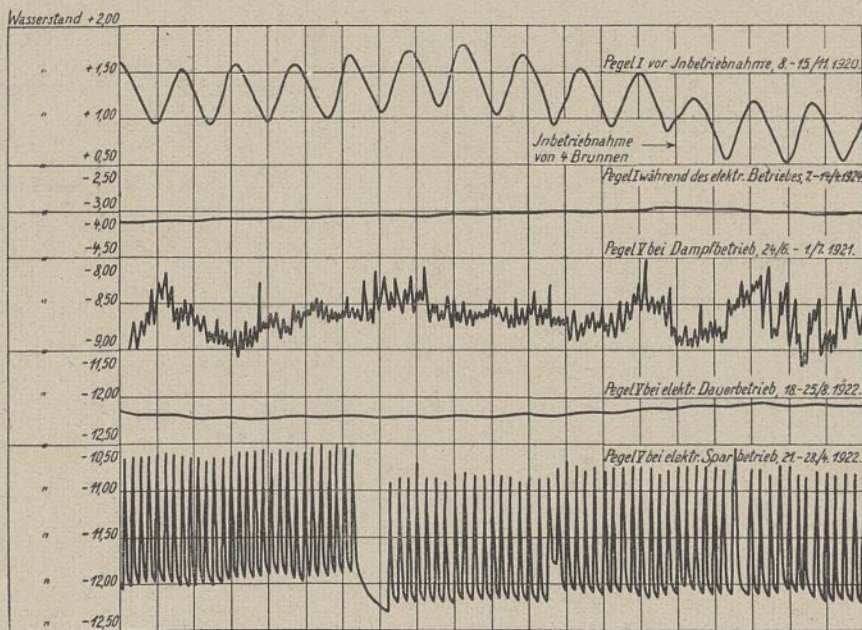
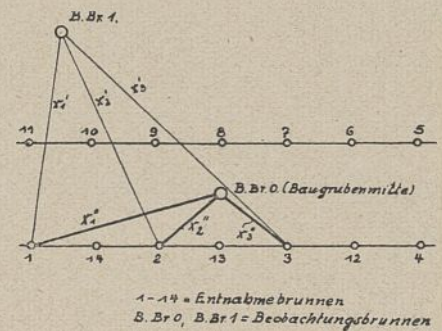


Abb. 6. Wasserstandskurven bei verschiedenen Betriebsarten.



1-14 = Entnahmebrunnen  
B.Br. 0, B.Br. 1 = Beobachtungsbrunnen

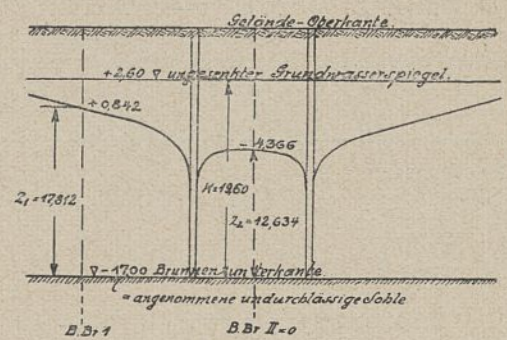


Abb. 7.

werkssohle) ohne besondere Schwierigkeiten möglich und auch wirtschaftlich sein würde.

Um genaueren Aufschluß über die beim Schleusenbau zu erwartende Wasserförderung zu erhalten, wurden umfangreiche Grundwasserbeobachtungen in der Baugrube und ihrer näheren und weiteren Umgebung gemacht. Die Einrichtungen hierfür waren im wesentlichen dieselben, wie sie weiter unten geschildert werden. Die Genauigkeit der Beobachtungen in der Baugrube und ihrer nächsten Nähe wurden durch das ungleichmäßige Arbeiten der Lokomobilen und das dadurch verursachte starke Schwanken der Wasserstände ungünstig beeinflusst. Bei elektrischem Antriebe, wie er bei der endgültigen Anlage vorhanden war, sind diese Schwankungen infolge des gleichmäßigeren Ganges erheblich geringer. Zum Vergleich sind in Abb. 6 Aufzeichnungen des Pegels V in der Baugrube bei Dampf- und elektrischem Antrieb beigefügt. Im Interesse der Gewinnung möglichst genauer Unterlagen für die rechnerische Auswertung, vor allem aber auch zur Vermeidung mancher Nachteile des unmittelbaren Dampfbetriebes, z. B. des großen Platzbedarfes für die Pumpensätze und des beschwerlichen und zeitraubenden Einbaues, sollte bei zukünftigen Ausführungen auch bereits bei der Versuchsanlage der elektrische Antrieb gewählt werden.

Auf Grund der gemessenen Wasserförderung und der beobachteten Grundwassersenkung ist die Bodenziffer zu  $k$  (s. weiter unten) = 0,000337, die bei einer Absenkung bis -12,50 zu erwartende Wassermenge zu 208 l/sek. rechnerisch ermittelt worden. Nachstehend ist die Berechnung in gekürzter Form wiedergegeben:

Zur Berechnung der bei der endgültigen Anlage zu erwartenden Wassermenge wurden die in „Grundwassersenkungsarbeiten bei Fundierungsarbeiten von Dr.-Ing. W. Kyrieleis, Berlin, Verlag von Springer“ angegebenen Formeln benutzt.

Bei sämtlichen Formeln, auf welche Annahmen sie sich auch aufbauen, ist zunächst die Bodenziffer  $k$  zu bestimmen, die die Durchlässigkeit des Bodens kennzeichnet und für dasselbe Material einen bestimmten Wert hat. Zur Bestimmung dieser Ziffer  $k$  (vergl. auch Hütte, 23. Aufl., III. Band, Seite 658 u. f.) sind möglichst umfangreiche Beobachtungen und Berechnungen auszuführen, damit falsche Zufallswerte ausgeschlossen werden.

Die Berechnung wurde mit Hilfe von Gleichung 36 im Kyrieleis ausgeführt:

$$1) \quad z_1^2 - z_2^2 = \frac{Q}{\pi k} \left( \frac{1}{n} \ln x'_1 x'_2 \dots x'_n - \frac{1}{n} \ln x''_1 x''_2 \dots x''_n \right)$$

oder:

$$2) \quad k = \frac{Q}{\pi(z_1^2 - z_2^2)} \left( \frac{1}{n} \ln x'_1 x'_2 \dots x'_n - \frac{1}{n} \ln x''_1 x''_2 \dots x''_n \right)$$

Die Bedeutung der Werte  $z$  und  $x$  ist durch Abb. 7 erklärt. Ferner bedeutet:  $n$  = Anzahl der Entnahmebrunnen,  $Q$  = geförderte Wassermenge in cbm/sek.

Die Formel besagt, daß man mit den Ablesungen zweier Beobachtungsbrunnen einen  $k$ -Wert berechnen kann, wenn gleichzeitig die geförderte Wassermenge bekannt ist. Dieser Wert gilt dann für die durch diese beiden Brunnen festgelegte Richtung. Um den  $k$ -Wert auch für andere Richtungen zu bekommen, ist die Berechnung jeweils für 2 weitere Brunnen zu wiederholen.

Im vorliegenden Fall wurden folgende Beobachtungsergebnisse zu Grunde gelegt:

Liste 1:

I. Betrieb der 1. Staffel (+ 0,50 G.P.):

$$Q = 52,16 \text{ l/sek.}$$

	Beobachtungsbrunnen						Bem.
	B.Br. 0*	B.Br. 1**	B.Br. 2**	B.Br. 4**	B.Br. 5**	PI**	
Arithmetisch. Mittel der Beobachtungen vom 27. 1. bis 8. 2. 1921.	- 4,366	+ 0,812	- 0,14	+ 0,14	- 0,17	- 0,386	* } vgl. Abb. 7 ** } vgl. Abb. 1

Liste 2:

II. Betrieb der 2. Staffel (- 3,0 G.P.):

$$Q = 68,62 \text{ l/sek.}$$

	Beobachtungsbrunnen						PI
	B.Br. 0	B.Br. 1	B.Br. 2	B.Br. 4	B.Br. 5	B.Br. 15	
Arithmetisches Mittel der Beobachtungen vom 11. 3. bis 24. 3. 1921	- 7,30	+ 0,32	- 1,09	- 0,79	- 1,16	- 5,24	- 1,59

Die Berechnung wurde zunächst für die 1. Staffel, für Beobachtungsbrunnen B.Br. 0 mit je einem der anderen Beobachtungsbrunnen

zusammen und dann, um auch die  $k$ -Werte für die tieferen Bodenschichten zu bekommen, ebenso für die 2. Staffel wiederholt. Es wurden also insgesamt 11 Berechnungen ausgeführt. Als Beispiel soll eine dieser Berechnungen im folgenden wiedergegeben werden; und zwar für Beobachtungsbrunnen B.Br. 0 und Br. 1 bei der 1. Staffel:

$$3) \quad k = \frac{0,05216}{\pi(17,812^2 - 12,634^2)} \frac{1}{14} \ln x'_1 x'_2 \dots x'_n - \frac{1}{14} \ln x''_1 x''_2 \dots x''_n$$

		$\Sigma[\ln x'] =$	$\Sigma[\ln x''] =$
$x'_1 = 394$	$x''_1 = 21$	= 5,97635	= 3,04452
$x'_{14} = 396$	$x''_{14} = 14$	+ 5,98141	+ 2,63906
$x'_2 = 398$	$x''_2 = 8$	+ 5,98645	+ 2,07944
$x'_{13} = 401$	$x''_{13} = 6$	+ 5,99396	+ 1,79176
$x'_3 = 404$	$x''_3 = 8,5$	+ 6,00141	+ 2,13833
$x'_{12} = 406$	$x''_{12} = 13,5$	+ 6,00635	+ 2,60204
$x'_4 = 407$	$x''_4 = 18,25$	+ 6,00881	+ 2,90389
$x'_5 = 396$	$x''_5 = 19$	+ 5,98141	+ 2,94444
$x'_6 = 394$	$x''_6 = 15,25$	+ 5,97635	+ 2,72419
$x'_7 = 392$	$x''_7 = 11$	+ 5,97126	+ 2,39790
$x'_8 = 388$	$x''_8 = 6$	+ 5,96101	+ 1,79176
$x'_9 = 385$	$x''_9 = 9,75$	+ 5,95324	+ 2,27625
$x'_{10} = 380$	$x''_{10} = 18,25$	+ 5,94017	+ 2,90389
$x'_{11} = 378$	$x''_{11} = 23$	+ 5,93489	+ 3,13549
		88,67307	35,37296

$$4) \quad \frac{\Sigma[\ln x']}{14} = \frac{88,67307}{14} = 5,97665;$$

$$5) \quad \frac{\Sigma[\ln x'']}{14} = \frac{35,37296}{14} = 2,52664.$$

$$6) \quad k = \frac{0,05216(5,9767 - 2,5266)}{(17,812^2 - 12,634^2)\pi} = \frac{0,05216(3,4501)}{(317,27 - 159,62)3,1416} = \frac{0,179957}{157,65 \cdot 3,1416} = \frac{0,17996}{495,27}$$

$k = 0,0003634$  = Bodenziffer in Richtung von B.Br. 1 nach B.Br. 0. (von Deichscharte nach Baugrubenmitte)

mit den  $k$ -Werten der 1. Staffel.

Die 11 Berechnungen ergeben nachstehende  $k$ -Werte:

Liste 3:

Richtung	für 1. Staffel	für 2. Staffel	Bemerkungen
0 - 1	0,000363	0,000366	Wegen der Klammerwerte siehe weiter unten.
0 - 2	352	359	
0 - 4 (Weser)	274 (327*)	287 (313*)	
0 - 5	300	311	
0 - 1	327	349	
0 - 15	-	387	

In vorstehender Zusammenstellung fällt auf, daß die  $k$ -Werte in Richtung auf die Weser niedriger sind als die übrigen. Die Berechnung erfolgte ebenso wie bei den übrigen Werten unter der Annahme, daß ein unbegrenztes Grundwasserbecken vorhanden sei. Es besteht aber die Möglichkeit, daß von der Weserseite her eine Infiltration und daher ein stärkerer Wasserandrang stattfindet. Um diese Frage zu untersuchen, soll die Grundwasserkurve in Richtung 0-4 (Weser) ermittelt werden.

Die bereits weiter oben angeführte Gleichung 36 im Kyrieleis lautet für den vorliegenden Fall:

$$7) \quad z_1^2 = \frac{Q}{\pi \cdot k} \left[ \frac{1}{n} \ln x'_1 x'_2 \dots x'_n - \frac{1}{n} \ln x''_1 x''_2 \dots x''_n \right] + z_2^2$$

In dieser Gleichung sind bekannt:

$$Q = 0,05216 \text{ cbm/sek. (s. Liste 1).}$$

$$k = 0,000274 \text{ (s. Liste 3).}$$

$$\frac{1}{n} \ln x''_1 x''_2 \dots x''_n = 2,52664 \text{ (s. Gl. 5)}$$

Gesucht ist  $z_1$ , d. h. die Wasserspiegelhöhe im Abstand  $x$  von Beobachtungsbrunnen B.Br. 0 entfernt. Die Berechnung wird für die 1. Staffel ( $Q = 0,05216$ ) und die 2. Staffel ( $Q = 0,06862$ ) und die Entfernungen  $x = 200$ ,  $x = 400$ ,  $x = 800$  und  $x = 1000$  m ausgeführt. Es ergeben sich für  $z_1$  folgende Werte:

Liste 4.

	1. Staffel	2. Staffel
$x = 200$	$z_1 = 18,1$	$z_1 = 17,4$
$x = 400$	$z_1 = 19,2$	$z_1 = 18,9$
$x = 800$	$z_1 = 20,22$	$z_1 = 20,25$
$x = 1000$	$z_1 = 20,63$	$z_1 = 20,66$

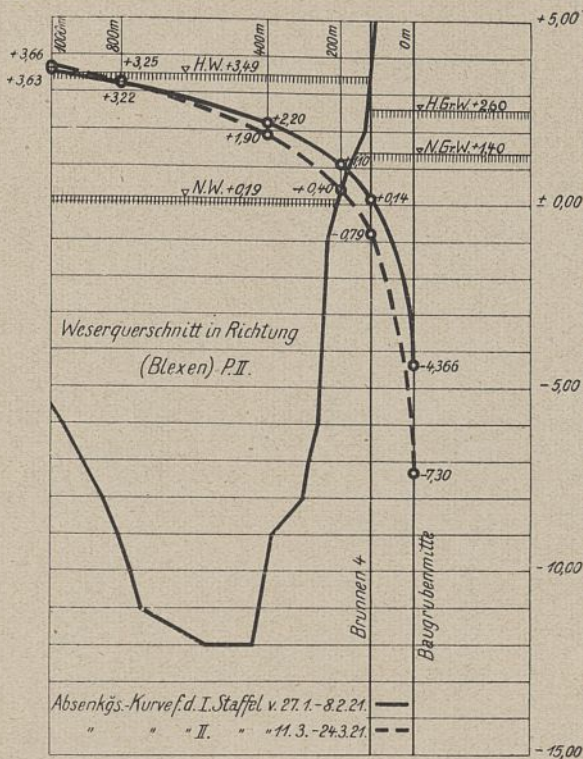


Abb. 8.

Die errechneten Werte sind in Abb. 8 zeichnerisch dargestellt. Es geht daraus hervor, daß beide Kurven (für die 1. und für die 2. Staffel) über den Grundwasserstand vor Beginn der Absenkung hinaus hochsteigen. Dies ist nur möglich, wenn in Richtung der Kurven (Richtung Blexen — Beob. Br. 4 — Baugrube) eine Infiltration von der Weser her stattfindet. (Daß die Kurven auch über das infiltrierende H.W. der Weser hinaus ansteigen, wird seinen Grund darin haben, daß sie mittels falscher Formel, die nicht auf die Infiltration Rücksicht nimmt, errechnet wurden.)

Die frühere Berechnung von  $k$  ist somit falsch. Sie ist mit einer Gleichung, die der Infiltration Rechnung trägt, zu wiederholen. Es ist dies die Gleichung 69 bzw. 70 im Kyrieleis, die für eine Grundwassersenkung neben einem Flusse gilt. Sie lautet:

$$8) \quad h_0^2 - z^2 = \frac{Q}{\pi \cdot k} (\ln y - \ln x),$$

oder

$$9) \quad k = \frac{Q}{\pi} \frac{\ln y - \ln x}{h_0^2 - z^2}.$$

Die Bedeutung der in dieser Gleichung enthaltenen Größen ist aus Abb. 9 zu ersehen.

Die Werte  $h_0$  und  $z$  sind für M.W. in der Weser einzusetzen. Die Spiegelhöhe in Beob. Br. 4 ist bei H.W. — 0,79 m. Die Spiegelschwankungen in Beob. Br. 4 von H.W. bis N.W. sind durch Messungen während der Zeit von einem H.W. bis zum nächsten zu 1,09 m festgestellt. Für M.W. ist die Spiegelhöhe also

$$= -0,79 - \frac{1,09}{2} = 1,335$$

mithin

$$10) \quad z = 15,665.$$

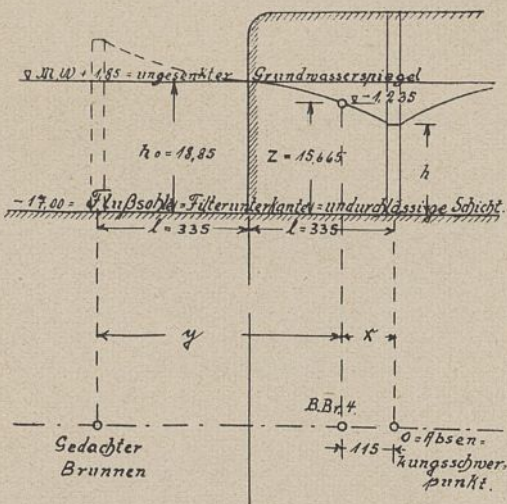


Abb. 9.

Als Flußufer bzw. Infiltrationsstelle wird der Schnittpunkt der Absenkungskurven mit der M.W.-Linie angenommen. Die Entfernung der Baustelle vom Infiltrationspunkt ergibt sich dann zu

$$11) \quad l = 335.$$

$$k = \frac{0,06862}{\pi} \frac{\ln(2 \cdot 335 - 115) - \ln 115}{18,85^2 - 15,665^2}$$

$$12) \quad k_{0-1} = 0,000327 \text{ (1. Staffel).}$$

In ähnlicher Weise ergibt sich mit den Beobachtungswerten der 2. Staffel

$$1) \quad k_{0-4} = 0,000313 \text{ (2. Staffel).}$$

Die Werte der beiden Gleichungen 12 und 13 sind in die Liste 3 statt der dort genannten einzusetzen. Dann ergibt sich als mittlere Bodenziffer:

$$14) \quad k_m = 0,000337.$$

Zur Berechnung der bei der endgültigen Grundwassersenkungsanlage zu erwartenden Wassermenge muß außer der Bodenziffer  $k$  auch der Wert  $R$  bekannt sein, d.h. die Reichweite der Absenkung bei der Versuchshaltung. Nach Gleichung 35 im Kyrieleis ist:

$$15) \quad H^2 - z^2 = \frac{Q}{\pi k} \left( \ln R - \frac{1}{n} \ln x_1 x_2 \dots x_n \right)$$

oder

$$16) \quad \ln R = \frac{(H^2 - z^2) \pi k}{Q} + \frac{1}{n} (\ln x_1 x_2 \dots x_n)$$

Mit den Beobachtungswerten der 2. Staffel ergibt sich:

in Richtung Beob. Br. 5, 6, 7 . . . . .	$R = 730$
in Richtung Beob. Br. 1, 10, 11 . . . . .	$R = 1290$
in Richtung Beob. Br. 2, 1, IV . . . . .	$R = 1610$
	$R^m = 1200$

Die Berechnung der bei der endgültigen Anlage zu erwartenden größten Wassermenge (d. h. beim Betrieb der Staffel — 8,80) erfolgte unter der Annahme, daß alle Brunnen die gleiche Wassermenge liefern. Das Wasser soll im Außenhaupt im Schnittpunkt  $a$  der Absenkungsachsen bis — 12,50 abgesenkt werden. Im Entwurf sind in der Staffel — 8,80 im Außenhaupt und im Binnenhaupt je 47 Brunnen, insgesamt in der Staffel — 8,80 also 94 Brunnen vorgesehen.

Zur Berechnung der Wassermenge wird die bereits früher benutzte Gleichung 35 im Kyrieleis verwandt in der Form:

$$17) \quad Q = \frac{(H^2 - z^2) \pi k}{\ln R - \frac{1}{n} \ln x_1 x_2 \dots x_n}$$

$$H = 21,40 \text{ m}$$

$$z = 6,30 \text{ m}$$

$$n = 94$$

$x_1, x_2 \dots x_{91}$  = Abstand der Entnahme-Brunnen 1, 2 . . . 91 von Punkt  $a$ .

Zur Vereinfachung der Berechnung sollen sämtliche 47 Entnahmebrunnen des Binnenhauptes im Schwerpunkt zu einem Hauptbrunnen  $B$  vereinigt gedacht werden. Der Punkt  $B$  wird rechnerisch ermittelt. Sein Abstand von  $a$  beträgt  $x_B = 109 \text{ m}$ :

$$18) \quad \frac{1}{n} \ln x_1 x_2 \dots x_n = \frac{1}{2} \left[ \frac{1}{47} \ln x_1 x_2 \dots x_{47} + \ln 109 \right]$$

Die Werte  $x_1, x_2 \dots x_{47}$  werden in der entsprechenden Entwurfszeichnung (hier nicht beigelegt) abgegriffen.

$$19) \quad \frac{1}{47} \ln x_1 x_2 x_3 \dots x_{47} = 3,7332$$

Die Einsetzung der Zahlenwerte in Gleichung 17 ergibt unter Beachtung der verschiedenen Reichweiten  $R$  und Bodenziffern  $k$  nach den verschiedenen Himmelsrichtungen und unter Beachtung von Abb. 10:

$$Q = \frac{\angle \varepsilon}{360} \frac{(21,4^2 - 6,30^2) \pi k_x}{\ln R_x - \frac{1}{2} (3,7332 + \ln 109)}$$

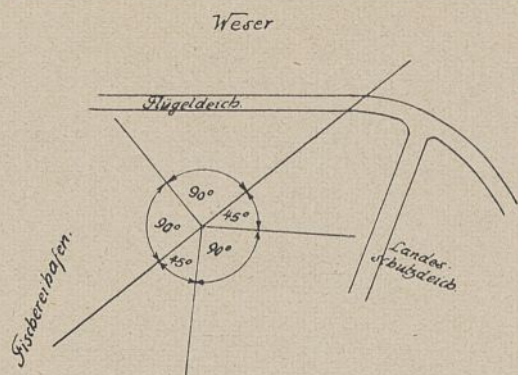


Abb. 10.

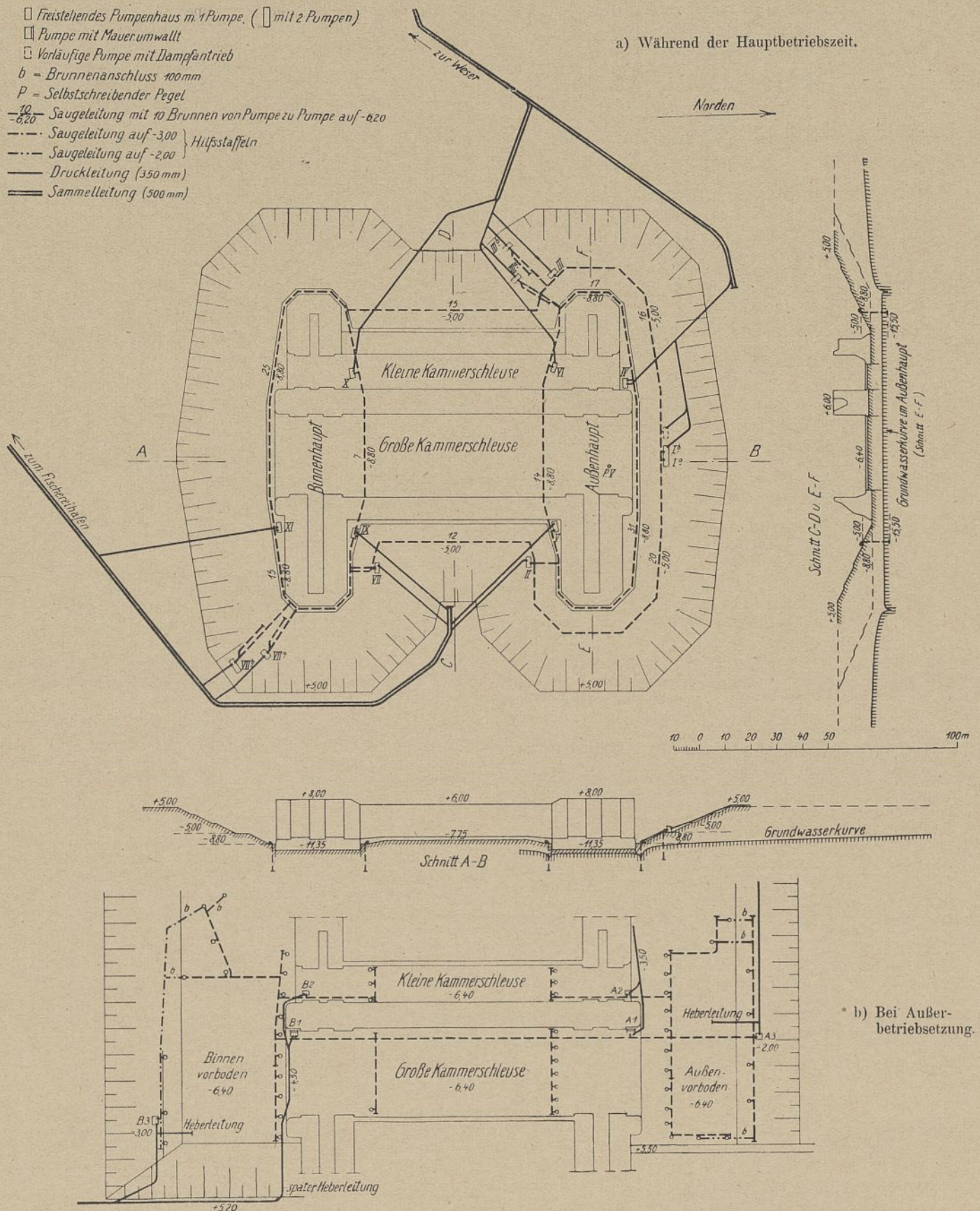


Abb. 11. Pumpen und Rohrleitungen während der Hauptbetriebszeit und bei Außerbetriebsetzung.

Die verschiedenen Werte für  $k_x$ ,  $R_x$  und  $\epsilon$  jeweils eingesetzt ergeben:

$$\begin{aligned}
 Q_{4/15} &= \frac{180}{360} \frac{418,27 \pi \cdot 0,000313}{\ln 335 - 4,2123} = 0,1284 \\
 Q_5 &= \frac{45}{360} \frac{418,27 \pi \cdot 0,000311}{\ln 730 - 4,2123} = 0,0215 \\
 Q_I &= \frac{90}{360} \frac{418,27 \pi \cdot 0,000349}{\ln 1290 - 4,2123} = 0,0389 \\
 Q_{2/1} &= \frac{45}{360} \frac{418,27 \pi \cdot 0,000363}{\ln 1610 - 4,2123} = \frac{0,0188}{0,2076} \\
 Q &= \Sigma(Q_{4/15} + Q_5 + Q_I + Q_{2/1}) \\
 Q &= 207,6 \text{ l/sek.}
 \end{aligned}$$

Die bei der endgültigen Anlage zu erwartende größte Wassermenge bei einer Absenkung bis  $-12,50$  beträgt demnach rd. 208 l/sek.

Demgegenüber betrug die bei dieser Absenkungstiefe bei der endgültigen Anlage wirklich geförderte Wassermenge 209 l/sek.

### 3. Die endgültige Anlage.

#### a) Aufbau.

##### I. Allgemeine Einrichtung.

Die Bauwerkssohle liegt an der tiefsten Stelle auf  $-11,35$  m G. P. Das Grundwasser mußte daher von  $+2,60$  (höchster Grundwasserstand) auf  $-12,5$ , also um rd. 15 m gesenkt werden. Im allgemeinen kann mit einem senkrechten Staffelmanne von 4 m gerechnet

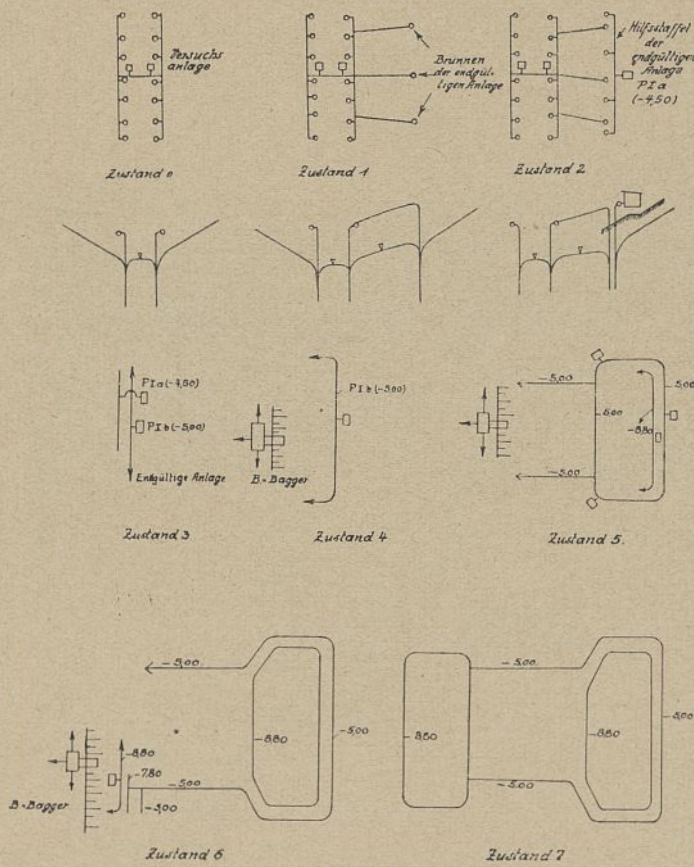


Abb. 12. Die Bauzustände.

werden. Demnach wären 4 Staffeln erforderlich gewesen. Bei der Entwurfsbearbeitung für die Grundwassersenkung wurde aber bereits damit gerechnet, daß die Versuchsanlage erzielte Absenkung ausgenutzt und dadurch im Außenhaupt die höchste Staffel gespart werden könnte. Es wurde ferner angenommen, daß im Binnenhaupt unter dem Einflusse der Absenkung im Außenhaupt noch eine weitere Staffel gespart werden könne. Demgemäß sind im Entwurf im Außenhaupt 3 Staffeln, -1,0, -5,0 und -8,8 und im Binnenhaupt 2 Staffeln, -5,0 und -8,8 vorgesehen.

Er wurde zu einem Zeitpunkt aufgestellt, wo die rechnerische Auswertung der Versuchsanlage noch nicht vorlag und auf Grund überschläglicher Ermittlungen noch mit erheblich größerem Wasserandrang gerechnet wurde. Infolgedessen sind in ihm noch erheblich mehr Pumpen vorgesehen, als für die Ausführung wirklich erforderlich waren.

Bei der Ausführung konnten gegenüber dem Entwurf im Außenhaupt und im Binnenhaupt noch je eine weitere Staffel gespart werden, so daß im Außenhaupt nur die beiden Staffeln auf -5,0 und -8,8 und im Binnenhaupt nur die Staffel auf -8,8 eingebaut zu werden brauchten (Abb. 11).

Sämtliche Staffeln wurden in Form von geschlossenen Ringen um die Häupter herum ausgeführt. Diese Anordnung ist außerordentlich betriebssicher. Scheidet aus irgendeinem Grunde eine Pumpe des Ringes aus, so kann jede beliebige andere Pumpe desselben Ringes durch entsprechende Verteilung der Brunnen auf die einzelnen Pumpen mittels der Abteilungsschieber in dem Saugering dafür einspringen, selbst dann noch, wenn gleichzeitig auch ein Teil der Saugleitung als betriebsunfähig ausfällt.

Die Ringform der Staffel gibt auch den günstigsten Wirkungsgrad, da die Wege des Wassers vom Brunnen zur Pumpe und damit die Reibungsverluste den geringsten Wert annehmen. Der Weg vom Brunnen zur Pumpe beträgt selbst in dem ungünstigsten Fall, daß nur eine Pumpe auf den ganzen Ring arbeitet, für die entferntesten Brunnen nur die Hälfte des Ringumfangs, während er bei offenem Ring oder Hufeisenform das Doppelte betragen kann.

## II. Außenhaupt.

Beim Uebergang zur endgültigen Anlage wurden zunächst einige Brunnen der Versuchsanlage auf der Nordböschung der Baugrube für das Außenhaupt an die Versuchsanlage angeschlossen und von dieser mitbetrieben (Abb. 12, Zustand 1). Unter dem Schutze dieser Brunnen wurde eine Hilfsstaffel auf -4,50, bestehend aus einer Kreiselpumpe mit Dampftrieb und einigen weiteren Brunnen der endgültigen Anlage eingebaut (Abb. 12, Zustand 2, Pumpe P I a).

Nach Inbetriebnahme der Hilfspumpe auf -4,50 wurde auf -5,0 der erste endgültige Pumpensatz mit elektrischem Antriebe

eingebaut (Abb. 12, Zustand 3, Pumpe P I b). Damit war die Versuchsanlage überflüssig geworden und konnte ausgebaut werden. Beim weiteren Einbau der Außenhauptstaffel -5,0 wurde nach beiden Richtungen längs der Baugrubenböschung vor Kopf (entsprechend den Pfeilen in Skizze Zustand 3) jeweils ein Brunnen gebohrt und sofort an die Pumpe angeschlossen. Auf diese Weise wurde mit dem Fortschreiten der Erdarbeiten der Ring weiter vorgetrieben und schließlich geschlossen (Abb. 12, Zustand 4).

Die Ausschachtung des Außenhauptes von Geländehöhe +5,00 bis -5,00 erfolgte durch einen in Geländehöhe laufenden Lübecker B-Bagger in einem Schnitt. Der unter -5,00 gelegene Teil der Baugrube bis zur Bauwerkssohle auf -11,35 wurde von Hand ausgeschachtet und mittels elektrischen Schrägaufzuges nach oben befördert. Unterhalb -8,80 wurde das Außenhaupt durch hölzerne Spundwände eingefäßt. Der Bauvorgang brachte es mit sich, daß bei der Mehrzahl der Brunnen der Staffel -8,80 zunächst die Brunnen gebohrt werden mußten und hinterher erst an der betreffenden Stelle gerammt wurde. Trotz des geringen Abstandes zwischen Brunnen und Spundwand, der stellenweise nur 1 m betrug, sind Schäden an den Brunnen infolge der Rammarbeiten an keiner Stelle festgestellt worden, ebenso nicht im Binnenhaupt, wo die Verhältnisse ähnlich lagen. Der Einbau der Staffel -8,80 erfolgte ohne besondere Schwierigkeit. Auf der Südseite des Außenhauptes, wo die Staffel nicht auf der Baugrubenberme lag, sondern die spätere Kammerbaugrube kreuzte, wurden keine weiteren Brunnen gebohrt. Es wurden vielmehr an dieser Stelle die gelegentlich der Herstellung der oberen Staffel zu diesem Zwecke bereits tief genug gebohrten Brunnen durch Abschrauben des oberen Teiles der Aufsatzrohre verkürzt und nach unten angeschlossen. Dadurch kam der entsprechende Teil des Saugringes auf -5,00 in Fortfall.

## III. Kammern.

Gleichzeitig mit der Handschachtung im Außenhaupt setzte der B-Bagger die Ausschachtung für die Schleusenammern fort. Hier lag die Baugrubensohle um rd. 4 bzw. 3 m höher als in den Häuptern, und zwar unter dem Sohlenpflaster der Durchfahrten auf -7,10 und unter den Mauern auf -8,40. Die Ausschachtung erfolgte in einem Schnitt bis zur Bauwerkssohle -7,10. Entsprechend dem Fortschreiten des Baggers wurden im Anschluß an die auf -5,00 liegende Staffel auf der östlichen und westlichen Böschungsberme längs der Kammern zwei Stränge auf -5,00 vorgetrieben. Demgemäß wurde die fertige Ausschachtung in jedem Augenblick von der Grundwassersenkungsanlage hufeisenförmig umfaßt.

## IV. Binnenhaupt.

Im Binnenhaupt (Baugrubensohle -11,35) griff der Bagger in einen Schnitt von Geländehöhe bis -8,80. Beim Uebergang in die größere Baugrubentiefe wurden in der Nordostecke zunächst einige Brunnen der auf -8,80 einzubauenden Staffel an ein aushilfsweise auf -7,80 verlegtes Stück Saugleitung angeschlossen und von -5,00 aus betrieben. Unter dem Schutz dieser Hilfsleitung wurde dann unter ihr das erste Stück der Saugleitung und die erste Pumpe auf -8,80 eingebaut. Der weitere Einbau der Staffel -8,80 erfolgte ähnlich wie früher bei der Staffel -5,00 im Außenhaupt dergestalt, daß nach beiden Richtungen längs der Baugrubenböschung vor Kopf Brunnen für Brunnen vorgetrieben wurde (Abb. 12, Zustand 6). Mit dieser einzigen Staffel gelang es, das ganze Binnenhaupt trocken zu legen (Abb. 13).

## V. Vorböden.

Die Baugrube und damit auch die Grundwassersenkungsanlage war zur Sicherung der umgehenden Deiche und Fangedämme zunächst nur für die eigentliche Schleuse ohne die Vorböden hergestellt worden. Als gegen Ende der Betonierungsarbeiten auch die Vorböden ausgeschachtet wurden, genügte es, in den Ecken der letzteren einige weitere Brunnen zu bohren, die an die vorhandene Anlage angeschlossen wurden. Die Aufstellung weiterer Pumpen wurde nicht erforderlich.

## VI. Reserveanlage.

Die Zahl der Absenkungsstaffeln hatte mithin auf zwei im Außenhaupt und eine im Binnenhaupt beschränkt werden können. Zur Sicherheit wurden im Außen- und Binnenhaupt, ohne weitere Brunnen zu schlagen, in senkrechten Abständen von je 4 m besondere Reservepumpen aufgestellt, deren höchste über dem ursprünglichen Grundwasserstand lagen (Abb. 14). Sie waren mit den Saugerringen der Brunnenstaffeln verbunden und besaßen außerdem je einen großkalibrigen Tagewasserrüssel, um auch aus der vollgelaufenen Baugrube saugen zu können. Die Anordnung dieser oberen Reservepumpen sollte es ermöglichen, auch nach längeren Betriebsstörungen die Anlage ohne langwierige Vorbereitungen in kürzester Zeit wieder in Betrieb zu nehmen. Diese Reserveanlage hat nicht in Tätigkeit zu treten brauchen.

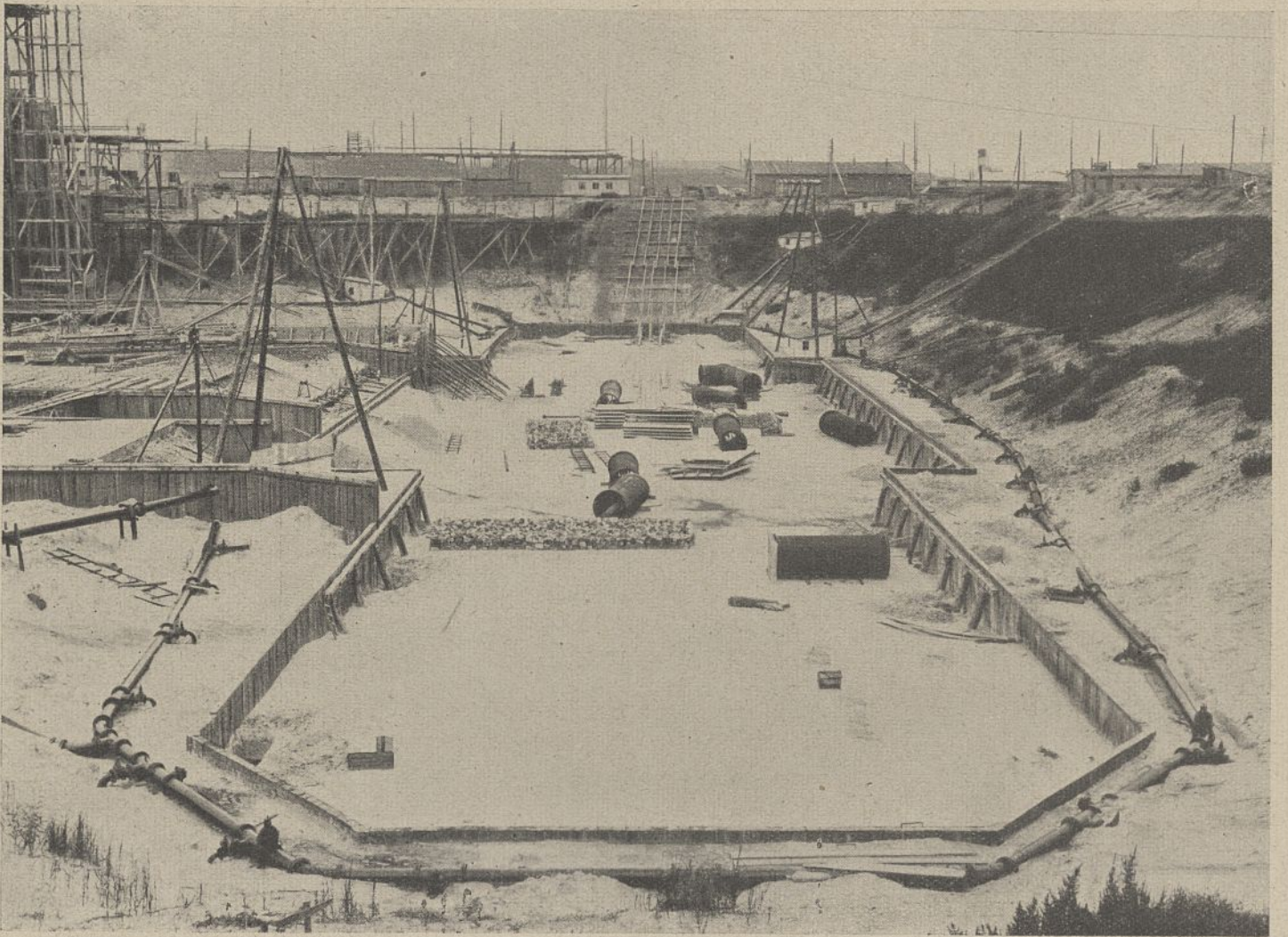


Abb. 13. Baugrube des Binnenhauptes mit Grundwasserstaffel auf  $-8,80$ .

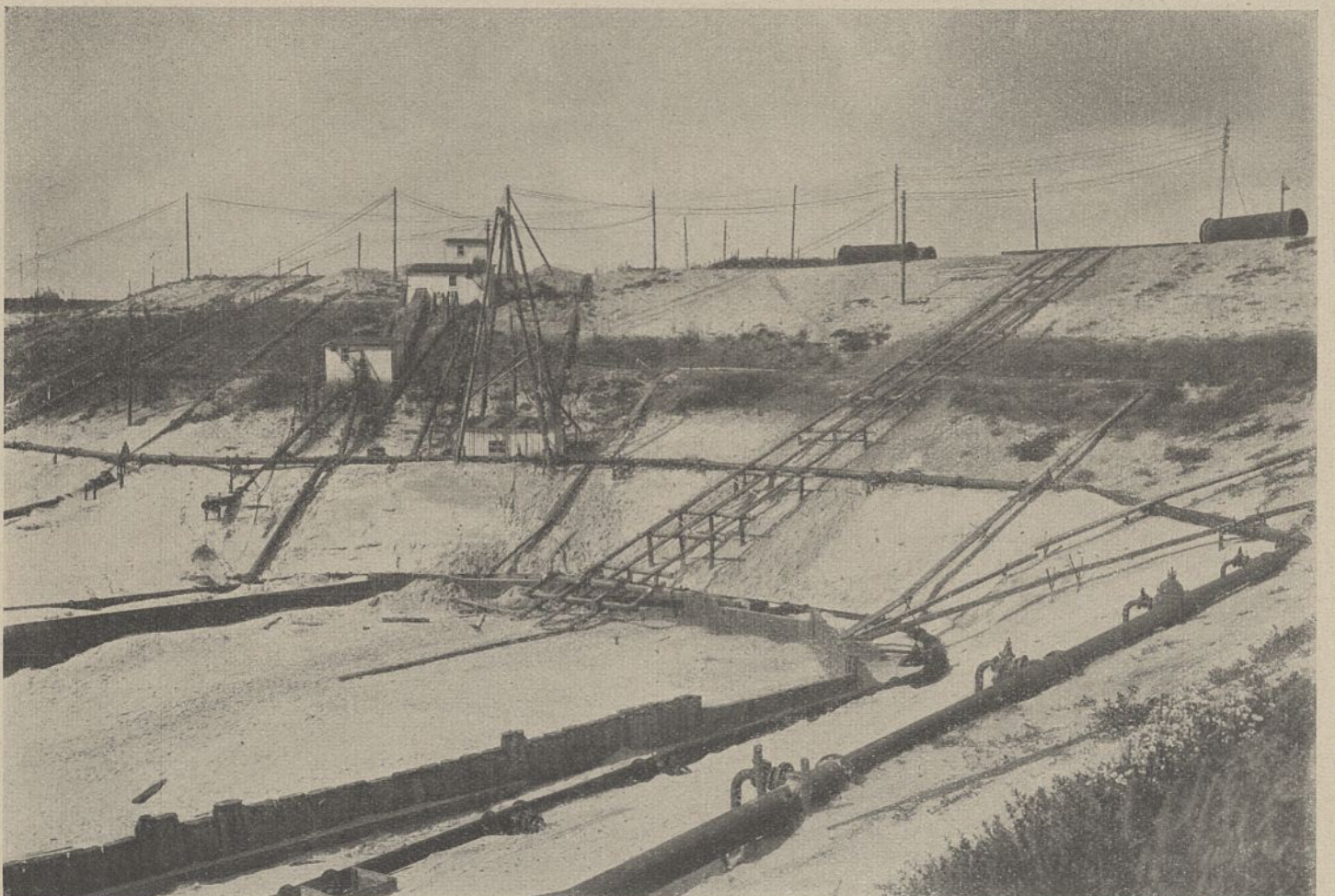


Abb. 14. Südwestecke des Außenhauptes mit den Staffeln  $-8,8$  und  $-5,00$ , sowie den oberen Reservepumpen.



b) Einzelheiten.

I. Brunnen.

Zur Vermeidung von Quellenbildungen unter der Schleusensohle ist größter Wert darauf gelegt worden, daß an keiner Stelle innerhalb der Spundwandumfassungen der Häupter und Kammermauern Brunnen gebohrt wurden. Dieser Grundsatz ist nur bei der Versuchsanlage durchbrochen worden. Irgendwelche Schäden durch die unter der späteren Bauwerkssohle hergestellten Brunnen haben sich bei der Bauausführung nicht ergeben.

Der Brunnenabstand war im allgemeinen bei der besonderen Art des Einbaues der Staffeln, dem Brunnenvorbau vor Kopf, gegeben durch die Forderung, daß die Absenkung durch den zuletzt gebohrten Brunnen ausreichen mußte, um den nächsten an die Saugleitung im Trocknen anschließen zu können. Er betrug in der Staffel —5,00 des Außenhauptes und längs der Kammern im Mittel 6,2 m. Um erforderlichenfalls nachträglich noch weitere Brunnen einbauen zu können, war in dieser Staffel zwischen je zwei Brunnen in der Saugleitung ein Anschlußstutzen für einen weiteren Brunnen vorgesehen. Der Brunnenabstand in den Staffeln auf —8,80 im Außen- und Binnenhaupt betrug im Mittel 4,5 m. Im Binnenhaupt konnte er, nachdem der Ring an den Baugrubenseiten hufeisenförmig vor Kopf vorgetrieben war, auf der vierten Seite (Südseite) auf 6,2 m erweitert werden, obgleich ein erheblicher Teil der Brunnen des Binnenhauptes mit dem unteren Teil des Filters in Tonschichten stand und die Absenkung dadurch naturgemäß ungünstig beeinflusst wurde.

Jeder Brunnen war mit Rückschlagklappe und Schieber versehen. Die Rückschlagklappe ist erforderlich, um bei Betriebsstörungen ein Zurücklaufen des Wassers aus den Rohrleitungen und Brunnen in die Baugrube zu vermeiden und ein sofortiges Wiederanlaufen der Pumpen nach Beendigung der Störung zu ermöglichen. Wenn ferner einzelne Brunnen aus irgendeinem Grunde (ungünstige Bodenverhältnisse, nachlassende Ergiebigkeit infolge Verkrustung), abzureißen drohen, müssen die Wasserstände in den Brunnen beobachtet und die Brunnen mit zu tiefem Wasserstand durch teilweises Schließen der Schieber gedrosselt werden. Auch muß jeder Brunnen für sich erforderlichenfalls (z. B. bei Sandförderung) durch völliges Schließen des Schiebers ganz abgestellt werden können. Die Anordnung der Brunnenschieber, die bei früheren Anlagen häufig nicht vorhanden waren, hat sich sehr bewährt und war für die hiesigen Verhältnisse unentbehrlich.

Die Brunnenlänge war in der Hauptsache auf das zulässige Mindestmaß von 10 m beschränkt. Mehrlänge war möglichst zur Vermeidung unnützer Wasserförderung vermieden. Die Brunnen bestanden aus 5 m langen, 15 cm im Lichten weiten, 3 mm starken, kreisgelochten verzinkten Filterrohren, die mit verzinkter Messing- oder Kupfertresse, vereinzelt auch reiner Kupfertresse, Syndikatsnummer Nr. 10, seltener auch Nr. 8 und Nr. 12, umspinnen waren. Zwischen Rohr und Tresse war ein Verteilungsgewebe (Untertresse) aus Messingdraht von 1 cm Maschenweite und 1 mm Drahtstärke angebracht. An das gelochte Brunnenrohr schloß sich ein oberes 5 m langes, eisernes Aufsatzrohr von 5 mm Wandstärke und 15 cm Lichtweite an. Ein 9,5 m langes, 10 cm im Lichten weites eisernes Einhängerrohr bildete das Saugrohr (Abb. 15 a). Das Filterrohr war an seinem unteren Ende mittels eines Holzpfropfens geschlossen. An diesem war ein eiserner Bügel zum Einhängen einer Zugvorrichtung angebracht, um ein Abreißen der Brunnen beim Ziehen zu verhüten. Die Brunnen wurden mit Hilfe eines 30 cm im Lichten weiten Bohrrohres eingebracht. Der Zwischenraum zwischen Filter- und Bohrrohr wurde mit Filterkies bis oben hin ausgefüllt. Zur zentralen Führung des Filterrohres im Bohrrohr beim Einsetzen und damit zur Gewährleistung eines ringsum gleichstarken Kiesfilters wurde der untere

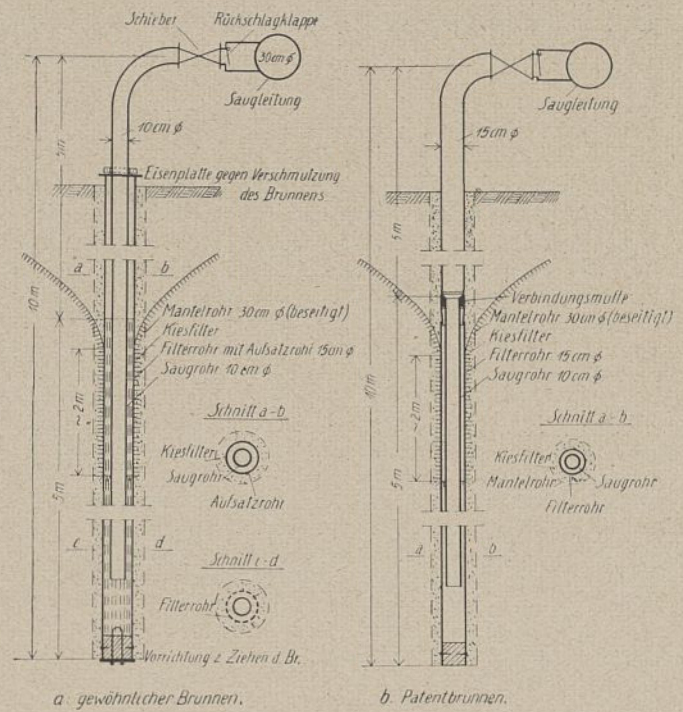


Abb. 15. Grundwasserbrunnen.

Holzpfropfen mit vier über Kreuz eingeschlagenen Drahtstiften versehen. Als Korngröße für den Filterkies war vorgeschrieben: 25 vH = 1 mm, 25 vH = 1—2 mm, 25 vH = 2—4 mm und 25 vH = 4—7 mm.

Der Zwischenraum zwischen Aufsatzrohr und Einhängerrohr war zum Schutz gegen Verschmutzung der Brunnen am oberen Ende des Aufsatzrohres mit einer 1 mm starken, dichten, ringförmigen Blechscheibe abgeschlossen. Zur Erleichterung ihrer Anbringung war sie an einer Stelle zentrisch aufgeschnitten. Um den Wasserstand im Brunnen jederzeit messen zu können, war sie mit einem einzölligen Loch versehen, das mit einem Holzpfropfen verschlossen war. Diese Vorrichtung hat sich sehr gut bewährt.

Außer diesen „gewöhnlichen Brunnen“ wurde eine Reihe von „Patentbrunnen“ eingebaut (Abb. 15 b). Sie unterschieden sich von den ersten dadurch, daß sie nur in der unteren Brunnenhälfte innerhalb des Filterrohres ein besonderes Einhängerrohr besaßen. Mittels einer besonderen Muffe war es an der Verbindungsstelle zwischen Aufsatz- und Filterrohr luftdicht an diese angeschlossen. In der oberen Brunnenhälfte diente das Aufsatzrohr in seiner ganzen Länge gleichzeitig als Einhängerrohr. Auf halber Brunnenlänge war daher der Querschnitt des Saugleitungs durchströmenden Wassers etwa 2½mal so groß wie bei den gewöhnlichen Brunnen. Diese Anordnung bezweckte die Verringerung der Reibungswiderstände in der Leitung und damit die Erhöhung des Wirkungsgrades. Sie hat in der vorliegenden Form den Nachteil, daß der Wasserstand im Brunnen nicht beobachtet werden kann. Dieser Nachteil wird sich aber in Zukunft durch Anordnung eines besonderen Beobachtungsrohres vermeiden lassen. Auch muß bei ihrem Einbau beachtet werden, daß ihre Verlängerung bzw. Verkürzung bei späterer Höher- oder Tieferlegung der Staffel sich schwieriger gestaltet als bei den einfachen Brunnen. Im übrigen haben sich die Patentbrunnen bewährt. (Schluß folgt.)

# Die Versinkungserscheinungen an der oberen Donau als zwischenstaatliche Wasserwirtschafts- und Wasserrechts-Frage.

Vom Professor **Heinrich Heiser**, Dresden.

(Alle Rechte vorbehalten.)

(Fortsetzung von Seite 40.)

## V. Die bisherigen Feststellungen über die Zusammenhänge zwischen Donau und Aachquelle.

Trotzdem bereits in der alten Tuttlinger Chronik von 1719 auf das Vorhandensein solcher Zusammenhänge hingewiesen ist, trotzdem sie nach Behauptungen, die wiederholt aus Baden geäußert werden, bereits seit unvordenklichen Zeiten bestehen sollen, gelang der erste bestimmte Nachweis dieser Zusammenhänge erst durch einen Versalzungsversuch, der im Herbst 1877 durch den damaligen Professor für Geologie an der Technischen Hochschule Karlsruhe, Geh. Hofrat Dr. A. Knop, im Auftrage der badischen Regierung ausgeführt und über den im Neuen Jahrbuch für Mineralogie 1878 (2) berichtet wurde.

Um die Fließdauer von der Donau bis zur Aach zunächst ungefähr zu ermitteln, wurden vier Fässer Schieferöl in die Versinkungsstelle an den Hattinger Weglöchern eingebracht. Die stärkste Einwirkung auf die Aach wurde nach 60 Stunden festgestellt.

Sodann wurden in die gleichen Stellen 200 Zentner Viehsalz eingebracht und die Wirkung auf die Wasser der Aachquelle durch deren quantitative Analyse auf Chlornatrium festgestellt. Nach etwa 20 Stunden waren die ersten Spuren der Versalzung in der Aach zu bemerken, nach 60 Stunden zeigte sich der Höchstwert und nach weiteren 30, also seit Versuchsbeginn 90 Stunden, war die Versalzung des Aachwassers beendet. Die mittlere unterirdische Fließgeschwindigkeit betrug also, bezogen auf die Entfernung von 12,5 km in der Luftlinie rd. 0,06 m/sk. Die Wasserschüttung der Aachquelle war während des Versuchs zu rd. 3500 l/sk festgestellt, so daß aus der quantitativen Analyse der Wiederaustritt von 185 Zentnern Chlornatrium aus der Quelle nachgewiesen werden konnte. Da das verwendete Viehsalz etwa 2 v H Verunreinigungen und 3—4 v H Wasser enthalten haben soll, so konnte mit Recht geschlossen werden, daß fast alles versenkte Salz nach der Aach abgeflossen und in ihr wieder zutage getreten ist. Danach wäre also der Schluß berechtigt, daß zur Zeit des Versuches das ganze am Hattinger Weg versunkene Wasser in der Aachquelle wieder ausgetreten ist. Damit war jedoch keineswegs der Beweis erbracht, daß diese Erscheinung nun für alle Versinkungsstellen in gleichem Maße zutrifft. Wie noch später zu erörtern sein wird, können noch andere Abflußwege als wahrscheinlich angenommen werden. Inwieweit die Abflußmenge aus der Aachquelle während des Versuches selbst richtig zu 3500 l/sk festgestellt ist, kann heute nicht mehr einwandfrei nachgeprüft werden.

Kurz nach diesen Versuchen hat der Fabrikbesitzer ten Brink, der hauptbeteiligte Wasserkraftbesitzer an der Aach weiter oberhalb in der Donau, wahrscheinlich also in der Nähe des sog. Brühl mit 10 kg in verdünnter Natronlauge gelösten Fluorescëins einen Färbungsversuch mit dem Erfolg unternommen, daß nach etwa 60 Stunden die Wasser der Aachquelle eine prachtvoll grünleuchtende Farbe annahm, die sie etwa 36 Stunden beibehielten.

Ein weiterer Färbungsversuch wurde nach Wilser im Jahre 1907 im Brühl mit Fluorescëin ausgeführt, der nach 48 Stunden eine schwache Färbung in der Aach bewirkte, die nach 75 Stunden ihren Höchstwert aufwies und mit 110 Stunden ihr Ende erreichte. Von diesem Versuche sollen schwache Farbspuren auch in der Stockach beobachtet worden sein.

Zur Feststellung des Zusammenhanges der Versinkungsstellen bei Fridingen mit der Aachquelle wurde am 26. August 1907 ein Färbungsversuch vorgenommen, durch den die Wasser der Aachquelle nach 200 Stunden am stärksten beeinflusst wurden (10). Die mittlere Fließgeschwindigkeit betrug also hier bei rd. 19 km Entfernung in der Luftlinie rd. 3 cm/sk. Um nun festzustellen, ob alles in den Fridinger Stellen versunkene Wasser an der Aach wieder zutage tritt, wurde nach einer Vereinbarung zwischen der württembergischen und badischen Regierung am 11. November 1908 ein Versalzungsversuch großen Umfanges vorgenommen, bei dem nicht weniger als 25 000 kg Viehsalz in eine Versinkungsstelle eingebracht wurden. Vom Zeitpunkt des Einbringens ab wurden die Wasser der Aachquelle in kurzen Zeitabständen auf ihren Gehalt an Chloriden untersucht und gleichzeitig die Quellschüttung gemessen. Vorher war der normale Gehalt des Aachwassers an Chloriden ermittelt worden.

Zwischen dem 11. und 26. November zeigten sich in der Aachquelle drei deutlich ausgeprägte Versalzungswellen, die nach Tafel 2 Ueberschüsse an Chlor (in Kochsalz ausgedrückt) enthielten.

Daraus ergab sich in den drei Wellen zusammen ein weit größerer Ueberschuß an Chloriden als der Einleitung bei Fridingen entsprach. Wenn aber beachtet wird, daß das Viehsalz selbst erheblich verunreinigt und wasserhaltig gewesen ist, so entspricht der Kochsalzüberschuß der zweiten Welle ziemlich genau der eingeführten Menge an Kochsalz. Da weiter auch die Strömungsgeschwindigkeit dieser zweiten Welle sich ziemlich gut mit der durch den Färbungs-

Tafel 2.

Welle	D a u e r		Ueberschuß an Kochsalz kg
	von	bis	
I	11. Nov. 4,0 p. m.	14. Nov. 4,0 a. m.	5 462
II	16. Nov. 1,0 p. m.	22. Nov. mittags	23 883
III	23./24. Nov. Mitternacht	25. Nov. 2,0 p. m.	13 337
Zusammen			42 682

versuch vom Jahre 1907 festgestellten mittleren Durchflußgeschwindigkeit deckt, so scheint der Schluß nicht unberechtigt zu sein, daß nur diese zweite Versalzungswelle ausschlaggebend durch die eingeführten Salzmengen erzeugt ist, während die beiden anderen auf fremde Ursachen zurückzuführen sein würden. Man vermutet, daß Regengüsse in den Tagen vom 11. bis 13. und vom 21. bis 24. November größere Mengen von Chloriden aus den Mengen künstlichen Düngers ausgelöst haben, die im Zuflußgebiet der Aachquelle im Jahre 1908 in größerem Ausmaße auf die Aecker gebracht worden waren, und daß diese die in die gleichen Tage fallenden Versalzungswellen in der Aachquelle erzeugt haben.

Beide Versuche haben jedenfalls ergeben, daß eine unterirdische Verbindung zwischen den Fridinger Versinkungsstellen und der Aachquelle besteht, sie können aber nicht als Beweis dafür angesehen werden, daß die bei Fridingen versinkenden Wassermassen jederzeit in vollem Umfange wieder an der Aach zutage treten. Das ist zunächst nicht ganz sicher für den Tag des Versuches selbst, darüber hinaus aber könnte durch einen auch in vollem Umfange geglückten Versalzungsversuch stets nur der augenblickliche Zustand und das augenblickliche Verhalten, niemals aber eine Regel mit der nötigen Sicherheit festgestellt werden. Es ist sehr wohl denkbar, daß unter gewissen zeitlichen Bedingungen der Gesamteinzug einer Versinkungsstelle an der Aach zutage tritt, während unter anders gearteten Bedingungen verschiedene Austrittsstellen gespeist werden oder sonst eine unterirdische Zurückhaltung versunkener Wassermengen erfolgt.

Zu weitergehenden Schlüssen wird man erst berechtigt sein, wenn an einer und derselben Stelle unter den verschiedensten zeitlichen Bedingungen angestellte Versuche stets das gleiche eindeutige Ergebnis geliefert haben werden.

## VI. Die jährliche Dauer der völligen Versinkung der Donau.

Die Aufzeichnungen über die Zahl der Vollversinkungstage gehen bis zum Jahre 1884 zurück, sie stammen aus dem württembergischen Amte für Gewässerkunde. Es hat fast den Anschein, als ob bis in die siebziger Jahre des vergangenen Jahrhunderts ein völliges Trockenfallen des Donaubettes unterhalb Immendingen bei Niedrigwasser nicht beobachtet ist. In der nachstehenden Zusammenstellung (Tafel 3) werden diese Zahlen über die Vollversinkung geordnet nach einzelnen Monaten und Kalenderjahren wiedergegeben.

Die jährliche Zahl der Vollversinkungstage schwankt in weiten Grenzen. In ausgesprochenen Trockenjahren ist sie naturgemäß am größten. Während in den Zeitraum von 1884 bis 1902 noch drei Jahre fallen, an denen die Donau niemals ganz versiegt ist, kommen in der größeren zweiten Hälfte der Beobachtungszeit Jahre ohne Vollversinkungstage nicht wieder vor. Bei weitem die größte Zahl von Vollversinkungstagen weisen die Jahre 1920 und 1921 mit 204 und 309 Tagen auf, hinter ihnen bleiben auch die ausgesprochenen Trockenjahre 1893 mit 172, 1904 mit 142 und 1911 mit 143 Vollversinkungstagen erheblich zurück.

Die vorstehende Zusammenstellung gilt für die Versinkungsstrecke unterhalb des Immendinger Wehres bis nach Möhringen. Oberhalb des genannten Wehres ist vor dem Jahre 1921 keine Vollversinkung beobachtet worden. Im Jahre 1921 war aber die Donau auch an dieser Stelle an 55 Tagen völlig trocken.

Bei der starken Schwankung in der Zahl der Vollversinkungstage in den einzelnen Jahren ist es kaum möglich, sich ohne weiteres aus der oben wiedergegebenen Zahlentafel ein Urteil darüber zu verschaffen, ob die Dauer der Vollversinkung in den letzten Jahren tatsächlich zugenommen hat oder ob nicht besondere Einflüsse, etwa eine ganz ungewöhnliche Trockenheit der letzten Jahre die überraschend hohe Zahl der in ihnen verzeichneten Vollversinkungstage veranlaßt hat.

Das Bild wird klarer, wenn man die Mittelwerte aus mehreren Jahren miteinander vergleicht, wobei man zweckmäßig so kurze Jahresreihen bildet, daß durch ihr Zusammenfassen nur die größten

Tafel 3.

Zusammenstellung über die Dauer der vollständigen Versinkung der Donau zwischen Immendingen und Möhringen in den Jahren 1884 bis 1923 (in Tagen).

Jahr	Monate												Zusammen
	Januar	Februar	März	April	Mai	Juni	Juli	August	September	Oktober	November	Dezember	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1884	—	—	—	—	—	2	31	31	7	—	—	—	71
1885	—	—	—	—	—	—	1	31	24	—	—	—	56
1886	—	—	—	—	—	—	11	25	—	—	—	—	36
1887	—	—	—	—	—	—	9	31	30	31	1	—	102
1888	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1889	27	2	—	—	—	—	—	—	21	—	—	—	50
1890	—	—	—	—	—	—	21	—	—	—	—	—	21
1891	29	28	3	—	—	—	—	19	30	31	14	—	154
1892	—	—	—	—	—	—	24	31	30	12	—	—	97
1893	20	3	—	—	—	22	31	31	30	31	4	—	172
1894	—	—	—	—	—	—	8	8	6	—	—	—	22
1895	—	—	—	—	—	—	—	31	30	31	13	—	105
1896	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1897	25	3	—	—	—	—	24	20	—	—	29	9	110
1898	—	—	—	—	—	—	11	18	30	31	19	—	109
1899	—	—	—	—	—	—	1	31	30	28	17	31	138
1900	—	—	—	—	—	—	—	12	15	14	—	—	41
1901	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1902	—	—	—	—	—	6	31	19	30	19	9	12	126
1903	—	—	—	—	—	12	30	22	30	13	—	—	107
1904	—	—	—	—	—	9	31	31	30	31	10	—	142
1905	16	6	—	—	—	—	29	11	—	—	—	—	62
1906	—	—	—	—	—	—	—	5	30	31	19	11	96
1907	9	19	—	—	—	—	13	31	30	31	30	9	172
1908	5	—	—	—	—	—	25	31	4	31	23	2	121
1909	13	—	—	—	—	9	—	31	30	5	14	—	102
1910	—	—	—	—	—	—	2	—	4	31	1	—	38
1911	—	9	—	—	—	—	20	31	30	31	22	—	143
1912	—	—	—	—	—	1	31	4	—	8	—	5	49
1913	—	—	—	—	—	27	24	31	30	31	12	—	155
1914	—	—	—	—	—	—	—	16	12	22	15	—	65
1915	—	—	—	—	—	14	28	31	22	28	14	—	137
1916	—	—	—	—	8	18	16	31	30	18	7	—	128
1917	4	22	—	—	—	17	31	13	1	8	—	9	105
1918	7	—	—	—	—	30	31	31	11	11	30	12	163
1919	—	—	—	—	—	—	26	31	31	30	31	15	164
1920	—	—	—	—	16	24	17	31	24	31	30	31	204
1921	13	—	21	30	31	30	31	31	30	31	30	31	309
1922	1	—	—	—	—	1	15	1	11	—	—	—	29
1923	—	—	—	—	25	18	31	31	30	13	—	—	148

Schwankungen ausgeglichen werden, daß aber noch größere periodische Verschiebungen erkannt werden können. Hierfür sind allgemein fünfjährige Mittel geeignet.

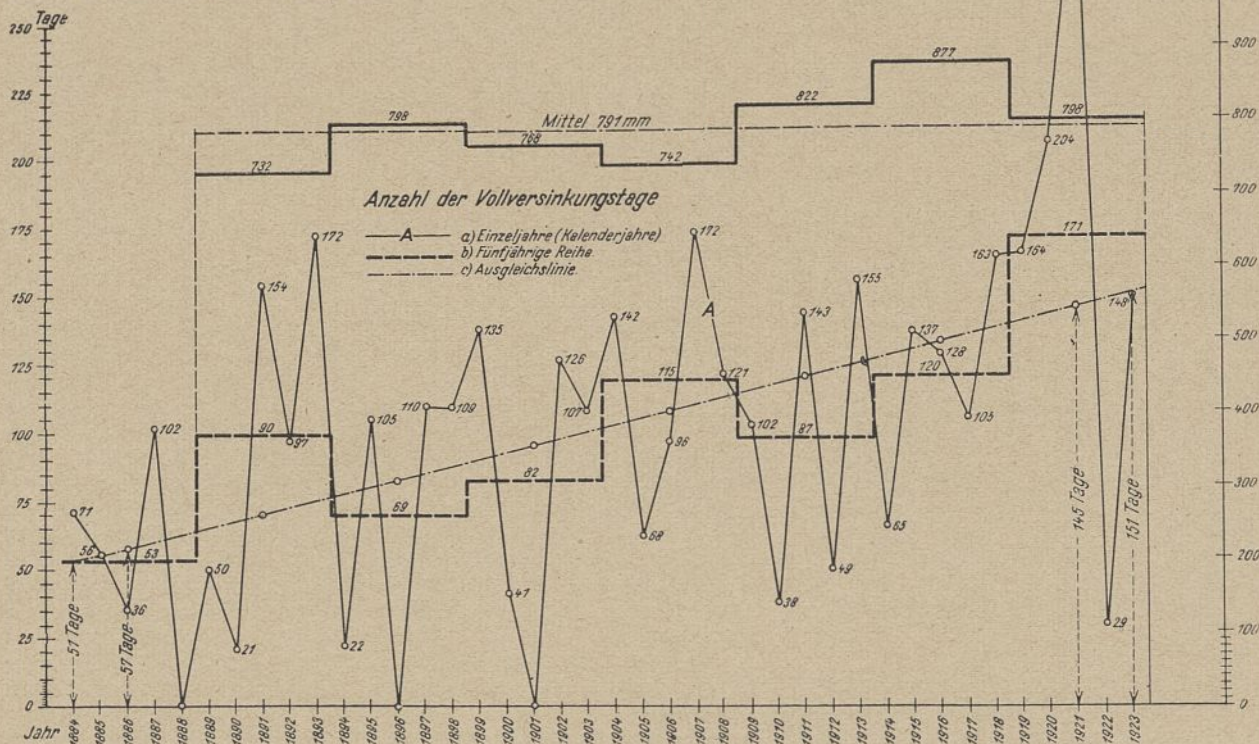


Abb. 9. Fünfjährige Mittel aus den Niederschlagshöhen der Stationen: Donaueschingen, Villingen, Stetten am Kalten Markt (Hartheim.)

Diese Mittelwerte sind in der nebenstehenden Zusammenstellung (Tafel 4) wiedergegeben und außerdem in Abb. 9 zeichnerisch dargestellt.

Tafel 4.

Fünfjährige Mittel der jährlichen Vollversinkungstage und der Niederschlagshöhen von Donaueschingen, Villingen und Stetten am Kalten Markt (Hartheim).

Jahrfünft	Vollversinkungsdauer (Tage)			Niederschläge (mm)	
	Beobacht. Mittelwert	Ausgeglichene Werte	Unterschiede	Fünfjährige Mittel	Unterschiede gegen langjährige Mittel
1884/1888	53,0	57,5	- 4,5	—	—
1889/1893	98,8	70,0	+ 28,8	732	- 59
1894/1898	69,2	82,5	- 13,3	798	+ 7
1899/1903	82,4	95,0	- 12,6	768	- 23
1904/1908	118,6	107,5	+ 11,1	742	- 49
1909/1913	97,4	120,0	- 22,6	822	+ 31
1914/1918	119,6	132,5	- 12,9	877	+ 86
1919/1923	170,8	145,0	+ 25,8	799	+ 8

Bemerkungen: Die Regenmeßstelle Stetten am Kalten Markt ist im Jahre 1912 als Ersatz für die aufgegebene Meßstelle Hartheim eingerichtet worden. Beide Orte finden sich in derart ähnlicher Lage, daß sie vermutlich gleiche Niederschläge aufzeigen werden. Bis einschließlich 1911 sind die Niederschlagsmessungen von Hartheim benutzt worden.

Das arithmetische Mittel der Niederschläge beträgt in der 35jährigen Reihe 1889/1923 = 791,2, rd. 791 mm.

Die Niederschlagsbeobachtungen vor 1889 konnten nicht benutzt werden (s. Text!).

In den Jahrfünften von 1884/1888 bis 1919/1923 steigt die Linie der Vollversinkungstage mit einigen Schwankungen aber doch ganz unverkennbar staffelförmig an. Diese Staffellinie ist in der Abbildung durch eine gerade Ausgleichslinie ersetzt worden, die nach der Methode der kleinsten Quadrate berechnet ist. Diese Linie steigt von Jahrfünft zu Jahrfünft um 12,5, also jährlich um 2,5 Tage an. Die den Mitten der Jahrfünfte entsprechenden Punkte dieser Ausgleichsgraden sind in die Zusammenstellung als „Ausgeglichene Werte“ übernommen.

Allgemein läßt sich feststellen, daß die Zahl der Vollversinkungstage in Trockenjahren wesentlich größer ist als in nassen und auch in normalen Jahren, dabei wird noch erwartet werden müssen, daß über eine Jahreswende bestehende Einwirkungen im Abflußvorgange die Beziehungen wesentlich beeinträchtigen und das normale Bild stören können.

Die Möglichkeit der Versinkung, damit die Zahl der Vollversinkungstage hängt weiter nicht nur von der jeweiligen Wasserführung der Donau, sondern wesentlich auch von dem jeweiligen Zustande der Versinkungsstellen selbst sowie von der Beschaffenheit des Flußbettes in ihrer Nähe, vom Grade des Pflanzenwuchses, der Verkräutung, den Kiesablagerungen, der mehr oder minder starken Ueberdeckung und Verstopfung der Versinkungsstellen, schließlich auch vom Auftreten mehr oder minder plötzlicher hoher und andauernder Anschwellungen im Flusse ab. Endlich kann man auch annehmen, daß das Aufnahme- oder Zurückhaltungsvermögen des Donauriedes zwischen Donaueschingen und Geisingen von bedeut-

samem Einfluß auf die Versinkungserscheinungen nach Menge und Dauer sein wird.

Je nach dem Zusammenwirken dieser verschiedenen Ursachen werden nun die Schwankungen im Abflußvorgang und die Abweichungen von einem als normal zu bezeichnenden Verhalten bald mehr, bald weniger stark ebenso sehr sich einer oberen wie einer unteren Grenze nähern. Durch Bildung nur fünfjähriger Mittel wird man diese natürlichen Schwankungen noch nicht ganz ausgleichen können. Man kann also auch nicht erwarten, daß die fünfjährigen Mittel der Zahl der Versinkungstage einem normalen Abflußvorgange entsprechen. Weiter aber ist der Schluß berechtigt, daß, wenn der Zustand des Flußbettes und der Versinkungsstellen unverändert bleibt, d. h. also, wenn sich die rein örtlichen Bedingungen für die Versinkungen nicht ändern, dann für noch längere Zeiträume, in denen mit einem genügenden Ausgleich im Abflußvorgang selbst gerechnet werden darf, die Zahl der Vollversinkungstage um eine mittlere horizontale für diesen längeren Zeitraum gültige Ausgleichsline nach oben und nach unten in gleichem Maße pendeln muß. Der Abstand, den die einzelnen aufgetragenen Werte für die Vollversinkungsdauer dann von dieser Ausgleichsline aufweisen würden, müßte ein einwandfreies Bild für die Abweichungen geben, denen der Abflußvorgang im einzelnen gegenüber dem langjährigen Mittel unterliegt.

Da im vorliegenden Falle ein vierzigjähriger Zeitraum benutzt werden konnte, so darf erfahrungsgemäß damit gerechnet werden, daß sich in ihm bereits die Abflußschwankungen zu einem genügend sicheren langjährigen Mittelwert ausgleichen. Danach müßten also die fünfjährigen Mittel der Vollversinkungstage sich in gleichmäßiger Verteilung nach oben und nach unten um eine wagerechte Ausgleichsline scharen, wenn der Zustand des Flußbettes und der Versinkungsstellen, wenn also die örtlichen Versinkungsbedingungen sich in dieser Zeit nicht geändert haben.

Die Auftragung in Abb. 9 zeigt jedoch ohne allen Zweifel, daß eine wagerechte Ausgleichsline für den vierzigjährigen Zeitraum ein unmögliches Bild geben würde, die steigende Neigung der Linie ist nur zu deutlich. Daraus muß der Schluß gezogen werden, daß auch die Vollversinkungen zugenommen haben. Die Aenderungen der Versinkungsdauer sind nun weder nach Ausmaß noch zeitlichem Eintreten bekannt. Wäre das der Fall, dann ließe sich für sie wieder eine richtige Ausgleichsline ermitteln und einzeichnen und die Abweichungen von dieser Linie würden wieder in Uebereinstimmung mit den Schwankungen des natürlichen Abflußvorganges stehen müssen.

Es kann nun dahingestellt bleiben, ob die in Abb. 9 eingetragene geneigte Ausgleichsline den wirklich eingetretenen Aenderungen der örtlichen Versinkungsbedingungen entspricht; es genügt im vorliegenden Falle, gezeigt zu haben, daß nur eine ansteigende Ausgleichsline in Frage kommen kann, d. h. also, daß die Versinkungsdauer eine größere geworden ist. Vielleicht würde eine gekrümmte Ausgleichsline mit schwächerem Anstieg in den ersten 20 Jahren und größer werdender Steigung in den letzten 20 Jahren des Gesamtzeitraumes (s. Abb. 11) den tatsächlich eingetretenen Aenderungen besser und richtiger entsprochen haben. Für die weiteren Untersuchungen genügt aber vorerst die gerade Ausgleichsline in zureichendem Maße.

Im ersten und letzten Jahre des Beobachtungszeitraumes sind tatsächlich beobachtet 71 und 148 Vollversinkungstage, nach der Ausgleichsline aber kämen 51 und 151 Tage in Frage. Die entsprechenden Zahlenwerte für das erste Jahrfünft 1884/88 und das letzte Jahrfünft 1919/23 sind: beobachtet 53 und 171 Tage, ausgeglichen 57 und 145 Tage.

Nach der Zahl der Versinkungstage wäre also das Jahr 1884 als trocken zu bezeichnen, das Jahr 1923 dagegen als normal. Leider können zum Vergleich die Wasserstandsaufzeichnungen an den Pegelstellen des Versinkungsgebietes, wie noch gezeigt werden wird, nicht gebraucht werden. Berücksichtigt man aber z. B. die Aufzeichnungen für den Pegel Sigmaringen an der oberen Donau, so ergibt sich, daß das Jahr 1884 tatsächlich als Trockenjahr anzusehen ist. Umgekehrt darf nach weiter unten folgenden Ausführungen das Jahr 1923 als normal in seinem Niedrigwasser-Abflußvorgang bezeichnet werden. Das nasse Jahr 1922 war in diesem letzten Jahrfünft nicht in der Lage, die Einwirkungen der beiden ganz ungewöhnlichen Trockenjahre 1920 und 1921 in der Mittelbildung auszugleichen. Daß diese beiden letzten Jahre aber sehr trocken, dagegen 1922 sehr feucht erscheinen, stimmt mit Beobachtungen in anderen Flußgebieten sehr gut überein. So weicht also das letzte Jahrfünft ziemlich bedeutend von einem langjährigen Durchschnittsverhalten ab, was in dem ausgeglichenen Jahrfünft-Mittelwert mit Recht berücksichtigt werden mußte.

Hiernach also hätte die Zahl der jährlichen Vollversinkungstage bei durchschnittlichen Abflußverhältnissen in den 40 Jahren von 1884 bis 1923 von 51 auf 151, d. h. um 100 Tage zugenommen. An dieser Tatsache kann auf Grund der vorliegenden Ausführungen kein Zweifel bestehen.

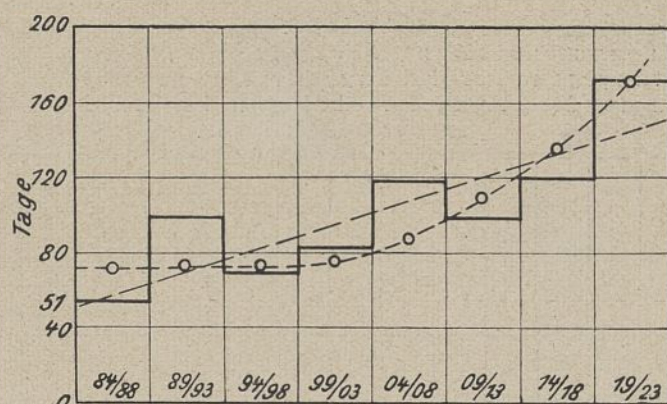


Abb. 10. Fünfjährige Mittel der Vollversinkungstage.

In einem von Professor Dr.-Ing. Ludin, Berlin, im Zusammenarbeiten mit Dr. J. L. Wilser im Auftrage der Aachinteressenten erstatteten Gutachten (11), dessen Niederschlag sich auch in zwei Veröffentlichungen Köblers<sup>8)</sup> und <sup>10)</sup> findet, wird die gegenteilige Auffassung vertreten. Es erscheint deshalb angebracht, auf die dortigen Ausführungen näher einzugehen und zu versuchen, diesen Widerspruch aufzuklären.

Ludin und Wilser verwenden die 35jährige Reihe 1884 bis 1918, aus der sie fünf- bis siebenjährige Mittel der Vollversinkungstage bilden.

In der folgenden Zusammenstellung — Tafel 5 — sind die von Ludin-Wilser ermittelten Werte Angaben gegenübergestellt, die auf Grund von Unterlagen des Württembergischen Amtes für Gewässerkunde und des Badischen Hydrographischen Büros sich ergeben.

Tafel 5.

Siebenjährige Mittel der Vollversinkungstage der Donau zwischen Immendingen und Möhringen für die Zeit 1884—1918.

Jahrfünft	Zahl der Vollversinkungstage nach		
	Ludin-Wilser	Württ. Amt für Gewässerkunde	Bad. Hydrogr. Bureau
1	2	3	4
1884/1890	48	48	48
1891/1897	94	94	94
1898/1904	95	95	95
1905/1911	103	105	103
1912/1918	85	115	106

Die drei Ermittlungen stimmen bis zum Jahre 1911 überein, der Unterschied für 1905/11 ist so unbedeutend, daß er vernachlässigt werden kann. Dagegen zeigen sich in den Angaben für die letzten betrachteten sieben Jahre wesentliche Unterschiede; Ludin-Wilser gegen die württembergischen Angaben 30 Tage weniger, gegen die badischen Angaben um 21 Tage zu wenig.

Die Ludinsche Zahl kann kaum richtig sein, da sie weder mit den amtlichen württembergischen, noch aber auch mit den badischen Zahlen übereinstimmt, die dem Gutachten doch zunächst wohl zur Verfügung gestanden haben. Dagegen können die Unterschiede zwischen den beiden amtlichen Zahlenwerten nicht so bedeutend genannt werden, daß an dem mit den württembergischen Zahlen in den vorhergehenden Ausführungen errechneten Ergebnis einer Zunahme der Vollversinkungsdauer eine Aenderung sich nötig machen wird.

Ludin wirft aber in seinem Gutachten noch die weitere Frage auf, die der Nachprüfung bedarf, ob eine Zunahme der Vollversinkungsdauer in den ersten 28 Jahren seines Ermittlungszeitraumes, wenn man sie zugestehen wolle, auf eine Vermehrung der Versinkung zurückzuführen sei oder nicht vielmehr auf eine Verminderung der natürlichen Wasserführung der Donau selbst. Zu dem Zwecke vergleicht Ludin, da ihm brauchbare langjährige Abflußmengen der Donau bei Immendingen ebenfalls nicht bekannt sind, den Gang der von ihm ermittelten Versinkungstage von Jahr zu Jahr von 1884 bis 1921 mit dem gleichzeitigen Verlauf der Niederschläge bei Donaueschingen und außerdem mit dem Abflußvorgange der Breg nach den Wasserstandsbeobachtungen am Pegel Hammereisenbach von 1910 bis 1921 für ein Gebiet von 158 qkm. Auch dieser Vergleich führt ihn zu einem die Zunahme der Versinkungen verneinenden Ergebnis.

Hierzu muß gesagt werden, daß von vornherein die Annahme einer ständigen Verminderung von Abflußmengen für einen fast

<sup>10)</sup> Regierungsbaumeister a. D. Köbler im „Bauingenieur“ a. a. O. und in „Das Problem der Donauversinkung“. Deutsche Wasserwirtschaft 1924, H. 8.

vierzigjährigen Zeitraum unter deutschen klimatischen Verhältnissen keinerlei Wahrscheinlichkeit für sich hat. Wie bereits ausgeführt wurde, pflegen unter deutschen und mitteleuropäischen klimatischen Bedingungen die jährlichen Abflussschwankungen derart ausgeglichen zu sein, wenn man einen vierzigjährigen Zeitraum der Betrachtung zugrunde legt, daß man eine einseitige Zunahme oder Abnahme nicht festzustellen vermag. Persönlich ist mir ein derartiger Fall nicht bekannt geworden. Selbst wenn man annimmt, daß sich im Abflussvorgang der deutschen Ströme eine ähnliche Wiederkehr abflußreicher und abflußarmer Jahresgruppen in etwa 35- bis 40jähriger Folge wiederholt, wie sie Brückner in den Niederschlägen des Zeitraumes 1831 bis 1885 festgestellt hat, so müßte sich innerhalb dieses vierzigjährigen Zeitraumes mindestens ein einmaliges Ansteigen und ein ebensolches Abfallen, nicht aber eine einseitige Aenderung bemerkbar machen.

Sprechen nun schon die allgemeinen Erfahrungstatsachen gegen die Ludinschen Ausführungen, so soll doch versucht werden, auf Grund erreichbarer Unterlagen, ihre Stichhaltigkeit näher nachzuprüfen.

Leider ist es nicht möglich, einen unmittelbaren Vergleich zwischen der Zahl der Vollversinkungstage und dem Abflussvorgang selbst anzustellen, da langjährige Abflussmengenfeststellungen von der oberen Donau fehlen. Es bleibt also nur der Vergleich mit den Niederschlägen übrig.

Kann man einen unveränderten Zustand des Flußbettes und der Versinkungsstellen annehmen, dann muß eine Beziehung zwischen der Zahl der Vollversinkungstage und der Stärke und der Dauer des Niedrigwassers der Donau bis etwa zur Höhe des Mittelwassers vorhanden sein. Stärke und Dauer des Niedrigwassers sind aber ihrerseits wieder abhängig von der Höhe und jahreszeitlichen Verteilung der Niederschläge, der wechselnden Stärke der Verdunstungskraft, der Lufttemperatur, der Boden- und Luftfeuchtigkeit usw. Daraus geht schon hervor, daß man eine eindeutige Beziehung zwischen den Niedrigwassererscheinungen und den Niederschlagshöhen in den einzelnen Jahren nicht erwarten kann; noch weniger wird das der Fall sein zwischen den Niederschlägen und der Zahl der Vollversinkungstage in einem einzelnen Jahre.

Das Verfahren Ludins, einzelne Jahre miteinander zu vergleichen, kann deshalb zu einem brauchbaren Ergebnis nicht wohl führen. Es ist nötig, hier ein ähnliches Verfahren anzuwenden, wie es bei der Untersuchung über die Zunahme der Zahl der Vollversinkungstage bereits geschehen ist, in dem man den Vergleich nur auf Mittelwerte aus mehreren Jahren (zweckmäßig auch hier wieder Jahrfünften) ausdehnt, weil in ihnen die verschiedenen auf den Abflussvorgang einwirkenden Ursachen sich wenigstens bis zu einem gewissen Grade gegeneinander ausgeglichen haben.

Da es sich nur darum handelt, den allgemeinen Gang der Niederschläge von Jahrfünft zu Jahrfünft festzustellen, weil genaue maßstäbliche Beziehungen nicht hergestellt zu werden brauchen, so kann davon abgesehen werden, die mittlere Niederschlagshöhe für das ganze obere Donauebiet bis Immendingen selbst zu errechnen, wozu auch die Unterlagen gefehlt haben würden, immerhin ist dabei die Beschränkung auf den einen Regenmesser von Donaueschingen, den Ludin nur benutzt, wegen der möglichen Abhängigkeit von örtlichen Besonderheiten nicht ganz zu billigen. Es erschien deshalb zweckmäßiger, wenigstens die Beobachtungen der beiden weiteren Stationen Villingen und Hartheim — dieses bis 1912, nachher Stetten am Kalten Markt, das ähnlich wie Hartheim liegt — zu benutzen; von diesen drei Stationen wurden die arithmetischen Mittel der Niederschlagswerte benutzt.

Die Niederschlagsbeobachtungen an den staatlichen badischen Regenmessstellen haben nach Peppeler<sup>20)</sup> vor 1888 infolge eines Baufehlers der Regenmesser viel zu große Ergebnisse geliefert. Aus diesem Grunde mußte das erste Jahrfünft 1884/1888 ausgeschaltet werden, so daß nur die 35jährige Beobachtungsreihe 1889/1923 mit sieben Jahrfünft für den Vergleich zur Verfügung steht. Weitere geschlossene Beobachtungsreihen für die Jahre 1888/1923 aus dem dortigen Bereich waren nicht zu ermitteln.

Die Ergebnisse dieser Feststellungen sind ebenfalls in der Zusammenstellung (Tafel 4 und in Abb. 9) aufgenommen. Die Jahrfünftmittel der Niederschläge zeigen in den ersten 20 Jahren im großen und ganzen ein Pendeln um die Mittellage, im nächsten Jahrfünft ein scharfes Ansteigen und im letzten wieder ein Absinken bis etwa zur Mittellage. Ähnlich wie die Niederschläge werden sich ohne Zweifel die Abflussmengen in der Donau (oberhalb Immendingen) verhalten haben. Demgegenüber verläuft aber die Linie der Vollversinkungstage ganz anders. Hätten in der Hauptsache die Niederschläge und die von den Niederschlägen abhängigen Abflussmengen in der Donau die Schwankungen in der Zahl der Versinkungstage verursacht, so müßte der Gang ihrer Fünfjahr-Mittel gerade umgekehrten Verlauf aufweisen, wie den der Niederschläge.

Die Staffel der Vollversinkungstage müßte also etwa bis zum Jahrfünft 1904/1908 um eine Mittellage pendeln, dann scharf absinken, um schließlich bis zum Ende des Beobachtungszeitraumes wieder zur Mittellage anzusteigen; dabei müßte sich wie bei den Niederschlägen für den ganzen Zeitraum eine etwa wagerechte Ausgleichsline eintragen lassen. Der Augenschein lehrt, daß die Versinkungsstaffel ein wesentlich anderes Verhalten zeigt.

Besteht der soeben entwickelte Gedankengang zu Recht, so muß sich aber eine gewisse Uebereinstimmung ergeben, wenn man die Abweichungen der fünfjährigen Mittel des Niederschlags von ihrer Ausgleichsline mit den Abweichungen der Vollversinkungstage von der früher ermittelten gerade oder gekrümmt ansteigenden Ausgleichsline vergleicht, wobei jeweils einer positiven oder + Abweichung der Niederschläge eine negative oder — Abweichung der Versinkungstage entsprechen müßte und umgekehrt. Für die gerade ansteigende Ausgleichsline erhält man das folgende Verhältnis:

Tafel 6.

Abweichung der Jahrfünftmittel der Niederschläge und der Vollversinkungstage von ihrer Ausgleichsline:

	Im Jahrfünft:						
	89/93	94/98	99/03	04/08	09/13	14/18	19/23
Niederschlag .....	—	+	—	—	+	+	+
Versinkung .....	+	—	—	+	—	—	+

Hierbei zeigen sich also noch Unstimmigkeiten in den Jahrfünft 1899/1903 und 1919/1923, während im übrigen der allgemeine Gang der Erscheinungen von Jahrfünft zu Jahrfünft übereinstimmt. Wesentlich besser ist die Uebereinstimmung bei Verwendung der gekrümmt ansteigenden Ausgleichsline der Versinkungstage. Wählt man sie, wie in Abb. 10 bis 1899/1903 nahezu wagerecht, dann allmählich schärfer und schärfer ansteigend, so erhält man bei einem gleicherweise durchgeführten Vergleich folgende Werte:

Tafel 7.

Abweichungen der Jahrfünftmittel der Niederschläge und der Vollversinkungstage von ihren Ausgleichslinien.

	Im Jahrfünft:							
	84/88	89/93	94/98	99/03	04/08	09/13	14/18	19/23
Beobachtete Zahl der Vollversinkungstage	53	99	69	82	119	97	120	171
Vollversinkungstage nach der gekrümmten Ausgleichsline	70	71	72	74	87	107	135	171
Unterschiede: .....	-17	+28	-3	+8	+32	-10	-15	± 0
Abweichungen der Niederschläge .....	—	-59	+7	-23	-44	+31	+86	+8

In Abb. 11 sind die Werte der beiden letzten wagerechten Reihen aufgetragen, aus ihnen ergibt sich, daß die noch bei Anwendung einer geraden steigenden Ausgleichsline vorhandenen Widersprüche fast vollständig verschwunden sind. Hiernach kann also den Schlußfolgerungen Ludins nicht beigepflichtet werden, vielmehr ergibt sich aus der Untersuchung folgendes:

1. Seit 1884 hat die Zahl der Vollversinkungstage ständig zugenommen.

Nimmt man eine gleichmäßige Zunahme an, so beträgt sie im Jahresdurchschnitt etwa 2,5 Tage, nach der gekrümmten Ausgleichsline ist die Zahl der Versinkungstage ständig im Wachsen.

2. Diese Erscheinung läßt sich aus einem Wechsel der Niederschläge und einer Aenderung der Abflussmengen der Donau nicht erklären.

3. Sie kann daher nach dem Stande unserer gegenwärtigen Erkenntnis der Vorgänge an der Donau nur durch eine Zunahme der zwischen Immendingen und Möhringen aus der Donau selbst versinkenden Wassermassen erklärt werden.

Zu dem gleichen Ergebnis, daß die Zahl der Vollversinkungstage erheblich in den letzten 40 Jahren zugenommen hat, kommt auch Köbler in seiner Veröffentlichung im „Bauingenieur“ (6), in der er

<sup>20)</sup> Dr. Wilhelm Peppeler, Die Niederschlagsverhältnisse in Baden auf Grund dreißigjähriger Beobachtungen von 1888 bis 1917. Karlsruhe 1922.

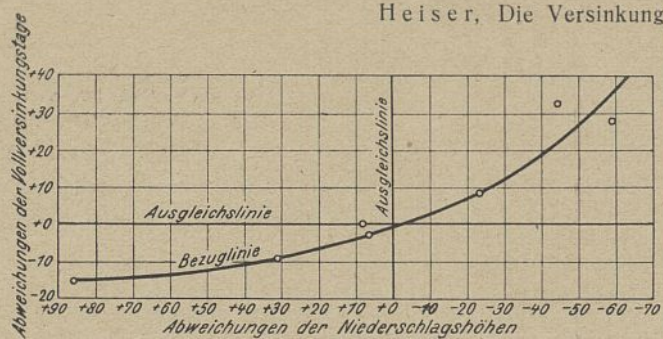


Abb. 11. Beziehungen zwischen Abweichungen der Niederschlagshöhen und der Vollversinkungen von ihren Ausgleichslinien.

nachweist, daß das Verhältnis zwischen Zahl der Vollversinkungstage und Niederschlagshöhe eine ständige Zunahme erfahren hat, während er noch die Frage, ob die Versinkung auch mengenmäßig eine Zunahme erfahren habe, offen gelassen wissen will. Die Tatsache, daß die Triebwerkbesitzer an der Aach ihre Anlagen im Laufe der letzten Jahrzehnte auf höhere Wassermengen ausgebaut und umgebaut haben, will er aber darauf zurückführen, daß ganz allgemein eine Erhöhung des Ausbaues infolge besserer Erkenntnis der wasser- und energiewirtschaftlichen Bedingungen der Wasserkraftnutzung zusammenhängend mit den höheren erreichbaren Wirkungsgraden der Turbinen, ihrer besseren Regelbarkeit und wegen des allgemein gesteigerten Kraftbedürfnisses zu beobachten gewesen sei. Er muß aber an anderer Stelle zugeben, daß schon jetzt Klagen wegen Versumpfung des Aachgeländes auftauchen und daß die Triebwerke z. T. unter Rückstau leiden. Das sind aber Erscheinungen, die darauf hinweisen, daß das Flußbett der Aach die vergrößerten Abflüßmengen nicht mehr ordnungsgemäß und mit dem vorhandenen Gefälle abzuführen vermag. In dieser Tatsache muß wiederum ein Beweis für die Richtigkeit der bisherigen Feststellungen liegen, daß eben die Versinkungsmengen auch mengenmäßig zugenommen haben, wogegen die allgemeinen Ausführungen Köblers hinsichtlich der für den höheren Kraftausbau bestimmend gewesenen Gründe kein Gewicht beanspruchen können. Erinnert man sich, daß er doch gewiß dem von Ludin erstatteten Gutachten mindestens nahegestanden hat, so gewinnt man mehr und mehr den Eindruck, daß seine Ausführungen mehr als der Stützung Ludins in diesen Punkten zu wert sind, dem die Kraft eigenen Ueberzeugtseins nicht beiwohnt.

Aus dem von uns angeführten letzten Satze (3) muß weiter gefolgert werden, daß sich entweder der Zustand des Flußbettes zwischen Immenindingen und Möhringen oder Umfang und Beschaffenheit der Spalten an den Versinkungsstellen und der unterirdischen Wasserwege von diesen zur Aachquelle geändert haben. Beide Erscheinungen können sowohl auf natürliche Vorgänge als auch auf künstliche Eingriffe oder schließlich auf deren Unterlassen zurückgeführt werden.

Daß in der kurzen Zeit, aus der Aufzeichnungen über die Zahl der Vollversinkungstage vorliegen, wesentliche Aenderungen im Zustand des Gebirges und der Spalten eingetreten sein könnten in einem Umfange, der zu einer nennenswerten Vermehrung der Abflüßmengen geführt hätte, wird von Wilser (4) gegenüber Endriß (3) bestritten. Demgegenüber steht die Tatsache, daß in kurzer Zeit immerhin recht erhebliche, bald hier, bald dort auftretende Einbrüche in der Flußsohle auftreten können, die nicht immer oberirdisch sichtbar zu sein brauchen, jedoch die Schluckfähigkeit des Untergrundes wesentlich steigern können. Da nach den vorliegenden Darstellungen, die von keiner Seite bestritten werden, das Wasser mit sichtbarer Geschwindigkeit und mit deutlich hörbarem Geräusch im Berge verschwindet, so muß unbedingt angenommen werden, daß es sofort und auf einer sehr kurzen Laufstrecke in größere Tiefen abfällt. Darauf läßt schon der tiefe mehrfach beobachtete Grundwasserstand mit der nötigen Sicherheit schließen. In solchem Falle genügen aber verhältnismäßig geringfügige oberflächliche Aenderungen der Einlaufstellen selbst, um die Menge des versinkenden Wassers erheblich zu vergrößern, und es bedarf dazu keineswegs, wie Wilser annimmt, des Auslaugens der ganzen unterirdischen Spaltenzüge. Einen solchen Vorgang würde man allerdings nur in langen Zeiträumen vor sich gehend voraussetzen können.

Diese Auffassung wird bestätigt durch die Beschreibung, die Knop von der Felsspalte gibt (2), in der er 1877 seinen Versalzungsversuch ausgeführt hat; sie möge hier folgen:

„Die wichtigste der Uferspalten am Fuße einer etwa 40 Fuß hohen steilen Böschung unterhalb der Chaussee, welche von Möhringen nach Hattingen führt und hier die Donau verlassend in ein Seitentälchen nach letzterem Orte abbiegt, diese mächtigste der Uferspalten hatte seit zwei Jahren bereits merkliche Zerstörungen veranlaßt, indem die einströmenden Gewässer, welche hier fast wie ein Mühlgraben in die Tiefen des Gesteins stürzen, über sich

in dem breccienartigen Ufergestein eine Einsturznische erzeugten. Durch diesen Einsturz war die Spalte von der Uferseite her leicht zugänglich gemacht, denn die herabstürzenden Massen hatten mit Baumwurzeln, Aesten und Stämmen eine förmliche kleine Bühne erzeugt, von welcher aus die Versenkungsarbeiten leicht vorgenommen werden konnten.“

Das sind schon die gleichen Erscheinungen, wie man sie auch gegenwärtig beobachtet, die sehr wohl geeignet sein können, in kurzer Zeit eine wesentliche Veränderung der Versinkungsmengen hervorzurufen.

Der Versinkungsvorgang und die Beschaffenheit der Versinkungsstellen im Brühl und weiter unterhalb weisen aber auch, wie gleichfalls jede Begehung des Flußbettes während der Zeit der Vollversinkung zeigt, darauf hin, daß unter Umständen selbst einfache Dichtungsarbeiten an den Ufern, wie sie früher von den Anliegern mit einfachen Mitteln ausgeführt wurden, gegenwärtig aber noch verboten sind, gute Erfolge haben können. Auch das früher vielfach übliche Pflügen der Schotterbänke im Flußbette kann gleichfalls zur Verminderung der Versinkung beigetragen haben, weil das Geschiebe dadurch aufgelockert wurde, so daß es leichter in Bewegung geriet und sich besser und gleichmäßiger über die ganze Sohle verteilte, damit deren Undichtwerden erschwerte. Vor allem wird die Beschaffenheit der Schotterbank, die kurz oberhalb Möhringen das ganze Flußbett durchsetzt, mehr und mehr im Laufe der Zeit zur Verstärkung der Versinkungen beigetragen haben. Nach den zugänglichen Unterlagen (10) ist die Höhe dieser Bank von + 649,1 m N. N. im Jahre 1887 bis + 650,0 m N. N. im Jahre 1903, also in 16 Jahren um 90 cm gewachsen. Dadurch wurden mit der Zeit wesentlich größere Höhen des rechtsseitigen durchlässigen Ufers mit ihren zahlreichen Versinkungsspalten in den Bereich des Wasserstandes gezogen und für eine Versickerung wirksam. Außerdem wurde die natürliche Geschiebeverfrachtung infolge Verminderung der Schleppkraft in dem entstehenden teichartigen Becken verringert, wodurch wiederum eine Störung in den natürlichen Lagerungsverhältnissen des die Flußsohle schützenden Geschiebes herbeigeführt wurde. Im oberen Teile der Staustricke blieb nur das in höherem Grade wasserdurchlassende gröbere Geschiebe liegen, d. h. also auf der die Versinkungsstellen in der Flußsohle hauptsächlich aufweisenden Strecke, während kurz oberhalb der Schotterbank sich die feinkörnigeren Geschiebe- und Sandmassen abgelagerten, dort also eine dichte Sohle bildend, wo ein Bedürfnis eigentlich nicht vorhanden war. Hätte die Absicht bestanden, durch einen künstlichen Staudamm die Versinkung zu fördern, so hätte dessen Lage kaum günstiger gewählt werden können.

Es kann deshalb als äußerst wahrscheinlich, ja so gut wie mit einer Wahrscheinlichkeit, die dem Nachweis gleichzuachten ist, festgestellt werden, daß die zweifellos vorhandene Zunahme der Vollversinkungstage in den letzten 40 Jahren durch eine Zunahme der Versinkungsmengen veranlaßt ist, die als Folge natürlicher Aenderungen des Flußbettes und der Versinkungsspalten, mehr jedoch noch als Folge des Unterbleibens und, zufolge Verbots, der Unterlassung jeglicher Unterhaltungsarbeit an der Donau von Immenindingen bis Möhringen anzusehen ist.

## VII. Abflüßmengen der Donau und die Versinkungsmengen.

### A. Allgemeines.

Im vorhandenen Schrifttum wird ganz allgemein geklagt, daß die vorhandenen Wasserstandsbeobachtungen und die Abflüßmengenmessungen bis in die letzten Jahre völlig ungenügend und meist ungeeignet als Unterlagen für die Ermittlung der Abflüßmengen der Donau und der Versinkungsmengen, sowie auch schließlich der Abflüßmengen aus der Aachquelle selbst sind; soweit aber neuere Wasserstandsbeobachtungen und Abflüßmengenmessungen aus den letzten Jahren vorliegen, seien sie von noch zu kurzer Dauer für weitergehende Schlüsse. Vor allem wird der Wert der alten Beobachtungen und Messungen nach allseitigem Urteil durch die in ihrem Umfange und zeitlichen und örtlichen Auftreten stark wechselnde, immer aber ungewöhnlich mächtige Verkräutung des Donauflußbettes in ganz unberechenbarer Weise beeinträchtigt.

Ältere Angaben über Abflüßmengen der Donau bei Immenindingen liegen nicht vor. Aus verhältnismäßig neuerer Zeit stammen folgende Werte<sup>14)</sup> für Abflüßmengen der Donau bei unterhalb Geisingen für ein Einzugsgebiet von 651 qkm.

Tafel 8.

Abflüßmengen der Donau unterhalb Geisingen.

Mittelwasser = 15 m <sup>3</sup> /sk	$\left. \begin{array}{l} \text{entspr} \\ \text{Wasser-} \\ \text{spende} \end{array} \right\} = \begin{array}{l} 23,0 \\ 12,3 \\ 6,15 \end{array} \text{ l/sk/qkm}$
Niedrigwasser = 8 „	
Wasserklemme = 4 „	

<sup>14)</sup> Beiträge zur Hydrographie Badens, Heft 8. 1893.

Als Mittelwasser ist die „gewöhnliche (mittlere) Wassermenge, also diejenige, für welche im Vergleich zu allen übrigen die Anzahl der Tage des Vorkommens im Jahre die größte ist“, bezeichnet worden. Diese Abflußmenge entspricht aber keineswegs der mittleren Abflußmenge des Jahres. Ist diese Menge schon recht hoch mit 23 l/sk/qkm angegeben, so muß die mitgeteilte Abflußmenge bei Wasserklemme nach allen Erfahrungen als viel zu groß bezeichnet werden; das gleiche gilt unbedingt auch für die Niedrigwasserangabe. Vergleichsweise sei mitgeteilt, daß für die Meßstelle Zimmern kurz oberhalb der Versinkungsstellen bei Immendingen, deren Niederschlagsgebiet 840 qkm beträgt, für August 1904 als Monatsmittel nach gleichzeitigen Messungen nur  $2,16 \text{ m}^3/\text{sk} = 2,57 \text{ l/sk/qkm}$  und als monatlicher Kleinstwert am 20. 8. 04 nur  $1,20 \text{ m}^3/\text{sk} = 1,42 \text{ l/sk/qkm}$  Abfluß angegeben wird.

Einige langwierige Mittelwerte können jedoch für die beiden württembergischen Pegel Tuttlingen und Scheer nach württem-

bergischen amtlichen Unterlagen<sup>22)</sup> weiter unten in Tafel 9 mitgeteilt werden.

Für die Versinkungsstellen bei Immendingen fehlen derartige langjährige Mittelwerte. Man muß deshalb durch ein vielleicht etwas weniger genaues Schätzungsverfahren mit Hilfe von Niederschlagsbeobachtungen diesen Mangel auszugleichen suchen.

Nach dem Jahrbuche des Hydrographischen Bureaus der Badischen Wasser- und Straßenbaudirektion für die Jahre 1917—1919 (16) hat die Breg bei Hammereisenbach mit 158 qkm Niederschlagsgebiet in den Kalenderjahren 1914 bis 1919 im Jahresmittel 158,06 Millionen Kubikmeter Wasser abgeführt, entsprechend einer mittleren jährlichen Abflußhöhe von 1000 mm.

<sup>22)</sup> Wasserstandsbeobachtungen an den württembergischen Pegelstellen in dem zehnjährigen Zeitabschnitt 1911—1920, veröffentlicht vom Amt für Gewässerkunde in Stuttgart.

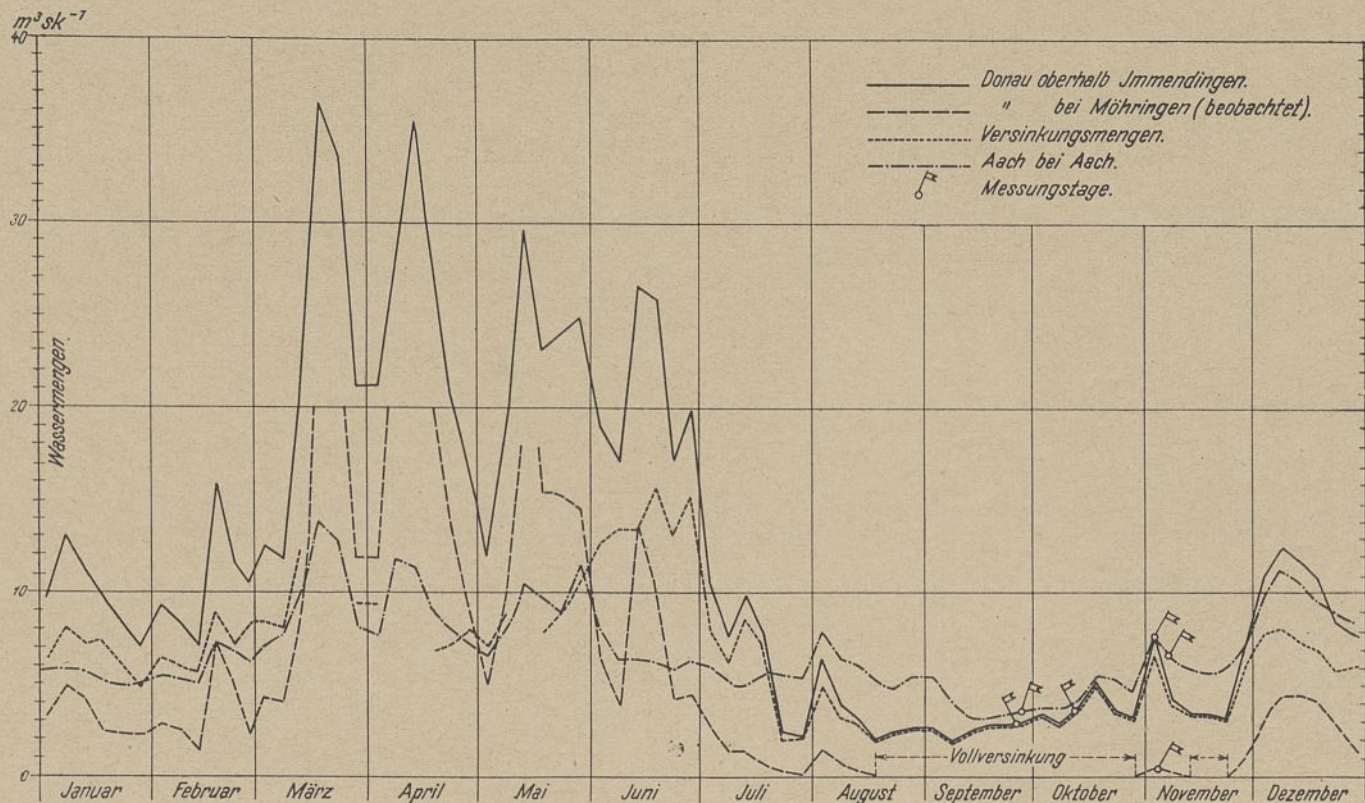


Abb. 12. Donau bei Immendingen, Möhringen und Aach bei Aach. 5 (6) tägige Mittel der Abfluß- und Versinkungsmengen. Kalenderjahr 1898.

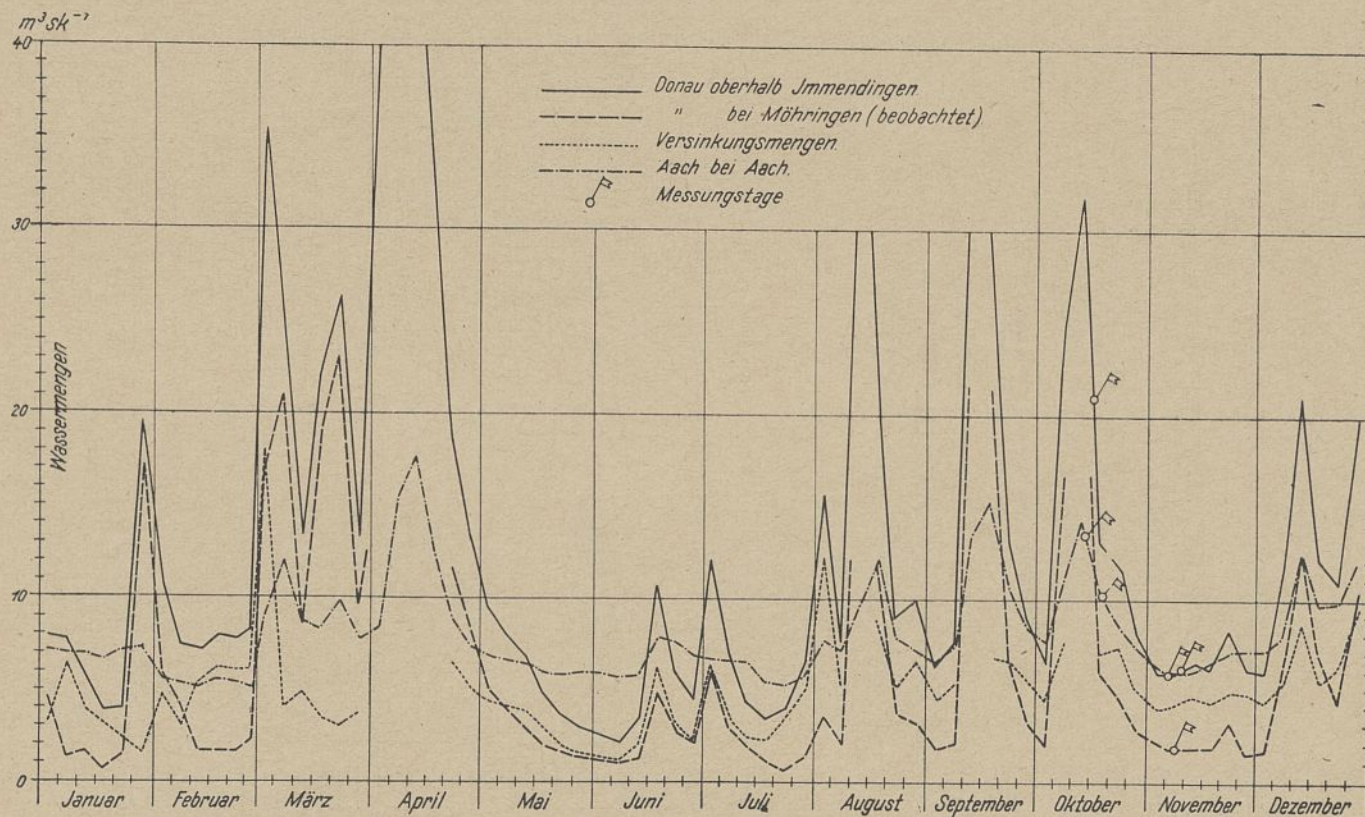


Abb. 13. Donau bei Immendingen, Möhringen und Aach bei Aach. 5 (6) tägige Mittel der Abfluß- und Versinkungsmengen. Kalenderjahr 1901.

Nach Ermittlungen auf Grund der Untersuchungen von Peppeler (13) war die mittlere Niederschlagshöhe des Einzugsgebietes der Breg bei Hammereisenbach im Durchschnitt der Jahre 1888 bis 1917 = 1350 mm, sie kann für 1914/1919 im Durchschnitt zu 1470 mm geschätzt werden. Die Verdunstungshöhe beträgt also für den kürzeren Zeitraum rund 470 mm. Rechnet man mit der gleichen mittleren Verdunstung auch für die Jahresreihe 1888/1917, so würde ihr ein mittlerer Abfluß von  $135 - 470 = 880$  mm Höhe entsprechen.

Die mittlere Niederschlagshöhe des Zuflußgebietes der Donau bis zu den Versinkungsstellen beträgt nun für den Zeitraum 1888/1917 = 945 mm.

Im allgemeinen wird bei einem Vergleich zweier Gebiete mit verschiedener Niederschlagshöhe das Gebiet mit dem kleineren Niederschlag auch die etwas kleinere Verdunstung aufweisen. Man könnte also auch für die Donau bei Immendingen eine etwas kleinere Verdunstungshöhe einsetzen als für das Breg-Gebiet. Weil aber

bereits auf der Strecke Hammereisenbach bis Immendingen kleinere Wasserverluste eintreten, so wird man ohne Fehler an der Verdunstungshöhe von 470 mm festhalten dürfen, zumal auch noch die wahrscheinlich größere Verdunstung im Donauried zu beachten ist.

Man erhält danach die folgende Beziehung zwischen Niederschlag, Abfluß und Verdunstung an den Versinkungsstellen bei Immendingen für 1888/1917 mit 945 mm Niederschlags-, 470 mm Verdunstungs- und demnach 475 mm Abflußhöhe.

Daraus ergibt sich günstigstenfalls eine jährliche Abflußmasse von  $0,475 \cdot 840 = 399\,000\,000$  m<sup>3</sup> und eine mittlere Abflußmenge von  $12,7 = \text{rd. } 13$  m<sup>3</sup>/sk. Diese Zahl darf dabei wohl als obere Grenze für das Durchschnittsverhalten angesehen werden.

Die kleinste Abflußmenge kann man nach den erstgenannten Angaben wohl zu 1,0 m<sup>3</sup>/sk für Immendingen annehmen.

Damit erhält man folgende langjährige mittlere und kleinste Abflußmengen der Donau. (Tafel 9.)

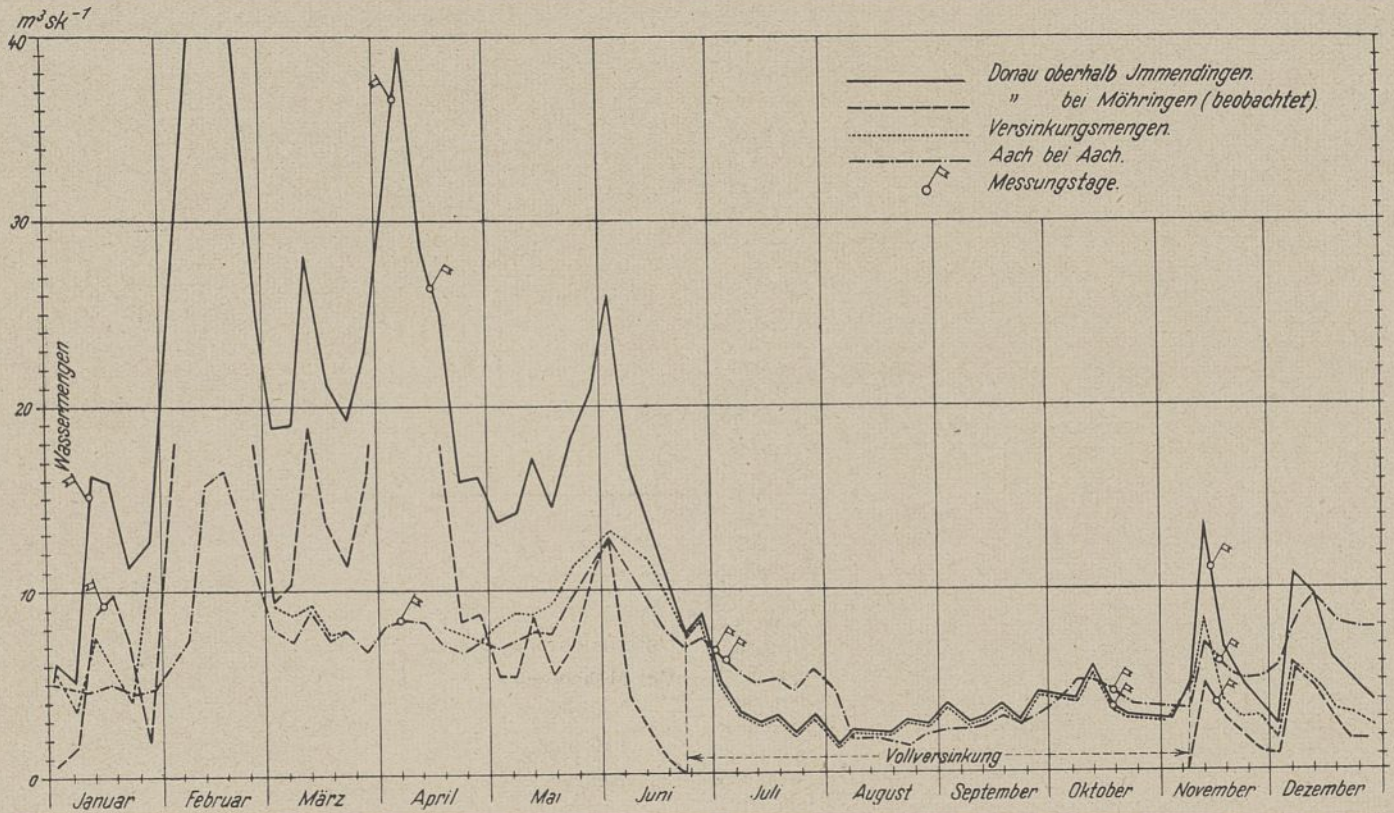


Abb. 14. Donau bei Immendingen, Möhringen und Aach bei Aach. 5 (6) tägige Mittel der Abfluß- und Versinkungsmengen. Kalenderjahr 1904.

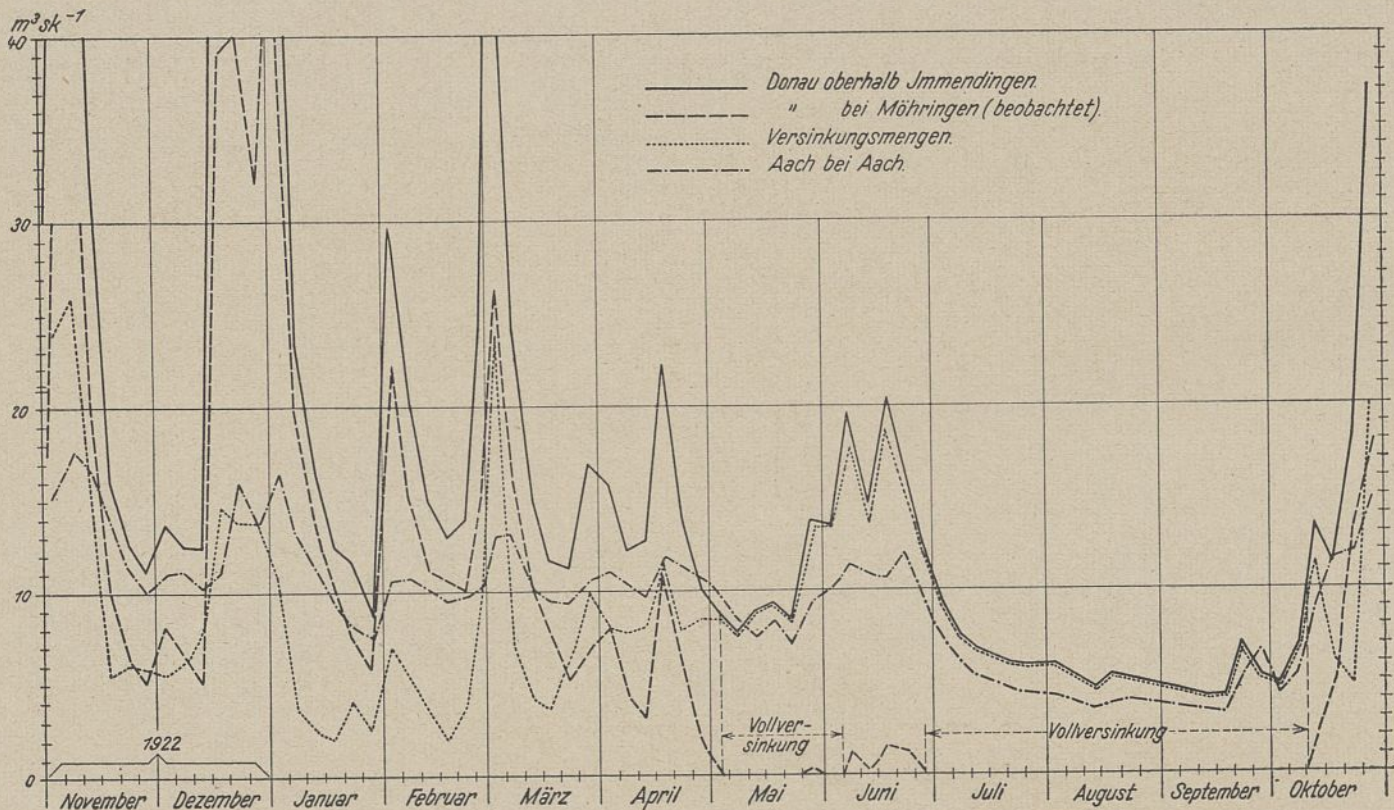


Abb. 15. Donau bei Immendingen, Möhringen und Aach bei Aach. 5 (6) tägige Mittel der Abfluß- und Versinkungsmengen. Abflußjahr 1923.



Tafel 9.

Pegelstelle	Jahresreihe	Mittlere Abflußmenge = m³/sk	Kleinste Abflußmenge = m³/sk	Niederschlagsgebiet qkm
Immendingen	1888/1917	13,0	1,0	840
Tuttlingen	1911/1920	6,0	< 0,1	894
Scheer	1911/1918	22,0	2,0	2150

Diese Werte dürfen streng genommen nicht miteinander verglichen werden, da sie als langjährige Mittelwerte Zeitabschnitten von recht verschiedener Dauer entsprechen. Immerhin wird man sich von der Wirklichkeit nicht sehr entfernen, wenn man annimmt, daß entsprechend dem Zustande der Versinkungsstellen oberhalb Tuttlingen, wie er etwa im Jahre 1916 bestanden haben mag, rd. 13 - 6 = rd. 7 m³/sk als mittlere Versinkungsmenge im Jahre zu gelten hatte. Diese Menge wird sich für die Gegenwart ohne Zweifel bereits, wenn auch wenig, erhöht haben.

B. Abflußmengen und Versinkungsmengen der Donau zwischen Immendingen und Möhringen.

Wenn auch allgemein die Ergebnisse der Wasserstandsbeobachtungen aus den Jahren 1898 bis 1904 durch die starke Verkräutung der Donau für weitere Untersuchungen wenig geeignet erscheinen, so ergibt sich doch, daß sie wohl für die Jahre 1898, 1901 und 1904, in denen gleichzeitig Abflußmengenmessungen in der Donau bei Zimmern, bei Immendingen selbst und bei Möhringen sowie bei Aach für die Aach ausgeführt sind, in Verbindung mit diesen Messungen Verwendung finden können, weil sich der Einfluß der Verkräutung in gleicher Weise bei den Abflußmengenmessungen wie bei den Wasserstandsbeobachtungen bemerkbar macht.

Seit dem Sommer 1922 werden neue Pegel an der Donau bei Kirchen-Hausen, oberhalb Immendingen und bei Möhringen oberhalb der Einmündung des Krähenbaches sowie an der Aach im Dorfe Aach beobachtet. Die Pegelstellen und die zugehörigen Meßstellen für die Abflußmengenmessungen sind so ausgewählt worden, daß eine Beeinflussung durch Verkräutung nicht zu erwarten ist.

Nach Unterlagen vom Württembergischen Amte für Gewässerkunde konnten die Abb. 12 bis 15 hergestellt werden, wobei die älteren, für jeden einzelnen Tag gemachten Angaben zum Zwecke besseren Vergleichs zu fünfjährigen Mittelwerten zusammengefaßt sind. Soweit die höheren Wasserführungen in den Jahren 1898, 1901 und 1904 für Möhringen als unsicher angesehen werden mußten, sind sie fortgelassen, so daß für diese Zeiten auch die Versinkungsmengen bei höherer Wasserführung der Donau fehlen. Die Messungstage in diesen Jahren sind in den Abbildungen durch Eintragung von gefiederten Pfeilen gekennzeichnet, die erkennen läßt, daß trotz

eingetretener Verkräutung der Verlauf der Niedrigwasserabflüsse einigermaßen zuverlässig festgehalten werden konnte. In den genannten Abbildungen ist die gesamte Zuflußmenge bis zu den Versinkungsstellen als „Donau oberhalb Immendingen“ bezeichnet. Da die Messungen bei Kirchen-Hausen für 1922 und 1923 nicht das ganze Zuflußgebiet umfassen, so ist zu den hier erhaltenen Angaben ein Zuschlag von 4 v H gemacht worden.

Der Unterschied Immendingen—Möhringen gibt also die Größe der Versinkungsmengen auf dieser Strecke an. Zu bemerken ist schließlich noch, daß die drei ersten Abbildungen für das Kalenderjahr, Abbildung 15, für 1923 aber für das Abflußjahr gilt. Für das Jahr 1923 ist schließlich noch nach Unterlagen vom Württembergischen Amte für Gewässerkunde die nachstehende Tafel 10 zusammengestellt; von der gleichen Stelle werden die mittleren jährlichen Abflußmengen wie folgt angegeben (Tafel 11 und 12).

Tafel 11.  
Aeltere Reihe.

Meßstelle in der Donau	Jahr			Mittel der Jahre	Bemerkungen
	1898	1901	1904		
Oberhalb Immendingen	11,4	13,2	12,4	12,3	Die Meßstelle Immendingen liegt unterhalb des Wehres; ein Teil des Zuflusses ist also bereits oberhalb versunken.
Unterhalb Immendingen	9,2	12,1	9,9	10,4	
Unterhalb Möhringen	5,5	9,6	7,7	7,6	Die Werte für Möhringen sind aus dem obigen Grunde ungenau.

Tafel 12.  
Neuere Reihe.

Meßstelle in der Donau	Jahr 1923 = m³/sk	Bemerkungen
Oberhalb Immendingen	16,67	Die Angaben „unterhalb Immendingen“ entstammen amtlichen badischen Mitteilungen.
Unterhalb Immendingen	12,97	
Bei Möhringen	8,14	Einschl. der Bära.
„ Tuttlingen	8,33	
„ Fridingen	11,38	
„ Beuron	11,12	

Tafel 10.

Zusammenstellung

der mittleren Monatswassermengen der Donau und Aach sowie der Versinkungsmengen der Donau in den einzelnen Abschnitten und im ganzen Versinkungsgebiet. (Nach dem Württembergischen Amte für Gewässerkunde.)

Jahr Monat	Kirchen-Hausen	Kirchen-Hausen + Zuwachs bis Möhringen	Möhringen	Unterschied Sp. 3 und 4 + oder -	Kirchen-Hausen + Zuschlag bis Tuttlingen	Tuttlingen	Unterschied Sp. 6 und 7 + oder -	Fridingen		Fridingen + Bära + Zuwachs bis Beuron	Beuron	Unterschied zwischen Sp. 11 und 12 - oder +	Summe der Unterschiede 8 + 13 Ges.-Versinkung	Aach bei Aach
	Donau	Bära												
Abflußmengen in m³/sk														
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
<b>1922</b>														
November	31,80	33,1	19,61	- 13,5	34,1	21,81	- 12,3	22,23	3,02	25,65	24,61	- 1,04	- 13,34	14,16
Dezember ..	31,47	32,8	22,14	- 10,6	33,8	22,17	- 11,6	23,22	4,24	28,02	25,68	- 2,34	- 13,94	12,21
<b>1923</b>														
Januar ..	20,32	21,10	16,88	- 4,2	21,8	17,22	- 4,6	20,21	2,53	23,07	22,59	- 0,48	- 5,08	10,91
Februar ....	18,43	19,20	13,90	- 5,3	19,8	14,22	- 5,6	15,34	3,45	19,24	17,55	- 1,69	- 7,29	10,14
März .....	20,37	21,2	12,03	- 9,1	21,9	13,46	- 8,4	14,94	2,49	17,76	15,75	- 2,01	- 9,40	11,03
April .....	14,00	14,6	5,64	- 8,96	15,0	4,28	- 10,7	7,75	1,94	9,94	8,99	- 0,95	- 11,65	10,84
Mai .....	9,12	9,5	0,03	- 9,5	9,8	0,08	- 9,7	1,21	0,92	2,25	2,71	+ 0,46	- 9,24	8,58
Juni .....	15,35	16,0	0,80	- 15,2	16,5	0,29	- 16,2	1,66	0,97	2,76	3,06	+ 0,36	- 15,90	10,75
Juli .....	6,54	6,8	0,00	- 6,8	7,0	0,06	- 6,9	0,36	0,37	0,77	0,79	+ 0,02	- 6,88	5,34
August ....	4,90	5,1	0,00	- 5,1	5,3	0,06	- 5,2	0,21	0,18	0,41	0,54	+ 0,13	- 5,07	3,90
September ..	4,63	4,8	0,00	- 4,8	5,00	0,06	- 4,9	0,19	0,20	0,42	0,44	+ 0,02	- 4,88	4,29
Oktober ....	15,31	15,9	6,67	- 9,2	16,4	8,59	- 7,8	6,84	2,11	9,22	9,72	+ 0,50	- 7,30	9,77
Jahres- summe ..	192,24	200,1	97,70	-100,2	206,4	102,3	-103,9	114,16	22,42	139,51	133,44	- 6,07	- 109,97	111,92
Jahresmittel	16,02	16,67	8,14	- 8,52	17,20	8,53	- 8,66	9,51	1,87	11,63	11,12	- 0,51	- 9,17	9,33

Bemerkung: Die in Spalte 3, 6 und 11 angegebenen Zahlen geben die auf Grund der Einzugsgebietsgröße errechneten Abflußmengen an, während die in den Spalten 2, 4, 7, 9, 10, 12 mitgeteilten Zahlen gemessen sind.

Für die Gegend Immendingen ergeben sich also folgende Versinkungsmengen:

Tafel 13.

Versinkungen	Jahr				
	1898	1901	1904	Mittel	1923
	Versinkungsmengen in m <sup>3</sup> /sk				
Im Immendinger Wehrstau	2,2	1,1	2,5	1,9	3,7
Insgesamt .....	5,9	3,6	4,7	4,7	8,53

Selbst wenn die älteren Zahlen weniger zuverlässig genannt werden müssen, so ist doch der Unterschied in den Versinkungsmengen zwischen früher und 1923 so groß, daß er sicher nur zum geringeren Teile dieser zugegebenen Unzuverlässigkeit der älteren Beobachtungen zur Last gelegt werden kann.

Ein Vergleich der Versinkungsmengen in den bildlichen Darstellungen mit der jeweiligen Wasserführung der Donau weist noch die zunächst auffällige Erscheinung auf, daß die Versinkungsmenge nicht durchweg mit der Wasserführung der Donau steigt und fällt, sondern manchmal bei Hochwasser kleiner ist als bei Mittel- oder Niedrigwasser. Diese Erscheinung kann einmal auf die unzuverlässig festgestellten Hochwassermengen bei Möhringen zurückgeführt werden, die auch 1923 noch nicht einwandfrei zu ermitteln waren. Inwieweit das aber der Fall ist, kann erst nach Erhalt zuverlässiger Hochwasserangaben auch für Möhringen beurteilt werden. Ein etwa vorhandener Fehler wird aber auf das Jahresmittel einen irgend nennenswerten Einfluß nicht haben, er dürfte auch im einzelnen unbeachtlich sein. Die gekennzeichnete Erscheinung kann aber auch wesentlich eine Folge der lebhaften Geschiebewegung bei Hochwasser sein, durch die etwaige Einbrüche in der Sohle sofort wieder verschüttet und überdeckt werden, so daß die Sohlenspalten bei Hochwasser weniger, die Uferspalten dagegen wesentlich wirksam sein dürften. Man wird aber wohl annehmen können, daß vergleichsweise die Uferspalten schon infolge des geringeren Ueberdrucks, dann aber auch wegen ihrer dichteren Ausfüllung durch die lehmigen und feinkörnigen abgeschwemmten Bestandteile des Gehänges weniger leistungsfähig sind als die Sohleneinbrüche, zumal noch bei Hochwasser das Wasser mit größerer Geschwindigkeit an den Spalten vorbeigetrieben wird, also ein größeres Gefälle zum Ufer hin finden muß, wenn es zur vollständigen Richtungsänderung nach dem Ufer hin geneigt sein soll. Köbler äußert sich (12) zur Wirkung der Hochwasser auf die Versinkung wie folgt: „Starke Frühlingshochwasser, besonders solche im Mai, welche die Versinkungsstellen gut durchspülen, befördern die Versinkung. Große Hochwasser, die das Flußbett unter Umständen auch stark mit Schutt verlegen, wirken entgegengesetzt“. Wenn in dieser Ansicht auch nicht gleich eine allgemein gültige Regel erblickt werden darf, wogegen z. B. die äußerst geringe Versinkungsmenge in den Monaten Mai und Juni nach den großen Frühjahrshochwassern vom April 1904 sprechen würde, so kann wohl angenommen werden, daß Hochwassererscheinungen zeitlich und örtlich wechselnd die Versinkung befördernd und verringernd wirken können, sowie daß dieser Einfluß stets von ganz besonderer beachtlicher Bedeutung für die Größe der Versinkung ist. Es wird immer darauf ankommen, wo das in Bewegung gesetzte Geschiebe wieder zur Ruhe kommt.

C. Die Abfluß- und Versinkungsmengen bei Fridingen.

Für die Versinkungsstelle Fridingen liegen aus den Jahren 1908 und 1909 Wasserstandsbeobachtungen und Abflußmengenmessungen vor, die kurz oberhalb und unterhalb der dortigen Versinkungsstellen angestellt sind. Auch hier sind die Wasserstandsbeobachtungen durch Krautwuchs in der Donau in ihrem Werte beeinträchtigt. Zum Glück sind die Abflußmengenmessungen an beiden Stellen in der Regel kurz hintereinander ausgeführt, so daß man sich trotz dieses Mangels doch noch ein genügend zutreffendes Bild über die damalige Größe der Versinkung und ihrer Abhängigkeit von der Wasserführung der Donau machen kann.

Die nachstehende Tafel 14 gibt die Zusammenhänge wieder; die angegebenen Werte entsprechen jeweils dem Mittel aus jeder einzelnen Messungsgruppe.

Nach den vorliegenden Aufzeichnungen waren die Versinkungsmengen bei Fridingen 1908 und 1909 wesentlich kleiner als die bei Immendingen aus den Jahren 1898, 1901 und 1904, besonders bei Niedrigwasser zeigten sie verschwindende Werte. Neuerdings sind seit Juli 1922 Wasserstandsbeobachtungen und auch Abflußmengenmessungen in der Donau oberhalb der Bära-Mündung, in der Bära selbst kurz oberhalb ihrer Einmündung in die Donau und in der Donau bei Beuron ausgeführt worden.

Tafel 14.  
Abfluß- und Versinkungsmengen bei Fridingen nach Messungen aus den Jahren 1908/1909:

Abflußmengen		Versinkungsmengen
oberhalb	unterhalb	
der Versinkungsstellen		m <sup>3</sup> /sk
m <sup>3</sup> /sk		m <sup>3</sup> /sk
0,85	0,75	0,10
4,00	3,85	0,15
6,75	6,30	0,45
13,60	13,10	0,50
14,90	14,38	0,52
42,45	41,40	1,05
45,35	44,20	1,15

Den einzelnen Meßstellen entsprechen folgende Einzugsgebietsgrößen:

Tafel 15.

Donau oberhalb der Bära-Mündung . . . . .	1153 qkm
Bäragebiet . . . . .	141 „
Donau oberhalb der Versinkungsstellen . . . . .	1294 „
Donau bei Beuron . . . . .	1312 „

Das Gebiet der Donau an der Pegel- und Meßstelle Beuron ist also nur 18 qkm größer als das Gebiet der Donau oberhalb der Versinkungsstellen. Der Einfluß des Zwischengebietes kann aber nicht unberücksichtigt bleiben, weil der Zufluß der oberen Donau fast in jedem Jahre fast ganz aufhört und die Versinkungsmengen an sich schon sehr klein sind. Es kann auch der Fall sein, daß das Zuflußgebiet von den Versinkungsstellen Beuron in Wirklichkeit größer ist als das oberirdische Niederschlagsgebiet; darauf weisen verschiedene Quellen am linken Talhange der Donau oberhalb Fridingen und bei Beuron hin. Bezeichnet man mit  $A_F$  die Abflußmengen oberhalb der Versinkungsstellen, mit  $A_B$  die Abflußmengen bei Beuron und mit  $V$  die tatsächlichen Versinkungsmengen, mit „ $Z$ “ den unbekanntem Seitenzufluß, so erhalten wir die Beziehung:

$$(A_F - A_B) + Z = V$$

Diesen unbekanntem Seitenzufluß muß man also vorher einschätzen, wenn man zu brauchbaren Ergebnissen kommen will.

In der Tafel 10 hat das Württembergische Amt für Gewässerkunde diesen Zufluß „ $Z$ “ dadurch berücksichtigt, daß es die Abflußmengen der Bära (Spalte 11) im Verhältnis  $(141 + 18) : 141$  vergrößert hat.

Ist diese Annahme zutreffend, dann müßten in der Spalte 13 der Tafel 10, die nach der oben gewählten Bezeichnungsweise den Wert

$$-V = A_B - A_F - Z$$

darstellen soll, mit Ausnahme des Sommers 1923 nur negative Werte auftreten, während im Sommer, abgesehen vom Oktober, die Werte sich der Grenze „Null“ nähern müßten, weil im Sommer wahrscheinlich der ganze Abfluß der Donau und Bära durch die Turbinen des an der Bäramündung neu erbauten Kraftwerkes um die Versinkungsstellen herumgeleitet worden ist, und zwar solange als nicht die Turbinen mangels fehlenden Aufschlagwassers stillgesetzt werden mußten. In dieser Zeit aber des Turbinenstillstandes können die Versinkungsmengen nach den Aufzeichnungen von 1908 nur sehr klein gewesen sein.

In der Tafel 10 erscheinen aber in Spalte 13 im Sommer 1923 durchgängig positive Werte. Daraus kann man folgern, daß der nicht gemessene Seitenzufluß etwas größer gewesen ist, als er nach Spalte 11 der Tafel 10 eingeschätzt wurde. Damit müssen aber auch die Versinkungsmengen etwas größer gewesen sein, als sie in der Tafel berechnet sind. Man wird nun angenähert richtige Werte erhalten können, wenn man die mittleren seitlichen Zuflußmengen „ $Z$ “ aus den mittleren Abflußmengen der fünf Monate Mai bis September 1923, in denen fast nichts versunken ist, berechnet und das Verhältnis dieses berechneten Seitenzuflusses zur mittleren gleichzeitigen Wasserführung der Bära bestimmt. Damit erhält man:

Tafel 16.

M o n a t	Wassermengen in m <sup>3</sup> /sk				
	Fridingen Donau (D)	Fridingen Bära (Bä)	Summe D + Bä	Donau bei Beuron (B)	Seitenzufluß (Z)
1923					
Mai .....	1,21	0,92	2,13	2,71	0,58
Juni .....	1,66	0,97	2,63	3,06	0,43
Juli .....	0,36	0,37	0,73	0,79	0,06
August ....	0,21	0,18	0,39	0,54	0,15
September ...	0,19	0,20	0,39	0,44	0,05
Summe .....	3,63	2,64	6,27	7,54	1,27
Mittel .....	0,726	0,528	1,254	1,508	0,254

Das Verhältnis der Seitenzuflüsse zur Wasserführung der Bära war also in den fünf Sommermonaten 1923 = 0,254 : 0,528 = 0,483. Die Seitenzuflüsse sind hier vermutlich zum Teil unterirdisch, daher darf man annehmen, daß sie verhältnismäßig gut ausgeglichen sein werden und daß bei Hochwasser ihr Verhältnis zur Wasserführung der Bära kleiner werden muß. Nimmt man als kleinstes Wertverhältnis 0,20 für den Monat mit dem größten beobachteten Monatsmittel (Dezember 1922), und zwar allmählich abnehmend, so erhält man für die ganze Beobachtungsreihe von August 1922 an folgende mittleren monatlichen Versinkungsmengen bei Fridingen. (Tafel 17.)

Tafel 17.

Table with 8 columns: Monat, Fridingen (Donau, Bära), Summe (D+Bä), Z/Bä, D+(1+Z/Bä)Bä, Donau Beuron (B), Versinkung (6-7). Rows include months from August 1922 to October 1923.

Summe November bis Oktober = Abflußjahr 1923 = 10,14
Mittel " " " " " " " " " " " " 1923 = 0,84

Bemerkung: Die Vorzeichen in der Spalte 8 sind umgekehrt wie in Spalte 13 der Tafel 9, so daß die Versinkungsmenge als positive Größe erscheint.

Nach dieser Ermittlung würde sich also die mittlere Versinkungsmenge bei Fridingen für das Jahr etwas größer ergeben, und zwar um 0,33 m³/sk, als sie vom Württembergischen Amte für Gewässerkunde ermittelt ist. Da aber die Zuflüßmengen zwischen Fridingen und Beuron, mit denen zweifelsohne gerechnet werden muß, mit den bisher vorhandenen spärlichen Unterlagen doch nur sehr unsicher eingeschätzt werden können, so werden sich genügend einwandfreie Werte für die tatsächlichen gegenwärtigen Versinkungsmengen erst auf Grund mehrjähriger brauchbarer Beobachtungen, die gleichfalls den Kraftwerkbetrieb berücksichtigen müssen, ermitteln lassen.

Die vorstehend angegebenen Monatsmittelwerte der Versinkungen geben noch keinen Aufschluß über das Verhalten bei Niedrig- und Mittelwasserständen. Die Aufzeichnungen im Sommer 1923 können für die Zeiten der Niedrigwasserführung nicht benutzt werden, da durch die Turbinen des neuen Kraftwerks bis zu 10 m³/sk um die Versinkungsstellen herumgeleitet werden. Da selbst die monatlichen Mittelwerte des Zuflusses unter diesem Werte blieben, so ist zu vermuten, daß im Sommer 1923 wahrscheinlich fast nichts versunken ist. Um über diese Frage Aufschluß zu erhalten, muß man sich also mit den wenigen Niedrigwasser-Beharrungszuständen aus dem Sommer 1922 abfinden, die vom Beginn der Beobachtungen am 24. Juli bis zum 1. August und vom 22. August bis zum 12. September herrschen haben. Für beide Beharrungszeiträume ergeben sich folgende Mittelwerte:

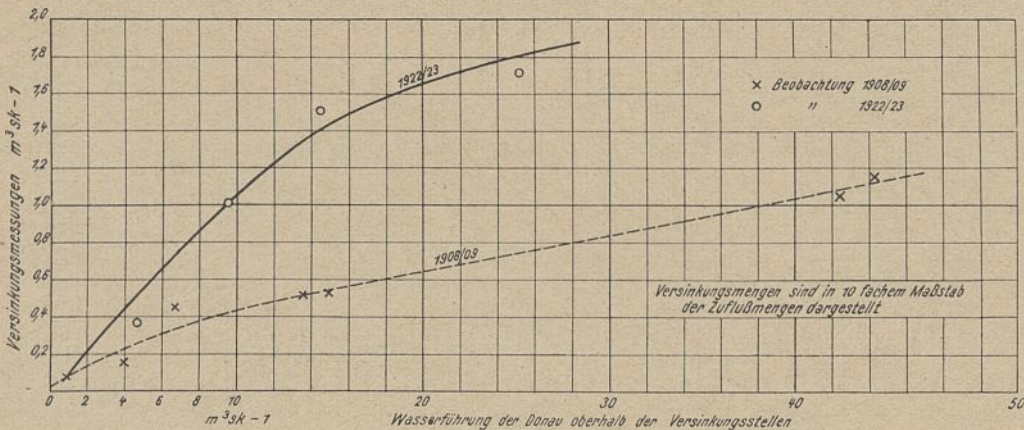


Abb. 16. Abhängigkeit der Versinkungsmengen bei Fridingen von der Wasserführung der Donau.

Tafel 18.

Table with 8 columns: Zeitabschnitt, Fridingen (Donau, Bära), Summe (D+Bä), Z/Bä, D+(1+Z/Bä)Bä, Donau bei Beuron (B), Versinkung (V). Rows include specific dates in 1922 and summary rows for Summe and Mittel.

Da nun weiter der Abfluß in den einzelnen Monaten bis zum Mai 1923 stark geschwankt hat, so daß die Seitenzuflüsse (Z) nur wenig genau geschätzt werden konnten, und infolgedessen die Monatsmittelwerte der Tafel 17 doch nur ein wenig einwandfreies Bild ergeben, so wird es zweckmäßig sein, die Zuflüßmengen (D+Bä) zu den Versinkungsstellen und die entsprechenden Versinkungsmengen selbst in Gruppen nach der Größe der Zuflüßmengen angeordnet zusammenfassen. Man erhält dann:

Tafel 19.

Table with 3 columns: Gruppe, Zuflüßmengen (D+Bä), Versinkungsmengen (V). Rows categorize discharge into ranges like > 20 m³/sk, 10-20, etc., with corresponding sinking values.

Diese Werte sind zusammen mit den in Tafel 14 mitgeteilten Werten zeichnerisch in Abb. 16 wiedergegeben. Danach hat es den Anschein, daß, soweit die Unterlagen als zuverlässig gelten können, auch bei Fridingen die Versinkungsmengen zugenommen haben, sie mögen in den Jahren 1908 und 1909 etwa 3 bis 4 vH der Abflußmengen der Donau betragen haben und können im Jahre 1923 auf rund 8 vH angewachsen sein. Immerhin bleiben sie ganz wesentlich hinter den Versinkungsmengen bei Immendingen zurück, wo von der größeren Abflußmenge in der Donau im Jahre 1923 mehr als 50 vH versunken sind.

Ein ganz wesentlicher Unterschied in den Versinkungserscheinungen an den beiden Stellen bei Immendingen und bei Fridingen besteht nun darin, daß, während bei Immendingen bei einer Wasserführung der Donau von etwa 10 m³/sk und weniger, d. h. bei kleinem Mittelwasser und Niedrigwasser alles von oben zufließende Wasser versinkt, dagegen bei Fridingen nur etwa 10 vH des Zuflusses bei den kleineren und mittleren Wasserständen versinken.

Diese geringe Versinkung bei Niedrigwasser und die ungewöhnlich lange Niedrigwasserdauer bei Fridingen infolge der starken Versinkungen in den oberhalb liegenden Donaustrecken bei Immendingen sind für die Beurteilung der wasserwirtschaftlichen Bedeutung der Fridinger Versinkung wesentlich, so daß die Abflußverteilung bei Fridingen noch einer Untersuchung bedarf.

Nach den in (15) bezeichneten Veröffentlichungen ist in Abb. 17 die Abflußmendauerlinie von Tuttlingen für das Jahrzehnt 1911 bis 1920 und außerdem nach Unterlagen der gleichen Stelle für 1923 dargestellt. Nach dem Verlauf dieser beiden Linien scheint das Jahr 1923 während der Niedrigwasserzeit im Vergleich zum Durchschnitt 1911—1920 etwas wenig Wasser geführt zu haben, was sich zwanglos auf die inzwischen eingetretene Vermehrung der Versinkungen bei Fridingen zurückführen läßt. Die Niedrigwasserzeit 1923 kann somit als nahezu normal gelten. In der abflußreicheren Hälfte war dagegen das Jahr 1923 etwa um 30 vH zu abflußreich. Nun weicht aber die Form der Abflußmendauerlinie ganz wesentlich von den Formen ab, die man sonst bei Flüssen zu finden gewohnt ist, die keine nennenswerten Wasserverluste aufzeigen.

Das kann man sofort am Verhältnis der sog. „gewöhnlichen“, d. h. der ebenso oft überschrittenen wie unterschrittenen Abflußmenge zur mittleren Abflußmenge erkennen. Dieses Verhältnis liegt in der Regel bei verlustlosen Flüssen zwischen 0,7 und 0,9; bei Tuttlingen beträgt es aber für 1911—1920 2,0 : 6,0 = 0,333. Schon aus dieser Tatsache würde man schließen können, daß auf der Donaustrecke oberhalb Tuttlingen große Wasserverluste vorhanden sein müssen.

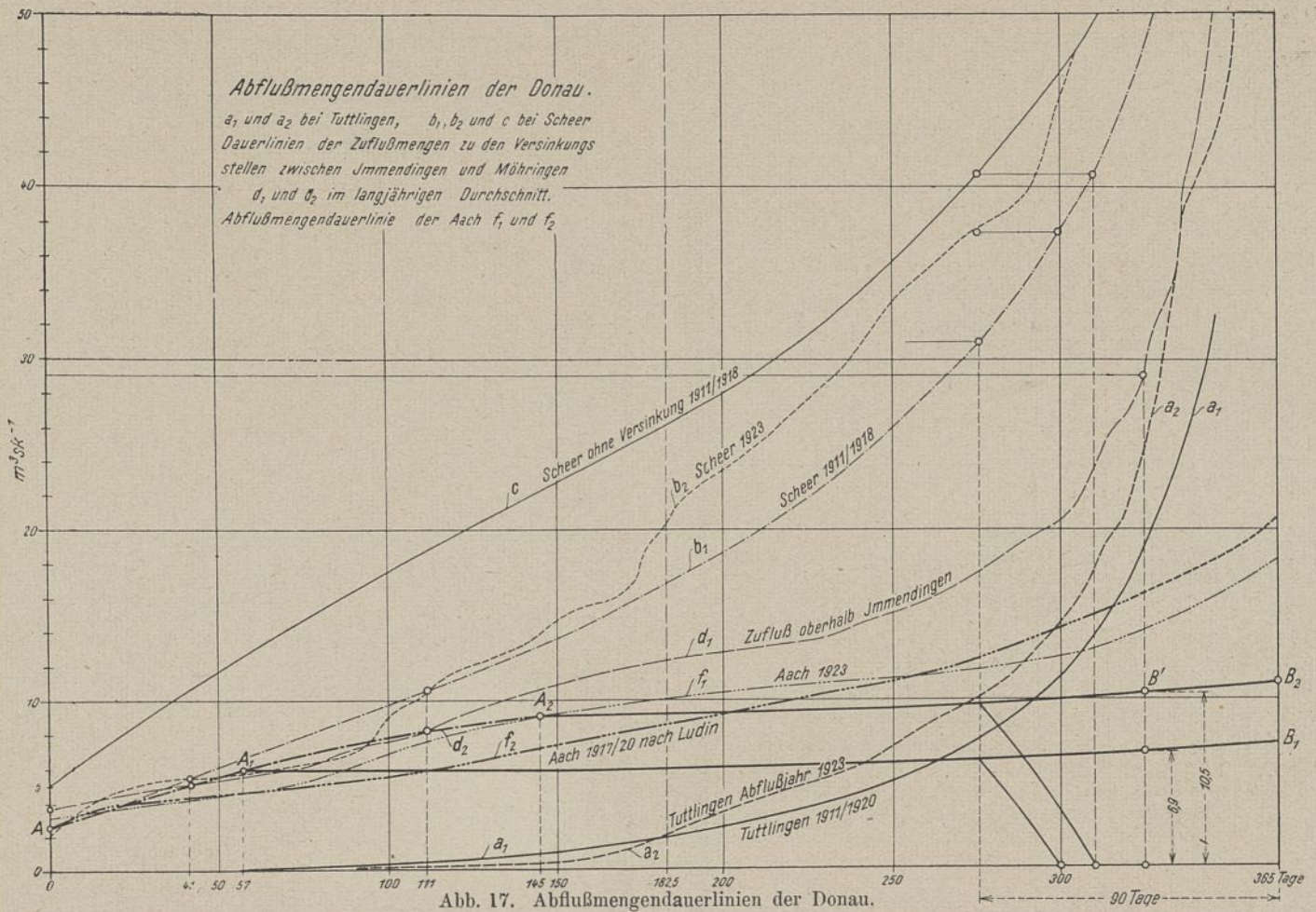


Abb. 17. Abflußmengendauerlinien der Donau.

Tafel 20.

Aehnlich wie die Abflußmengen bei Tuttlingen verhalten sich die Zuflußmengen zu den Fridinger Versinkungsstellen, für die länger währende Unterlagen fehlen.

Die eigentliche Niedrigwasserzeit fiel für Fridingen im Abflußjahr 1923 fast genau mit dem Sommer (Mai bis mit Oktober) zusammen; die Wasserführung betrug: im Winter = 20,23, im Sommer = 2,53 m³/sk.

Nimmt man auch für Fridingen das für Tuttlingen gefundene Verhältnis zwischen gewöhnlicher = 182,5tägiger Wassermenge und mittlerer Abflußmenge als gültig an, so würden in einem Normaljahre in Fridingen zu erwarten sein: im Winter = 20,23 : 1,30 = 15,6 m³/sk, im Sommer = 2,53 m³/sk.

Diesen Abflußmengen entsprechen nach Abb. 17 an Versinkungsmengen im Winter = 1,47, im Sommer = 0,25 m³/sk.

Es ist aber weiter zu beachten, daß von der winterlichen Versinkungsmenge ein großer Teil in die eigentliche Hochwasserzeit fällt, in der die Kraftwerke meistens Wasserüberschuß haben und ohnedies nicht imstande sind, die ganze Abflußmenge der Donau auszunutzen. Ebenso sind die winterlichen Versinkungsmengen für die Aachanlieger eher von Nachteil als nützlich. Ist also wasserwirtschaftlich die Aenderung der Versinkungsmenge im Winter bei Fridingen belanglos, so wird im Sommer das Gegenteil der Fall sein.

Jede Vermehrung der Versinkung muß im Sommer, mit seiner langandauernden und ungewöhnlich stark zurückgehenden Niedrigwasserführung in der Donau, für die Donauanlieger ganz empfindliche Nachteile haben. Jede Aenderung im Zustande der Versinkungen bei Fridingen wird auf die Donau verhältnismäßig mehr einwirken als auf die Aach, weil die Donau an sich geringere Niedrigwasser aufweist als die weit ausgeglichene Aach.

An dieser Stelle mag noch auf eine bemerkenswerte Erscheinung hingewiesen werden, die sich aus der Durchprüfung der Tafel 10 ergibt. Vergleicht man in dieser die Abflußmengen der Donau bei Tuttlingen (Sp. 7) und bei Fridingen (Sp. 9) mit denen der Bära bei Fridingen (Sp. 10) miteinander, so muß der geringe Abflußmengenwachstums von Tuttlingen bis Fridingen auffallen. Die Zahlenwerte der Tafel 10, in Abflußpenden umgerechnet und auf die beiden Jahreshälften verteilt, ergeben mittlere Werte nach Tafel 20.

Die Abflußpenden und damit die Abflußmengen der Bära entsprechen ziemlich dem Abflußvermögen ihres Gebiets, jedenfalls liegt keine Veranlassung vor, an die Richtigkeit und Zuverlässigkeit der Zahlen für die Bära zu zweifeln. Demgegenüber sind die Abflußpenden des Zuwachsgebietes von Tuttlingen bis nach Fridingen so ungewöhnlich klein, sie betragen nur rd. 32,5 vH der Winterabflüsse, 15,2 vH der Sommerabflüsse und 24,6 vH des Jahresabflusses des Bäragebietes, bezogen auf die Flächeneinheit, daß diese Unterschiede nicht durch Unsicherheiten in den neuen noch recht kurzen Beobachtungen erklärt werden können. Mit

1923	Niederschlagsgebiet qkm							
	894		1153		259		141	
	Donau bei Tuttlingen		Donau bei Fridingen		Fridingen—Tuttlingen		Bära Fridingen	
	Z/sk qkm	m³/sk	Z/sk qkm	m³/sk	Z/sk qkm	m³/sk	Z/sk qkm	m³/sk
Winter ..	17,4	15,58	14,95	17,28	6,75	1,75	20,8	2,94
Sommer .	1,74	1,52	1,51	1,74	0,85	0,22	5,60	0,79
Jahr ....	9,55	8,53	8,25	9,51	3,78	0,98	13,25	1,87

diesen Werten müßten also, wenn das Gebiet zwischen Tuttlingen und Fridingen, was an sich wahrscheinlich ist, das gleiche Abflußvermögen wie das Bäragebiet besitzt, auf der Donaustrecke von Tuttlingen bis Fridingen folgende Verluste eintreten:

Tafel 21.

Zeit	Abflußmengen in m³/sk		Verlust m³/sk
	Fridingen minus (berechnet)	Tuttlingen beobachtet	
Winter .....	5,40	1,75	3,65
Sommer .....	1,45	0,22	1,23
Jahr .....	3,43	0,98	2,45

Diese Verluste, die bei weitem die Fridinger Versinkungen selbst übertreffen, muß man in ihrer Hauptsache als Abflußverluste ansehen. Dabei wird es sich aber um eigentliche Versinkungen aus dem Donaubeite selbst nur zum kleineren Teile handeln können, weil einmal derart große Verluste nicht unbemerkt geblieben wären; dann aber spricht auch die in den eingangs gelegentlich der Ausführungen über die geologischen Verhältnisse erwähnte dichte Schicht im Untergrunde des Flußtales gegen die Wahrscheinlichkeit derart großer Versinkungen. Es bleibt daher nur der Schluß, daß nicht das ganze Zwischengebiet zwischen Tuttlingen und Fridingen zur Donau selbst entwässert, sondern zum größeren Teile auf unterirdischem Wege nach dem Aachtopf und nach anderen Austrittsstellen südlich der Donau seine Abflußmengen abgibt. (Fortsetzung folgt.)

### Die Eisenbahnbrücke über die Süderelbe bei Harburg.

Abb. 1. Ansicht der alten Brücke

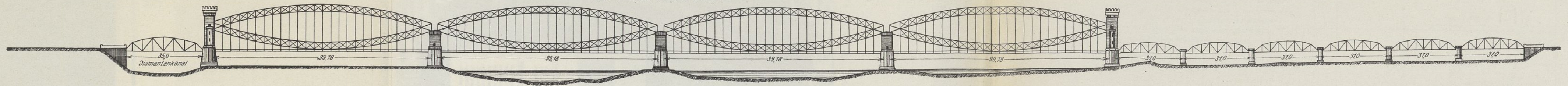


Abb. 2. Ansicht der neuen Brücke

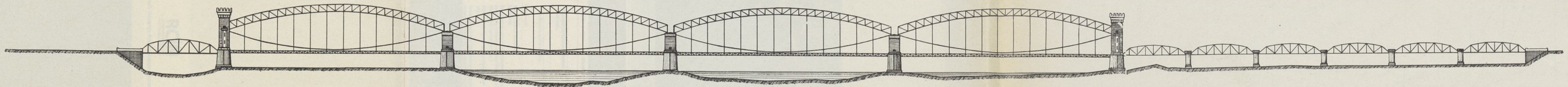


Abb. 3. Aufstellgerüst für Öffnung I und II

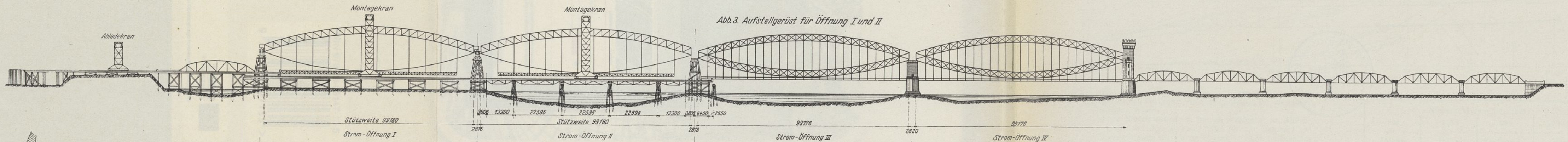


Abb. 4. Grundriß

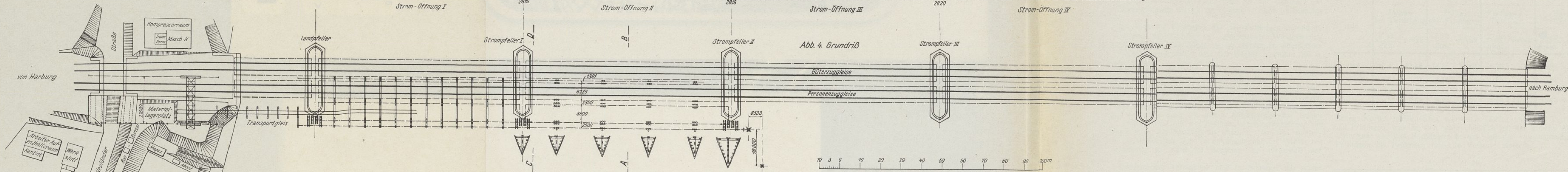


Abb. 5. Gerüst für die obere Kranbahn in Öffnung I und II

