

ZEITSCHRIFT FÜR BAUWESEN

(INGENIEURBAUTEIL)

HERAUSGEGEBEN

IM

PREUSSISCHEN FINANZMINISTERIUM

SCHRIFTFLEITER:

RICHARD BERGIUS UND Dr.-Ing. NONN

76. JAHRGANG 1926

MIT ACHT EINLEGETAFELN UND ZAHLREICHEN TEXTABBILDUNGEN



BERLIN 1926

VERLAG VON GUIDO HACKEBEIL A.-G.

1926.657.



Alle Rechte vorbehalten

Inhalt des sechsundsiebzigsten Jahrganges

(Ingenieurbauteil)

	Seite
Die Elektrizitätsversorgung Ostpreußens und die Wasserkraftwerke an der Alle bei Friedland und Gr.-Wohnsdorf, mit 10 Textabbildungen und 2 Tafeln, vom Geh. Oberregierungsrat <i>W i e h l e r</i> und Regierungsbaumeister a. D. G. <i>B r o e g</i> in Königsberg i. Pr.	1
Die wirtschaftliche Bedeutung des Neubaues der Rhein-Schiffahrtstraße am Binger Loch, mit 9 Textabbildungen, vom Regierungs- und Baurat Dr.-Ing. <i>B u c h</i> - <i>h o l z</i> in Koblenz	9
Technische Entwicklung des amerikanischen Straßenbauwesens, mit 14 Textabbildungen, vom Regierungsbaumeister Dr.-Ing. und Dr. rer. pol. <i>H a l l e r</i> in Stuttgart	19
Beitrag zur zeichnerischen Spannkraftbestimmung räumlicher Fachwerkträger, mit 10 Textabbildungen, von <i>L. G e u s e n</i> in Dortmund	26
Die Versinkungserscheinungen an der oberen Donau als zwischenstaatliche Wasserwirtschafts- und Wasserrechtsfrage, mit 19 Textabbildungen, vom Professor <i>H e i n r i c h H e i s e r</i> in Dresden (Fortsetzung und Schluß folgen) ... 31, 86 u.	114
Versuche für die Dichtung der Dammstrecke des Mittellandkanals im Elbegebiet, mit 7 Textabb., vom Regierungsbaurat Dr.-Ing. <i>M a x S c h i n k e l</i> in Magdeburg	41
Die Flutwelle in Flußmündungen und Meeresbuchten. Eine rechnerische Behandlung ihrer Geschwindigkeit, ihrer Strömungen und ihres Arbeitsvermögens, mit 33 Textabbildungen, von Dr.-Ing. <i>H. K r e y</i> in Berlin	47
Der Umbau der Eisenbahnbrücken über die Spree am Bahnhof Bellevue der Berliner Stadtbahn, mit 40 Textabbildungen und 3 Tafeln, vom Regierungsbaurat a. D., Reichsbahnrat <i>J. K u h n k e</i> in Berlin-Halensee	63
Die Grundwassersenkung beim Bau der Doppelschleuse in Wesermünde—Geestemünde, mit 27 Textabbildungen, vom Regierungsbaurat <i>A r p</i> und Regierungsbaumeister <i>D e t t m e r s</i> in Wesermünde	77 u. 105
Die Auswechslung der eisernen Ueberbauten der Stromöffnungen über die Süderelbe bei Harburg, mit 10 Textabbildungen und 2 Tafeln, vom Reichsbahnrat <i>H. K i l i a n</i> in Altona	97
Die Beanspruchung von Eisenbetonplatten auf torsionsfesten Unterzügen, mit 6 Textabbildungen, von Dr.-Ing. <i>H. C r a e m e r</i> in Düsseldorf	119
Die fünf Motorschlepper des Staatlichen Schleppmonopols, mit 3 Textabbildungen und 1 Tafel, vom Regierungsbaurat <i>F o ß</i> in Minden i. W.	123

Druck: Guido Hackebeil A.-G., Berlin S 14, Stallschreiberstr. 34/35

Die Elektrizitätsversorgung Ostpreußens und die Wasserkraftwerke an der Alle bei Friedland und Gr.-Wohnsdorff.

(Alle Rechte vorbehalten.)

(Hierzu 2 Tafeln.)

1. Die Elektrizitätsversorgung Ostpreußens.

Vom Geh. Oberregierungsrat Wiehler in Königsberg (Pr.).

Das jetzige Ostpreußen umfaßt 37 Landkreise und 5 kreisfreie Städte, Königsberg, Elbing, Tilsit, Allenstein und Insterburg, im wesentlichen das Gebiet der alten Provinz Ostpreußen, jedoch unter Abtrennung des Memelgebiets und unter Angliederung des östlich der Weichsel und der Nogat liegenden Gebiets von Westpreußen.

In dieser nunmehr von dem Mutterlande durch den polnischen Korridor abgetrennten Ostmark Deutschlands bestanden vor dem Weltkriege nur geringe Ansätze einer Elektrizitätswirtschaft. Die kreisfreien Städte und einige Landstädte wurden durch dort errichtete Elektrizitätswerke mit Licht und Kraft versorgt. In dem Kreise Braunsberg hatte die Firma Schichau für ihren eigenen Betrieb das Wasserkraftwerk Pettelkau an der Passarge angelegt, aus welchem dem Kreise ein Strombezug ermöglicht war, mit dem eine eigene Kreisversorgung eingerichtet wurde. Von den fünf ehemals westpreußischen Landkreisen gehörten die Kreise Stuhm und Marienwerder zu einem Ueberlandwerk mit Stromversorgung aus Wasserkraftanlagen westlich der Weichsel und einem Dampfkraftwerk in Marienwerder. Unter Ausbau des letzteren verblieben die beiden Kreise in einem, aus ihrem Gebiet bestehenden, selbständigen Ueberlandwerk Westpreußen, während der übrige Teil des Unternehmens westlich der Weichsel sich in eine polnische Gesellschaft umwandelte. Rosenberg, ein dritter ehemals westpreußischer Kreis, hatte mit einigen andern Kreisen westlich der Weichsel weitgehende Vorbereitungen für eine gemeinschaftliche Elektrizitätsversorgung getroffen und führte dann die dabei für seinen Kreis geplanten Anlagen allein unter Errichtung einer Torfzentrale aus, als die andern Kreise nach Polen fielen. Zwischen den beiden letzten ehemals westpreußischen Kreisen Elbing und Marienburg sowie der Stadt Elbing und der preußischen Staatsregierung schwebten bis zum Ende des Weltkrieges Verhandlungen wegen Stromlieferung aus den damals

geplanten drei staatlichen Nogatkraftwerken, deren Bau nach dem Kriege aufgegeben werden mußte.

In den übrigen 31 Landkreisen Ostpreußens waren zwar vor dem Weltkriege hier und da Pläne für eine Versorgung einzelner Kreise aus vorhandenen städtischen Werken oder neu zu bauenden Anlagen aufgetaucht, zu einer praktischen Durchführung derartiger Einzelaufgaben war es jedoch nicht gekommen. Im übrigen gab es dort auf dem Lande nur vereinzelt kleine Anlagen, die ausschließlich der Stromversorgung des Besitzers dienten, meistens sogar nur für Beleuchtungszwecke.

Das Verdienst der Provinzialverwaltung Ostpreußens bleibt es, einer Zersplitterung der Stromversorgung durch kleine Werke vorgebeugt zu haben, bei der weite Teile des Provinzialgebiets auf unabsehbare Zeit, vielleicht sogar dauernd hätten unversorgt bleiben müssen. In der wachsenden Erkenntnis aus der allgemeinen Entwicklung der Elektrizitätswirtschaft, wie sie sich nicht nur in Deutschland, sondern auch in andern Kulturländern vollzog, ließ die Provinzialverwaltung umfassende Untersuchungen und Vorarbeiten durchführen, um den Plan einer zusammenfassenden einheitlichen Versorgung der ganzen Provinz, soweit sie noch auf diesem Gebiet Neuland war, aufzustellen. Hierbei ergab sich das Vorhandensein von genügend ausbauwürdigen Wasserkraften Ostpreußens. Von diesen wurden zunächst zwei Staustufen an der Alle bei Friedland und Gr.-Wohnsdorff in die praktische Bearbeitung des Planes einbezogen, der sich im übrigen auf die einheitliche Gestaltung eines 60 kV-Netzes mit Umspannwerken erstreckte, von denen sich dann nach Bedarf das Verteilungsnetz von 15 kV abzweigen sollte.

Schon während des Weltkrieges, als nach den Russenverwüstungen mit eiserner Willenskraft der Wiederaufbau Ostpreußens betrieben wurde, versuchte die Provinzialverwaltung den Gedanken der einheitlichen Elektrizitätsversorgung zur Durchführung zu bringen, wozu damals bereits ausführliche Entwürfe mit

Ermittlung der Kosten und Wirtschaftlichkeits-

berechnung vorlagen. Bei der umfassenden Aufgabe war die Provinz mit ihren Kreisen nicht allein in der Lage, die erforderlichen Mittel dafür zu beschaffen. Die deswegen mit der preußischen Staatsregierung eingeleiteten Verhandlungen zogen sich bis zu dem unglücklichen Abschluß des Weltkrieges hin.

Nunmehr stand die Provinzialverwaltung vor einer veränderten Lage. Eine Fortführung der eingeleiteten Verhandlungen erschien aussichtslos, da Preußen sich nach dem Uebergang der Steuern auf das Reich außerstande erklärte, jetzt eine wirksame Finanzhilfe zu leisten, auch die Steuerkraft der Kommunalverwaltungen wesentlich umgestaltet war. Gebieterischer als je trat aber für die abgeschnürte Provinz Ostpreußen die Notwendigkeit hervor, unter Ausnutzung ihrer Wasserkraft eine planmäßige Elektrizitätswirtschaft einzuführen, wobei die damals besonders stark drohende Kohlennot mitsprach.

Unter diesen Umständen wandte sich im Jahre 1919 die Provinzialverwaltung an das Reich, das die Förderung

Elektrizitätsversorgung der Provinz Ostpreußen.

60 u. 15 kV Netz-Plan.

Zeichenerklärung.

- Grenze des Ueberlandwerks Königsberg
- Gumbinnen
- Osterode
- Kraftwerk
- Umspannwerk 60/15 kV
- Schaltstation
- Trennstelle
- 60 kV Leitung im Betrieb
- 60 kV Leitung projektiert
- 15 kV Leitung im Betrieb
- 15 kV Leitung Bau
- projektiert
- fremden Werkes

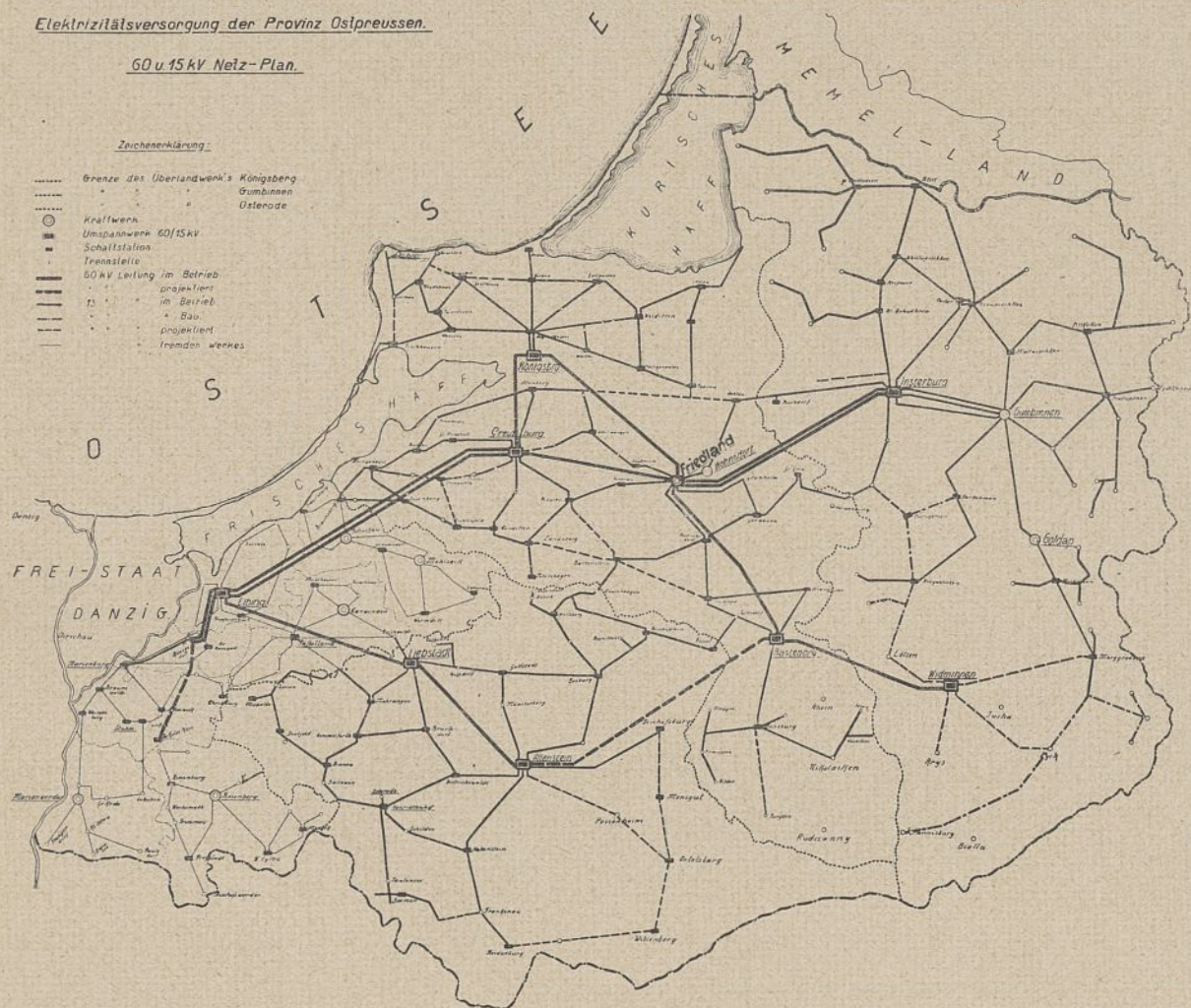


Abbildung 1

der Elektrizitätswirtschaft unter ihre wirtschaftlichen Aufgaben eingereiht hatte, und fand dort entschlußkräftiges, verständnisvolles Entgegenkommen, mit dessen Hilfe auch in den kommenden schweren Zeiten die Durchführung der Aufgaben gelungen ist. Preußen hat sich dann im Laufe der Jahre, als ihm dies seine wieder erstarkende Finanzkraft ermöglichte, dem Vorgehen des Reiches mehr und mehr dabei angeschlossen.

Im Januar 1920 gründeten zunächst Reich und Provinz eine Aktiengesellschaft für die Herstellung der Kraftquellen und der 60 kV-Leitungen mit Umspannwerken und die Provinz allein eine zweite Aktiengesellschaft für das Verteilungsnetz, wobei eine Beteiligung der Kreise an der zweiten Gesellschaft vorgesehen war und das Reich die Bürgschaft für den Kapitaldienst der Anleihen übernahm, auf welche das Verteilungsunternehmen vorwiegend verwiesen wurde. Beide Gesellschaften wurden jedoch einer Geschäftsleitung unterstellt, um von vornherein die einheitliche Durchführung der Elektrizitätsversorgung der Provinz sicherzustellen.

Letzteres blieb fortan der leitende Gesichtspunkt bei allen Organisationsänderungen, zu denen die Schwierigkeiten der Geldbeschaffung bei der bald einsetzenden und sich immer stärker auswirkenden Geldentwertung zwangen. Trotz der Bürgschaft blieb dem Verteilungsunternehmen der Geldmarkt verschlossen, weil in jener Zeit in Deutschland Anleihen für kommunale Unternehmungen, insbesondere jenseits des polnischen Korridors, nicht unterzubringen waren. Deshalb wurden die beiden Gesellschaften in eine verschmolzen, die nunmehr den Namen Ostpreußenwerk-Aktiengesellschaft annahm, und der als dritter Aktionär Preußen beitrug. Gleichzeitig damit übernahm das Unternehmen die Stromlieferung an die beiden Landkreise Elbing und Marienburg und an die Stadt Elbing, wie es Preußen aus den früher geplanten Nogatkraftwerken in Aussicht genommen hatte.

Von den verbleibenden 31 Landkreisen sonderte sich einer — Pr. Holland — ab, der es vorzog, sich eine eigene Kreisversorgung mit einem kleinen Torfkraftwerk zu schaffen. Die übrigen 30 Landkreise schlossen sich mit dem Unternehmen von Reich, Preußen und Provinz zu einem einheitlichen Versorgungsgebiet zusammen, in welchem alle beteiligten Kommunal- und Staatsverwaltungen sich verpflichteten, ihr Grundeigentum für keine anderen Sonderanlagen zur Verfügung zu stellen. Als sich dann später die Möglichkeit einer erleichterten Geldbeschaffung für Unternehmungen auf kommunaler Grundlage zu bieten schien, wurde nochmals in etwas veränderter Form eine äußere Umgestaltung der Organisation vorgenommen, indem die Ostpreußenwerk-Aktiengesellschaft als solche nur die Aufgabe der Erzeugung und Fortleitung des Stromes behielt und für die Stromverteilung mit den 30 Landkreisen drei Ueberlandwerke G. m. b. H. gründete, das Ueberlandwerk Gumbinnen mit 11 Landkreisen, das Ueberlandwerk Königsberg mit 12 Landkreisen, in diesen beiden Gesellschaften mit einer Beteiligung des Ostpreußenwerks von 20 vH, und das Ueberlandwerk Osterode mit 7 Landkreisen und einer Beteiligung des Ostpreußenwerks von 50 vH. Dadurch, daß das Gesellschaftskapital dieser drei Ueberlandwerke auf einen ganz geringen Betrag beschränkt wurde, die Landkreise auch von jeder Nachschußpflicht befreit blieben, waren diese ohne eigenes finanzielles Risiko an den Unternehmungen beteiligt, für den wirtschaftlichen Erfolg also nicht eigentlich selbst verantwortlich. In den sich schnell überholenden Wirtschaftsereignissen erwies sich der für die Mitwirkung der Kreise maßgebend gewesene Gedanke einer erleichterten gesonderten Anleihefähigkeit der Ueberlandwerke nicht mehr als zutreffend. Die Finanzierung der letzteren mußte vielmehr doch allein von den Aktionären des Ostpreußenwerks übernommen werden. Diesen Tatsachen wurde deshalb dadurch Rechnung getragen, daß mit den Landkreisen ihre unmittelbare Aktienbeteiligung am Ostpreußenwerk gegen Übernahme ihrer Gesellschaftsanteile an den Ueberlandwerken durch das Ostpreußenwerk vereinbart wurde. Nach Durchführung dieser Maßnahme wird somit die Ostpreußenwerk-Aktiengesellschaft zugleich als alleiniger Gesellschafter der vorläufig noch als besondere Gesellschaften bestehenden drei Ueberlandwerke, in ihrem den größten Teil der Provinz umfassenden Versorgungsgebiet der alleinige Träger der Elektrizitätsversorgung desselben sein.

Die Hauptaktionäre, Reich, Preußen und Provinz, haben in vorbildlicher Weise, mit dauernder Unterstützung von wirtschaftsfriedlichen, demselben Zweck dienenden Arbeitsgemeinschaften ihrer Parlamente, einmütig in diesen Jahren wirtschaftlichen Niedergangs zum Wohle Ostpreußens dies Unternehmen über alle teilweise schweren Hindernisse hinweggeführt, so daß jetzt der befriedigende Zustand erreicht werden konnte, den die Abb. 1 zeigt.

Die Wasserkraftwerke Friedland und Gr.-Wohnsdorff, einstweilen der Kernpunkt der Stromversorgung Ostpreußens, sind im Winter 1924/25 in vollen Betrieb gekommen. Aus ihnen sind teilweise im Zusammenarbeiten mit dem Dampfelektrizitätswerk der Stadt Königsberg, mit dem deswegen ein Vertrag geschlossen ist, im Jahre 1925 rd. 20 Millionen kWst nutzbar abgegeben. Diese werden in einem Netz von rd. 450 km 60 kV-Leitungen den acht Umspannwerken

Königsberg, Creuzburg, Elbing, Liebstadt, Allenstein, Insterburg, Rastenburg und Widminnen zugeleitet. Aus diesen und aus dem neunten Umspannwerk in Friedland selbst zweigt sich das Verteilungsnetz von rd. 4500 km 15 kV-Leitungen ab, in denen rd. 1500 Transformatorstationen in Betrieb sind, um 45 kleinere Städte und Gemeinden mit städtischem Charakter und rd. 1,4 Millionen sogenannte elektrische Morgen (d. h. Acker ganz, Wiesen und Weiden halb und Wald, Wasser, Oedland nicht gerechnet) landwirtschaftlicher Betriebe sowie die in Ostpreußen nur spärlich vorhandene Industrie, vorwiegend Mühlen und Ziegeleien, mit Strom zu versorgen.

Eine gesicherte Grundlage ist damit für das Unternehmen geschaffen, das weiter ausgebaut werden wird, wie es die jeweiligen Wirtschaftsverhältnisse erfordern und ermöglichen werden.

2. Die Wasserkraftwerke Friedland und Gr.-Wohnsdorff.

Vom Regierungsbaumeister a. D. G. Broeg in Königsberg (Pr.).

Die Vorarbeiten, welche die Provinzialverwaltung in Verbindung mit dem Siemenskonzern während des Krieges durchgeführt hatte, ergaben, daß genügend ausbauwürdige Wasserkräfte vorhanden waren, um die Versorgung der gesamten Provinz mit Strom zu gewährleisten. Für die Wasserkraftnutzung kommen vor allem die Alle und die Angerapp in Frage, während die anderen Flüsse mit Ausnahme der Nogat und vielleicht noch der Passarge geringere Bedeutung haben. Die Wasserkräfte der Nogat, deren Ausbau vor dem Kriege schon vorbereitet war, können aber solange nicht ausgebaut werden, als nicht durch Staatsverträge zwischen dem Reiche und Polen die Unterhaltung der Weichsel an der Abzweigung der Nogat geregelt und damit eine genügende Wasserführung der Nogat gewährleistet ist. An der Passarge, an deren Unterlauf die Firma Schichau bereits ein Wasserkraftwerk betreibt, ist noch der Bau einer weiteren Anlage möglich. Die Angerapp kommt für einen großzügigen Ausbau in Frage, die dort vorhandenen Mühlen lassen noch den Bau von fünf Wasserkraftanlagen zu. Die größere Bedeutung aber gebührt wegen ihres Wasserreichtums der Alle. Außer der vorhandenen Anlage bei Allenstein und einer kleineren Anlage bei Heilsberg bestand hier die Möglichkeit des Baues von vier größeren Wasserkraftwerken. Zum Ausbau gelangten zunächst die Wasserkraftwerke Friedland und Gr.-Wohnsdorff, welche mit ihrer Leistungsfähigkeit von 35 Millionen Kilowattstunden im Jahr den Bedarf der Provinz auf eine Reihe von Jahren zu decken vermögen. Sie arbeiten zusammen mit dem Dampfkraftwerk der Stadt Königsberg, das in besonders wasserarmen Zeiten die Wasserkraftwerke unterstützen muß, während es zu wasserreichen Zeiten ganz oder zum Teil stillgelegt wird und Strom von den Wasserkraftwerken bezieht. Das Niederschlagsgebiet ist für Friedland 5435 qkm, für Gr.-Wohnsdorff 5800 qkm groß. Die Regenhöhe kann im Mittel zu 550 mm angenommen werden. Das Jahresmittelwasser beträgt in Friedland 32,5 cbm/sek, in Gr.-Wohnsdorff 34 cbm/sek. Es kommen also etwa 33 vH der Niederschlagsmenge zum Abfluß; bezogen auf die Größe des Niederschlagsgebietes, ist der Abfluß bei Mittelwasser etwa 6 l/sek. Das gewöhnliche Niedrigwasser beträgt für Friedland 16 cbm/sek, das

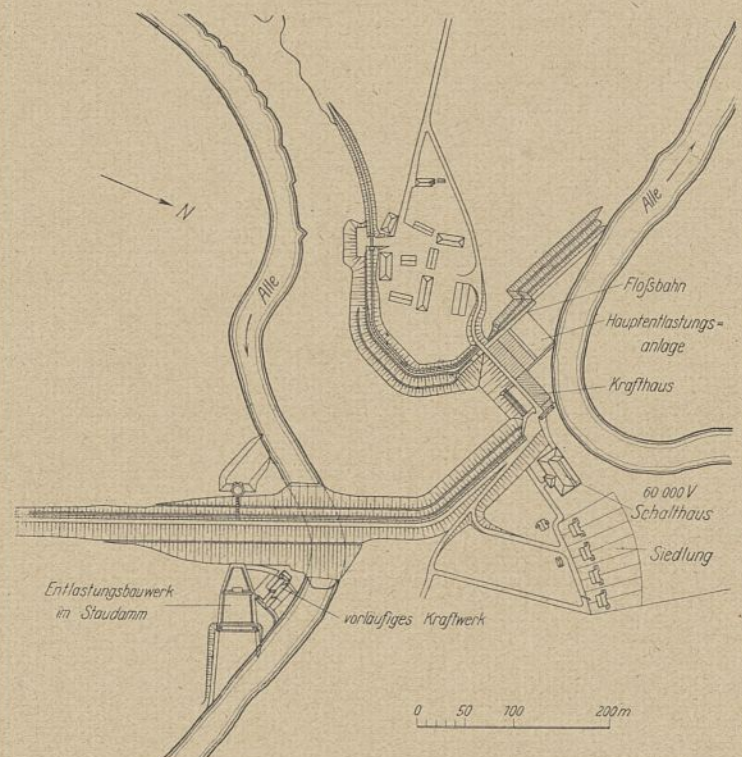


Abb. 2. Kraftwerk bei Friedland, Lageplan.

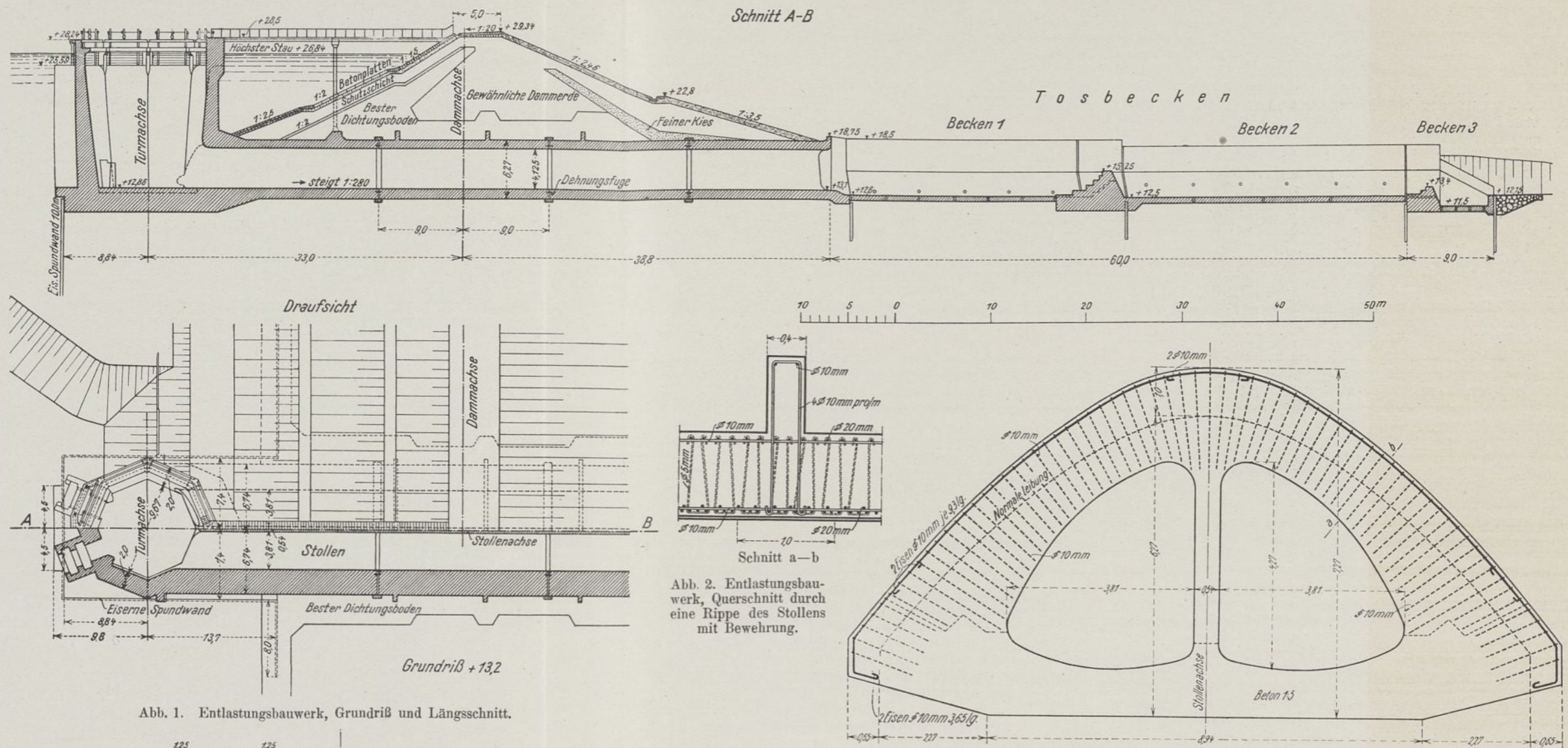
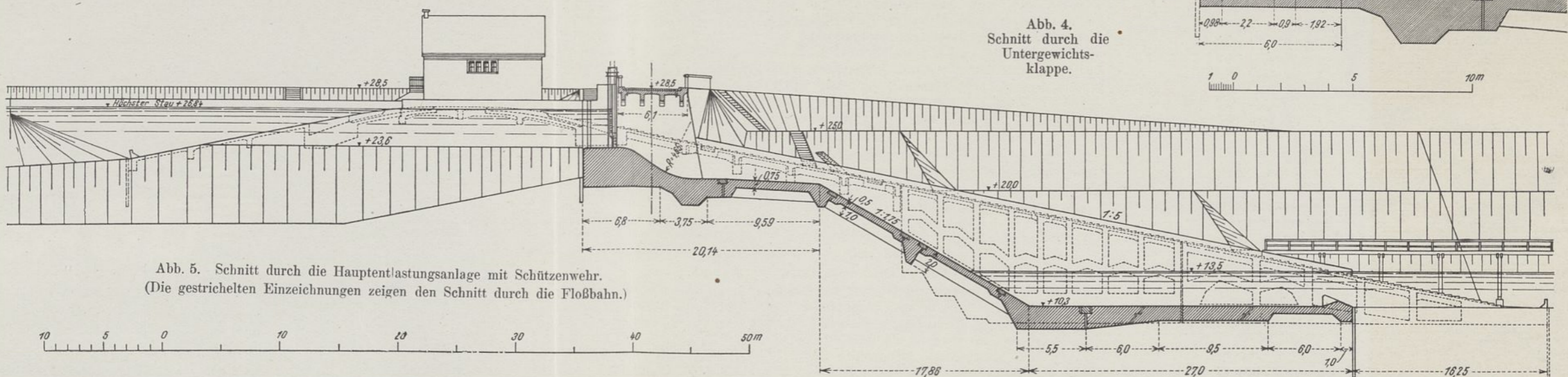
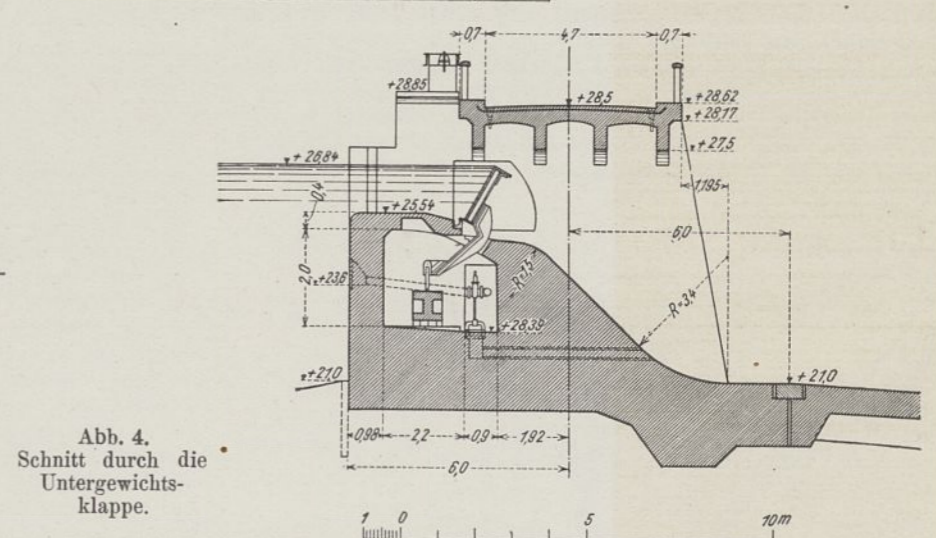
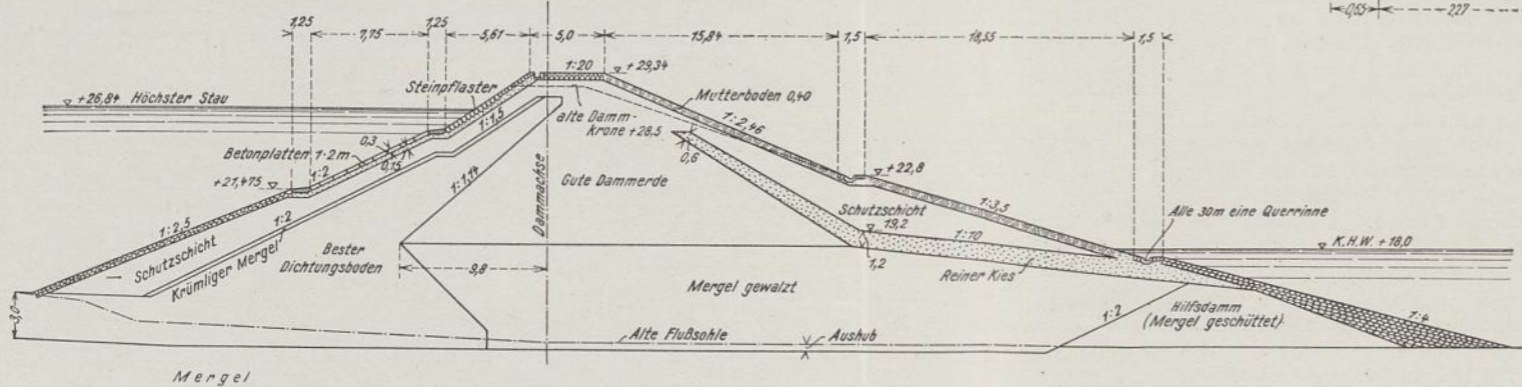


Abb. 1. Entlastungsbauwerk, Grundriß und Längsschnitt.



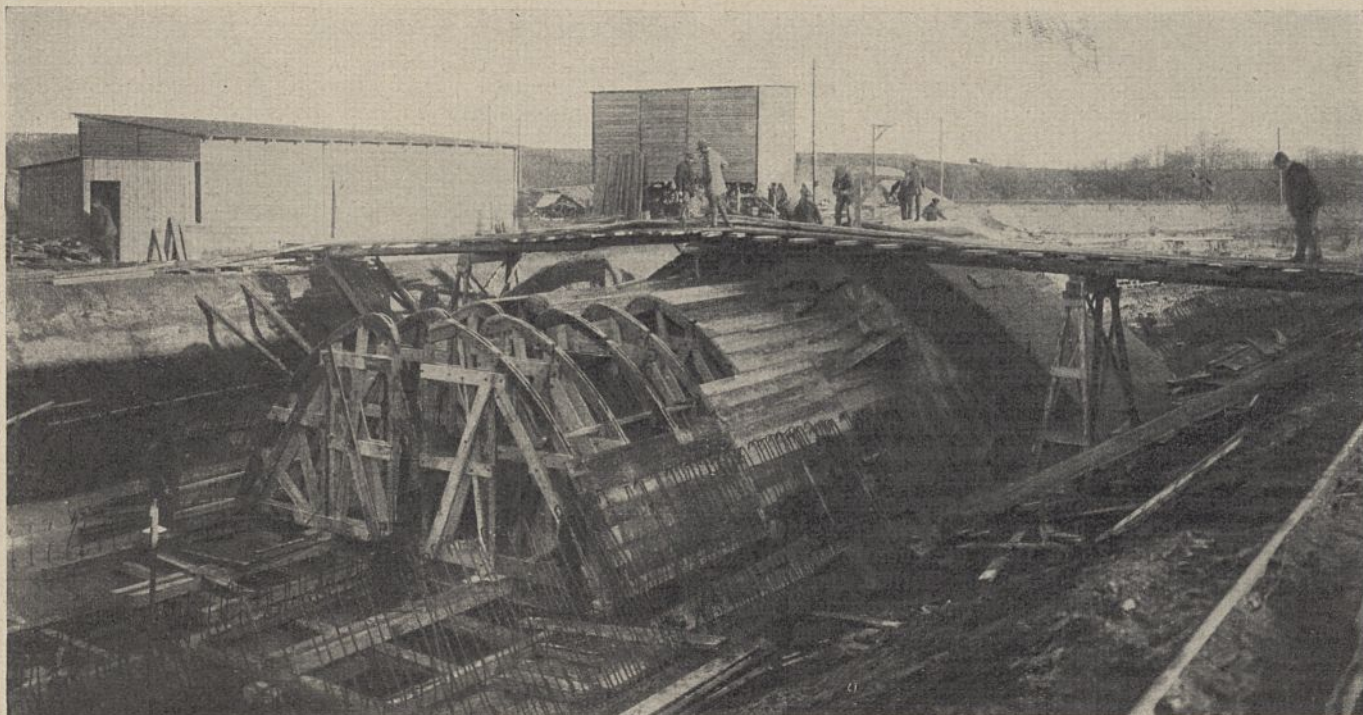


Abb. 3. Kraftwerk bei Friedland, Stollen im Bau.

gewöhnliche Hochwasser 164 cbm/sek, das Katastrophenhochwasser 473 cbm/sek. Für Groß-Wohnsdorff sind die entsprechenden Zahlen 17, 172 und 500 cbm/sek. Hiernach ergeben sich an Abflußmengen, auf das Quadratkilometer des Niederschlagsgebietes bezogen, für Niedrigwasser 3 l/sek und für Katastrophenhochwasser 86—87 l/sek. Das Niederschlagsgebiet der Alle ist in ihrem Quellgebiet reich an Wäldern und Seen, sonst zum größten Teil wenig bewaldet.

Die Anlage Friedland ist als Spitzenwerk auf 120 cbm/sek, also auf etwa das 3,7fache des Jahresmittelwassers ausgebaut. Sie ist bestimmt, die Spitzen der Strombedarfsfläche zu decken, während die Grundkraft durch die als Laufkraftwerk ausgebaute Anlage Gr.-Wohnsdorff, zusammen mit dem Dampfkraftwerk Königsberg, geliefert wird. Die gleichzeitige Herstellung zweier Anlagen war durch den erforderlichen hohen Ausbau von Friedland und seinen ungleichmäßigen Wasserverbrauch bedingt; ein Ausgleichbecken war nötig, um auf der unterliegenden Flußstrecke die in hoher landwirtschaftlicher Kultur stehenden Uferländereien, die Schifffahrt und eine große Mühlenanlage vor Nachteilen zu schützen. Mit seinem Gefälle von 5 m gab es Anlaß zum Ausbau einer zweiten, naturgemäß als Laufwerk auszubauenden Kraftanlage.

Der Wasserinhalt des Staubeckens Friedland beträgt 20 Mill. Kubikmeter, der des Ausgleichbeckens Groß-Wohnsdorff 4,7 Mill. Kubikmeter; er ist so gering, daß trotz der großen Länge beider Becken von insgesamt 40 km nur ein Tagesausgleich möglich ist.

Die Betriebsweise beider Anlagen ist folgende:

Friedland arbeitet zur Zeit des größten Strombedarfs, also tagsüber, um den Bedarf der nur gering entwickelten Industrie und der Landwirtschaft zum Dreschen, Pflügen usw. zu decken, und abends zur Deckung des Lichtbedarfs der Städte, insbesondere von Königsberg. Während dieser Zeit wird sein Becken abgesenkt. Nachts wird Friedland stillgesetzt, das Becken wird wieder aufgefüllt. Gr.-Wohnsdorff hingegen arbeitet Tag und Nacht gleichmäßig durch mit derjenigen Wassermenge, welche der ganzen Ausbaustrecke des Flusses zufließt. Dadurch wird, da nachts von Friedland kein Wasser zuströmt, das Becken Gr.-Wohnsdorff in dieser Zeit abgesenkt und hierdurch der am nächsten Tage nötige Raum zur Aufnahme des Betriebswassers der Anlage Friedland geschaffen.

Den Lageplan des Kraftwerks Friedland zeigt Abb. 2. Das Werk ist an einer großen Schleife des Flusses errichtet worden, dort, wo die Alle nach Durchfließen der Schleife sich wieder bis auf 250 m ihrem Laufe nähert. Durch einen Staudamm von 810 m Länge, einer größten Höhe von 17,6 m, einer größten Sohlenbreite von 98 m und mit einem Erdinhalt von 170 000 cbm wird die Alle aufgestaut, und es wird ihr Wasser durch einen kurzen ausgebagerten Werkkanal dem Kraftwerk zugeführt, so daß hierdurch die Schleife trockengelegt wird. Der Staudamm hat eine Kronenbreite von 5 m, seine Krone liegt 2,5 m über dem Normalstau, die Neigung seiner Böschungen ist auf der Wasserseite unten 1:2,5 bis oben 1:1,5 und auf der Luftseite oben 1:2,5 bis unten 1:3,5. Er besteht aus guter Dammerde und enthält auf der Wasserseite eine Dichtungsschürze aus in 20 cm starken Lagen mit Preßluft gestampftem und mit Motorwalzen gewalztem Geschiebemergel, auf der Luftseite

durchlässigen, kiesigen Boden, in den ein mit Beobachtungsbrunnen versehenes Drainagesystem verlegt ist. Die Böschung der Wasserseite ist unten mit einer Steinschüttung, darüber mit Betonplatten und schließlich in Höhe und über der Wasserlinie mit Granitsteinpilaster abgedeckt, während die Böschungen der Luftseite lediglich mit Mutterboden bedeckt und begrünt sind, und Betonrinnen für unschädliche Abführung des Tagewassers sorgen. Die Dichtungsschürze ist sorgfältig mit dem Geschiebemergel des Untergrundes in Verbindung gebracht worden, und ebenfalls mit großer Sorgfalt ist der Anschluß an den Geschiebemergel der Talhänge erfolgt. Tafel 1 Abb. 3 zeigt den Querschnitt des Staudammes, an seiner höchsten Stelle im alten Flußbett.

Die Hochwasserentlastungsanlagen zerfallen in zwei getrennte Teile; ein Teil des Hochwassers bis zu 180 cbm/sek wird durch einen Stollen unter den Staudamm hindurchgeführt, ein Teil bis zu 300 cbm über eine geneigte Ebene neben dem Kraftwerk abgelassen.

Der unter dem Staudamm, in gewachsenem Boden in Eisenbeton ausgeführte, zweiteilige Stollen hat 24 qm Querschnitt. Er ist seiner Länge nach durch drei mit Kupferblech und Asphaltpappe abgedichtete Dehnungsfugen unterteilt, sorgfältig mit gestampftem Mergel umhüllt und mit einer Anzahl von vorspringenden Rippen versehen. Das Wasser wird dem Stollen durch einen an seinem oberwasserseitigen Ende anschließenden 18 m hohen achteckigen Ueberfallturm von ca. 15 m Außendurchmesser zugeführt. An seinem unterwasserseitigen Ende dienen zwei aufeinanderfolgende erweiterte Betonbecken mit den sie abschließenden Betontreppen zur Beruhigung des mit großer Geschwindigkeit durch den Stollen schießenden Wassers, derart, daß es mit einer in dem unbefestigten Flußlauf der oben erwähnten Schleife zulässigen Geschwindigkeit von 1 m/sek. diesen erreicht. Die Betontreppen sind nach den Modellversuchen von Beyerhaus ausgebildet worden. Näheres hierüber ist im Jahrgang 1913 S. 663 u. ff. und 1914 S. 146 u. ff. dieser Zeitschrift veröffentlicht worden. Der Ueberfallturm trägt auf seinem oberen Rande acht Gleitschützen von je $4,5 \times 1,25$ m Querschnitt und enthält in Höhe der Sohle des Staubeckens zwei Grundablässe von 2×3 m Querschnitt, die durch keilförmige Rollschützen geschlossen sind. Tafel 1 Abb. 1 u. 2 zeigen den Grundriß, Längsschnitt und Querschnitt des Stollens mit Turm und Beruhigungsbecken. Abb. 3 zeigt die Betonarbeiten des Stollens. Während des Baues des Staudammes war die Alle durch einen Fangedamm abgedämmt und durch den Stollen umgeleitet worden. Diese Umleitung hatte die Möglichkeit zu der Errichtung eines provisorischen Wasserkraftwerkes geboten. Zwischen den beiden Beruhigungsbecken war eine hölzerne aus Böcken und Dammbalken gebildete Stauwand errichtet worden, die den Aufstau der Alle um 4 m bewirkte; in einem zwischen dem ersten Beruhigungsbecken und dem alten Flußlauf hergestellten Kraftwerk wurde dies Gefälle in vier Turbinen mit senkrechten Achsen ausgenutzt, die bis zu 1000 kW leisteten und nicht nur den gesamten Bedarf beider Baustellen in Friedland und Gr.-Wohnsdorff an Gleichstrom deckten, sondern auch zwei Jahre lang bis zur Inbetriebnahme des großen Kraftwerkes Drehstrom von 15 000 Volt Spannung für die Ueberlandversorgung und nach Königsberg lieferten. Das den Drehstrom liefernde Aggregat war eine Hälfte der für das Kraftwerk Gr.-Wohns-

dorff bestimmten Maschinenanlage, die hier nur provisorisch eingebaut worden war und später an ihren endgültigen Aufstellungsort überführt wurde.

Die zweite Entlastungsanlage neben dem Kraftwerk besteht aus einer betonierten geneigten Ebene (Abschußtenne) mit der Neigung 1:1,75, die an ihrem oberen Ende durch vier aus je zwei Tafeln bestehenden Gleitschützen von 8 × 3,24 m Größe und eine in der Mitte liegende selbsttätige Untergewichtsklappe von 8 × 1,3 m Größe abgeschlossen ist. An ihrem unteren Ende schließt sich eine Betonbefestigung der Flußsohle auf 25 m Länge an, welche nach dem Flußlauf hin durch eine gezahnte niedrige Betonschwelle begrenzt wird. Tafel 1 Abb. 2 u. 4 zeigen den Schnitt durch die Abschußtenne und durch die Untergewichtsklappe. Durch Modellversuche im Flußbaulaboratorium der Technischen Hochschule in Karlsruhe war die Wirksamkeit der Entlastungsanlage erprobt worden, und nach dem Ergebnis dieser ausgedehnten Versuche, die eine große elliptische Wasserwalze von ca. 22 m größtem Durchmesser erwarten ließen, war die Länge der Betonbefestigung und die Lage und Ausbildung der Zahnschwelle bestimmt worden. Das große Hochwasser des Winters 1923/24 hat eine günstige Wirkungsweise der ganzen Anlage gezeigt. Ueber die Anlage waren etwa 300 cbm/sek. abgeführt worden und es sind nur geringe Kolke von 2,5 m Tiefe, die aber 13 m von der Zahnschwelle entfernt liegen, also ganz ungefährlich sind, festgestellt worden. Die Kolke sollen, sobald sich ein Dauerzustand eingestellt hat, mit einer Steinschüttung befestigt werden, so daß sie als natürliche Beruhigungsbecken wirken.

Neben der Hauptentlastungsanlage liegt die Floßbahn, deren Längsschnitt ebenfalls in Tafel 1 Abb. 5 dargestellt ist, eine 1:5 geneigte Ebene, auf der Schienen angeordnet sind, welche die Beförderung der ankommenden Flöße auf zwei zusammengekuppelten Wagen vom Oberwasser nach dem Unterwasser ermöglichen, mit Hilfe eines über ein elektrisch angetriebenes Windwerk geführten Drahtseiles. An die Floßbahn schließt

sich dann oberwasserseitig noch ein Schutzdamm an, welcher zur Umschließung eines dort liegenden Gehöftes erforderlich war.

Das Kraftwerk, in den Abb. 4 und 5 im Grundriß und Querschnitt dargestellt, hat je nach der Betriebswassermenge ein nutzbares Gefälle von 12 bis 14 m. Es enthält vier Schachtturbinen, und zwar eine kleine Franzis-Zwillingsturbine von 2100 PS Leistung und drei größere Franzis-Zwillingsturbinen von je 5400 PS Leistung bei 350 Umdrehungen in der Minute, deren verlängerte Wellen unmittelbar mit denen der Generatoren gekuppelt sind. Die Turbinenschächte können durch je zwei Rollschützen gegen das Oberwasser abgeschlossen werden, letztere haben Freifallvorrichtungen, die beim Ueberschreiten der zulässigen Umdrehungszahl der Generatoren

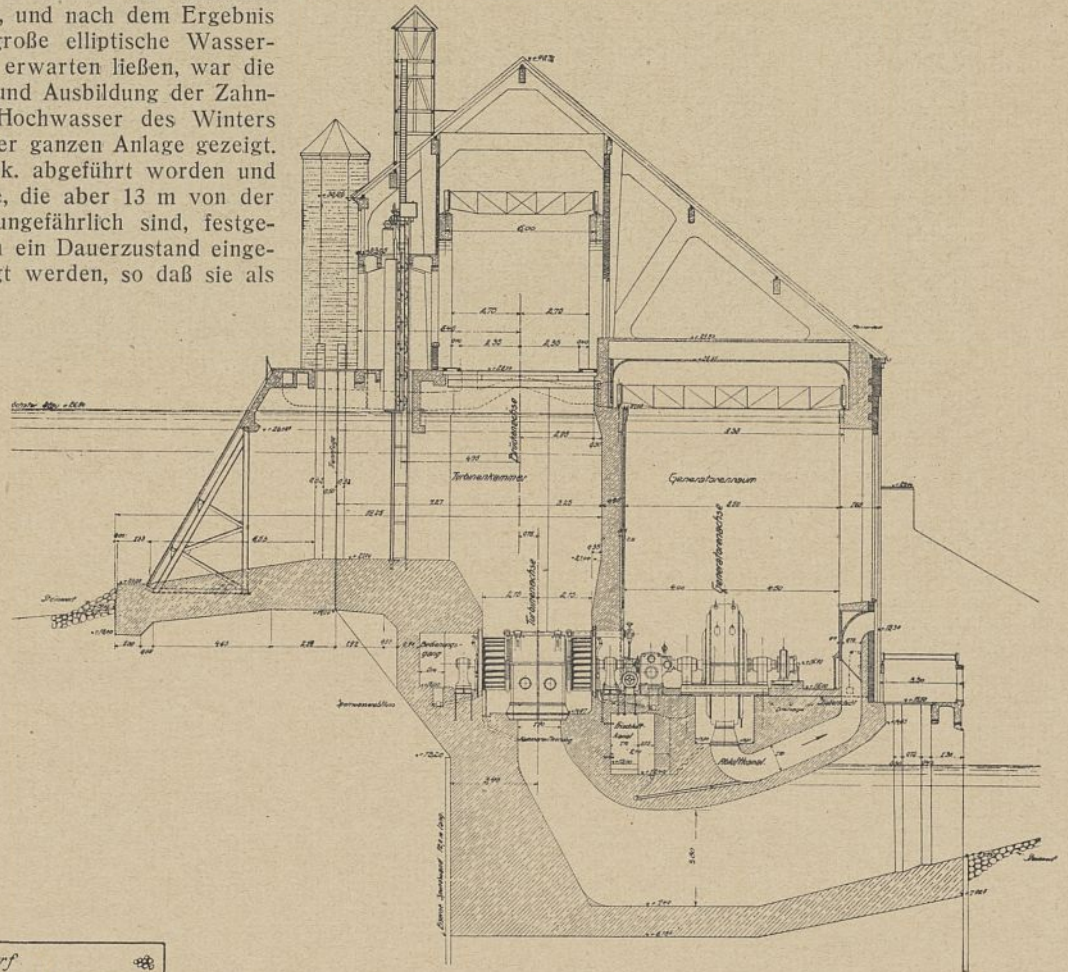


Abb. 4. Kraftwerk bei Friedland, Querschnitt durch das Krafthaus.

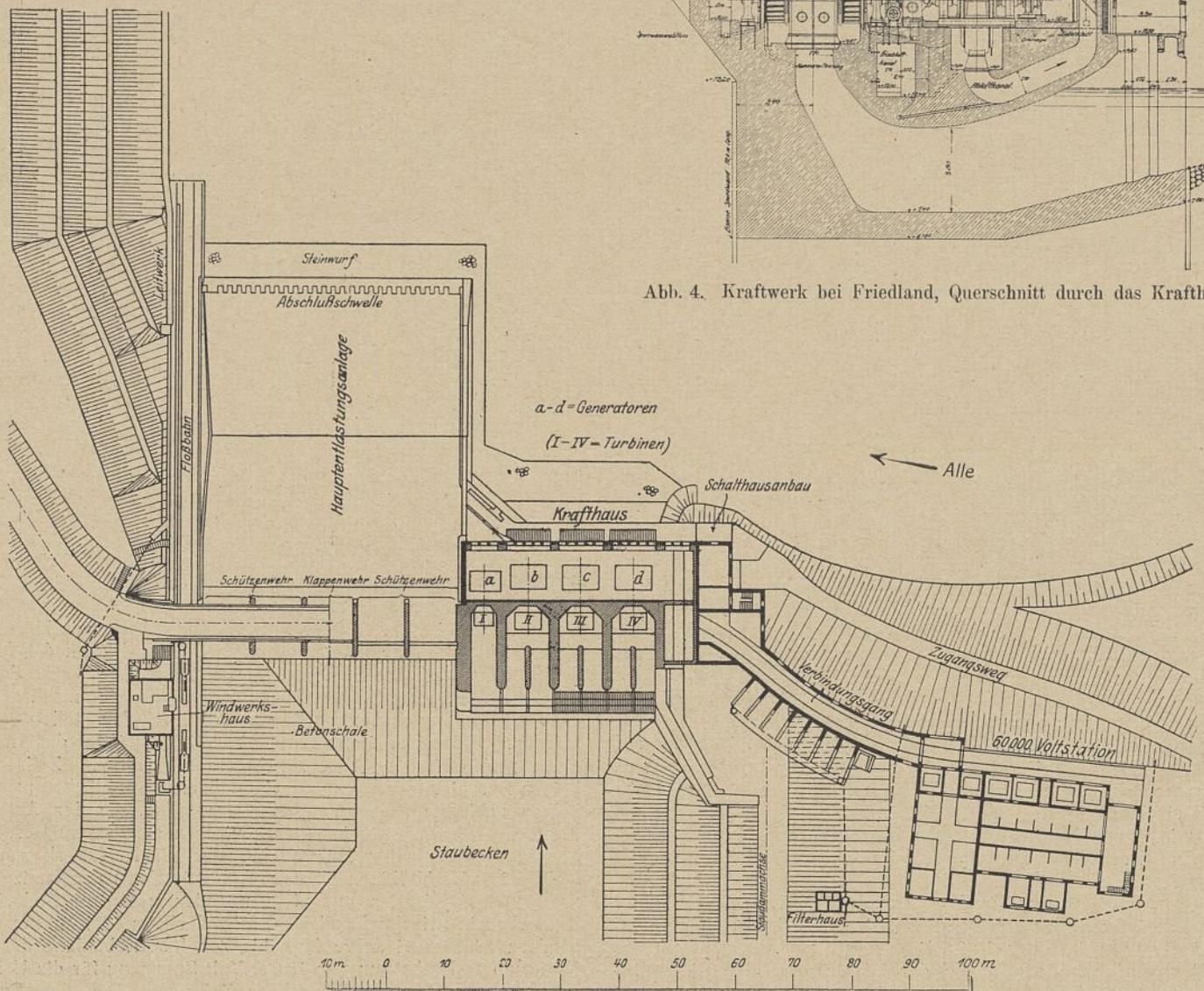


Abb. 5. Kraftwerk bei Friedland, Grundriß der Anlage.

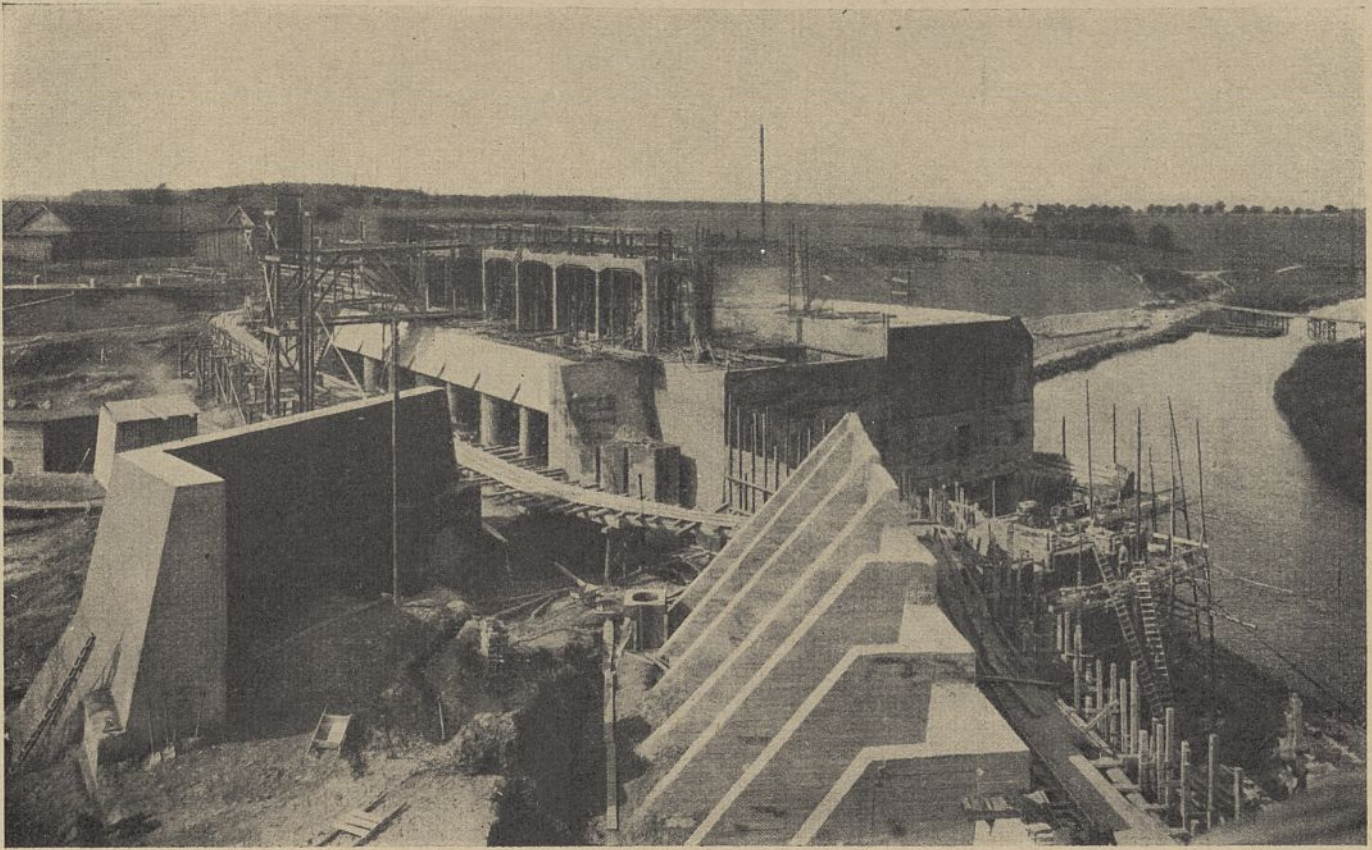


Abb. 6. Kraftwerk bei Friedland, Betonarbeiten des Kraftwerks und der Winkelstützmauer des Verbindungsganges.

selbständig ausgelost werden. Die oberwasserseitigen Turbinenlager sind durch einen Laufgang zugänglich. Die Generatoren stehen zwecks Kühlung durch Frisch- und Abluftkanäle mit der Außenluft in Verbindung. Bemerkenswert ist noch, daß die Eisenbetonwand der Turbinenschächte nach dem Generatorenraum hin mit einer von ihr durch einen Hohlraum getrennt aufgemauerten Ziegelsteinmauer verblendet ist, damit der Maschinenraum unbedingt trocken bleibt. Etwa trotz des wasserdichten Putzes durch den Beton dringendes Wasser kann in dem Hohlraum abfließen. Ueber den Turbinenschächten und dem Generatorenraum sind zu Montage- und Reparaturzwecken Laufkräne angeordnet. Das ganze Gebäude ist nach oben durch ein Eisenbetondach abgeschlossen. Die Schaltbühne liegt in einem nach dem Maschinenraum zu offenen Anbau, unter ihr befindet sich der Reglerkeller, über ihr das Betriebsbureau und der Akkumulatorenraum. Ober- und unterwasserseitig sind doppelte Dammbalkenschlitze angeordnet, Laufgänge ermöglichen das Einsetzen der Dammbalken. Das ganze Kraftwerk ist mit eisernen Spundwänden System Larssen umschlossen, die auch unter der Entlastungsanlage und der Floßbahn hindurchgehen und beiderseitig genügend weit in den gewachsenen Boden einbinden. Die Gründung

erfolgte mittels Grundwassersenkung einwandfrei trotz feinsten z. T. mergeligen Triebandes. Die Generatoren liefern Drehstrom von 6000 Volt Spannung, der durch Kabel nach dem in einiger Entfernung von dem Krafthaus auf dem hohen Alle-Ufer errichteten Umspannwerk geleitet wird. Die Kabel liegen in einem beide Häuser verbindenden Gange, der auch ein Schienengleis zum Transport der Transformatoren enthält. Dieses erstreckt sich bis unter den Turbinenlaufkran, so daß ein bequemer Transport der schweren Transformatoren von der Zufahrtstraße bis zu den Transformatorzellen ermöglicht ist. Der Erddruck auf den Verbindungsgang wird durch eine Winkelstützmauer aufgenommen. Die Abb. 6 zeigt die Betonarbeiten des Kraftwerkes und der Winkelstützmauer des Verbindungsganges. Das Umspannwerk besteht in drei Geschossen aus zwei Teilen; ein Teil dient der Umwandlung des Stromes auf 15 000 Volt für die Ueberlandversorgung und der andere derjenigen auf 60 000 Volt für die Fernleitungen. Die Transformatorzellen sind in einem Vorbau, ein Ueberspannungsschutz und ein Werkstatt-raum sind in Anbauten untergebracht. Die Abb. 7 zeigt die Ansicht des Kraftwerkes mit der Entlastungsanlage, Floßbahn und Windwerkhaus, während auf der linken Seite das Umspannwerk und die

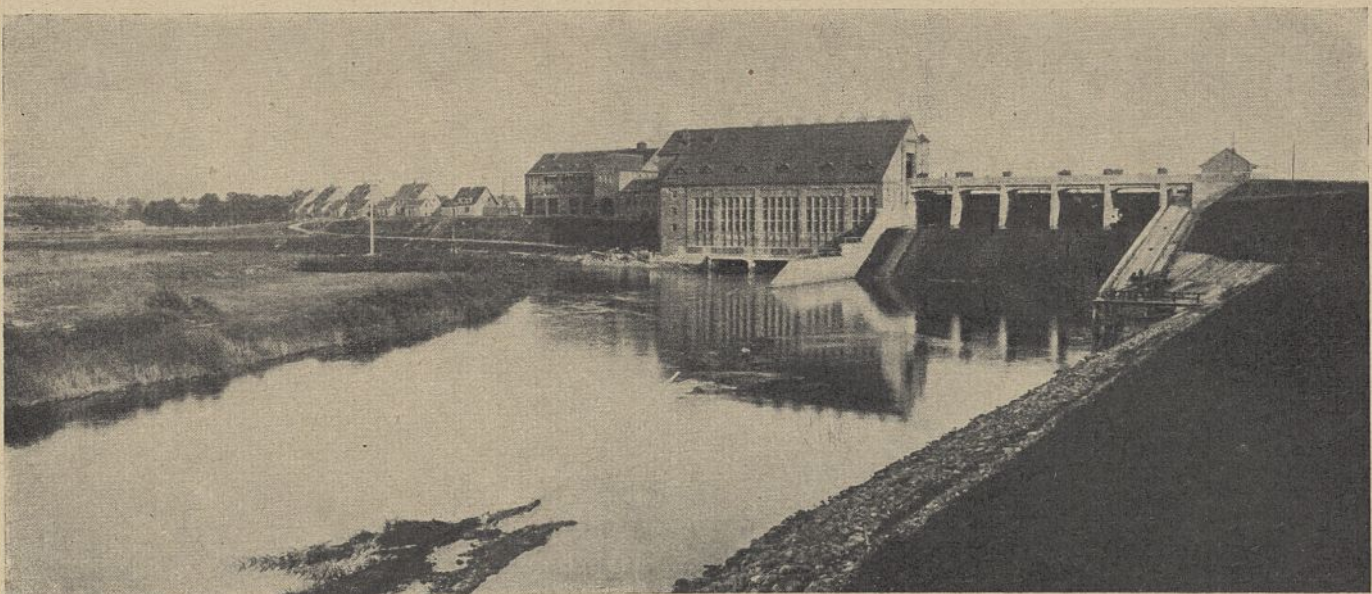


Abb. 7. Kraftwerk bei Friedland. Ansicht vom Unterwasser.

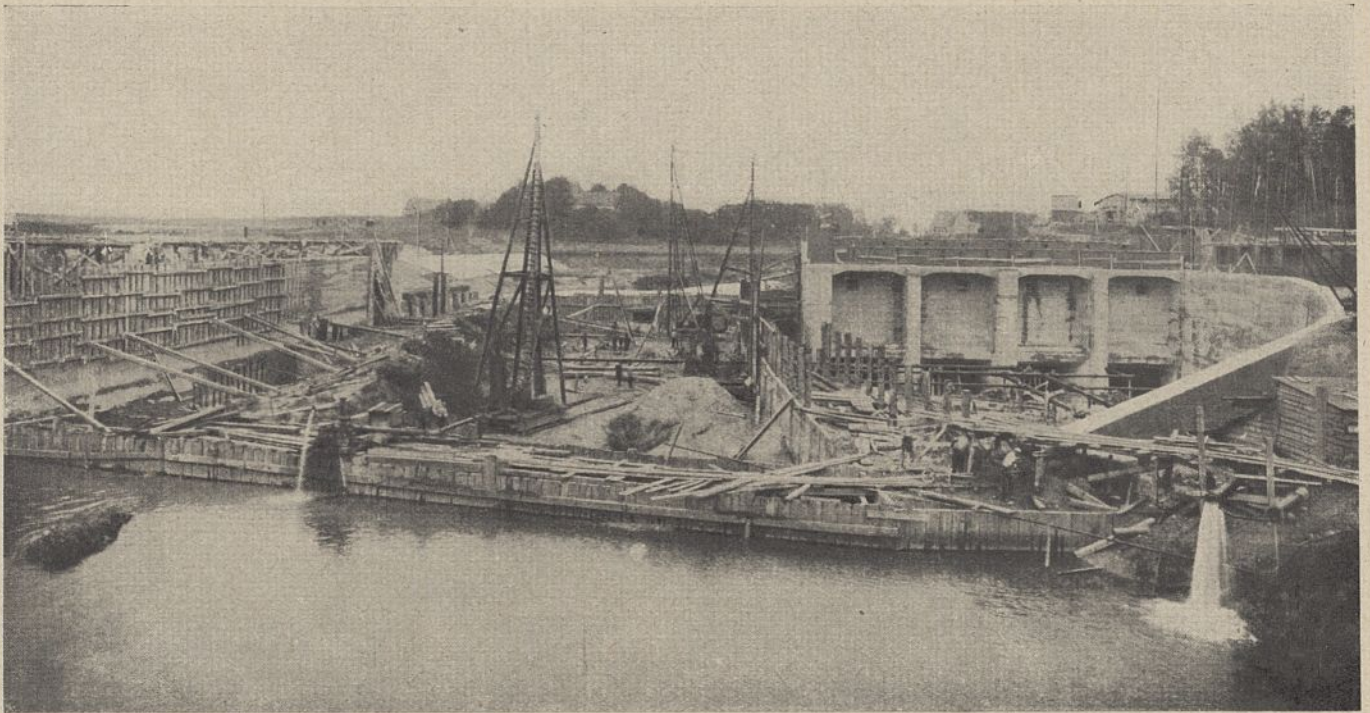


Abb. 8. Kraftwerk bei Groß-Wohnsdorff, Wehr im Bau.

Siedlung für die Werksangestellten sichtbar ist. In letzterer sind in vier Doppelwohnungen Familien des Betriebspersonals untergebracht und in einem besonderen Hause die des Betriebsleiters.

Die Wasserkraftanlage Gr.-Wohnsdorff besteht, wie der Lageplan Tafel 2 Abb. 4 zeigt, in der Hauptsache aus einem

Wehr, an welches linksseitig das sich an das Hochufer anlehnde Kraftwerk mit dem Schaltheus und rechtseitig eine Schiffahrtsschleuse und ein Flügeldeich anschließen. Das Wehr ist ein hydraulisches Dachwehr mit zwei Oeffnungen von je 15,75 m lichter Weite und dazwischenliegendem Regulierpfeiler; es ist auf einer nach Art der

Ambursentalsperre aufgelösten Eisenbetonkonstruktion errichtet; die Klappen haben 2,05 m Höhe. Tafel 2 Abb. 5 zeigt den Querschnitt durch das Dachwehr. Die Wirkungsweise des Wehrs ist bekanntlich so, daß der Raum zwischen den beiden dachartig gegeneinanderstehenden Klappen durch Umlaufkanäle entweder mit dem Oberwasser oder mit dem Unterwasser in Verbindung gebracht werden kann, im ersteren Falle richtet das Wehr sich auf, im anderen Falle legt es sich um. Im letzteren Zustande sind die Wehröffnungen über dem Betonunterbau vollkommen für die Hochwasserabführung frei. In dem linksseitigen Landpfeiler ist eine selbsttätige Reguliervorrichtung eingebaut, welche die Einhaltung der Stauhöhe gewährleistet. Bei aufkommendem Hochwasser und dadurch eintretender Erhöhung des Staues um einige Zentimeter, legt sich das Wehr selbsttätig so weit um, daß das Hochwasser ohne weitere Stauerhöhung abfließen kann. Bei abnehmendem Hochwasser richtet das Wehr sich selbsttätig wieder auf. Zwischen dem Wehr und dem Kraftwerk ist ein Grundablaß von 5 qm Querschnitt eingebaut, er ist mit einem Gleitschütz verschlossen.

Unterhalb des Wehrs ist eine 12 m lange Betonsohle angeordnet, welche, ebenso wie in Friedland, wieder mit einer Zahnschwelle abgeschlossen ist. An diese anschließend ist die Sohle noch auf 16 m Länge mit einer Steinpackung befestigt. Die Abb. 8 zeigt die Baugrube für das Wehrbauwerk mit Fangedämmen umschlossen und z. T. ausgeschachtet.

Da die Alle von ihrer Mündung in den Pregel bis kurz unterhalb des Kraftwerks Friedland Wasserlauf I. Ordnung und in geringem Maße schiffbar ist, mußte eine Schleuse in die Staustufe eingebaut werden. Sie ist in den Abmessungen der Schleusen des Masurischen Kanals, der einige Kilometer

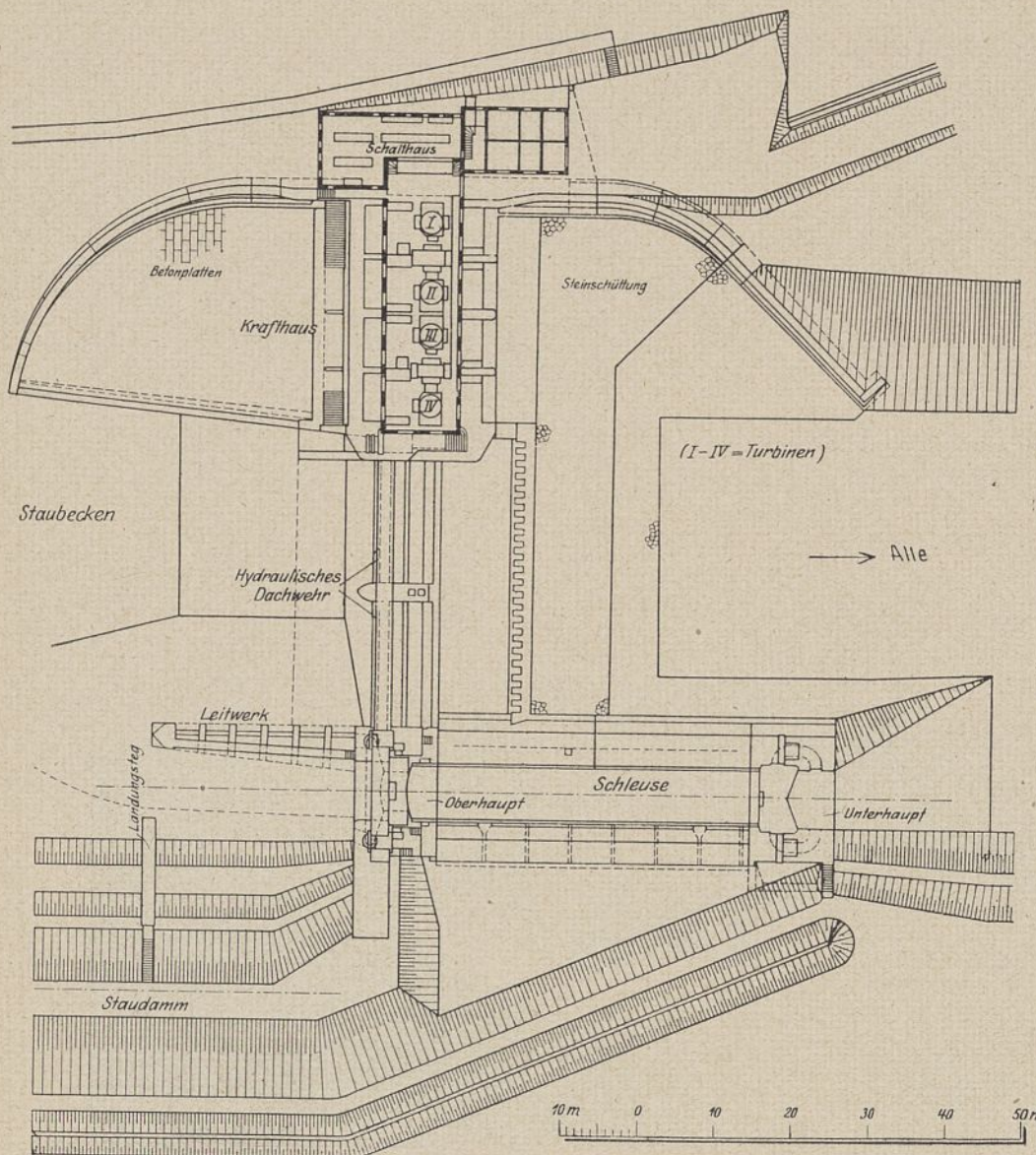


Abb. 9. Kraftwerk bei Groß-Wohnsdorff, Grundriß der Anlage.

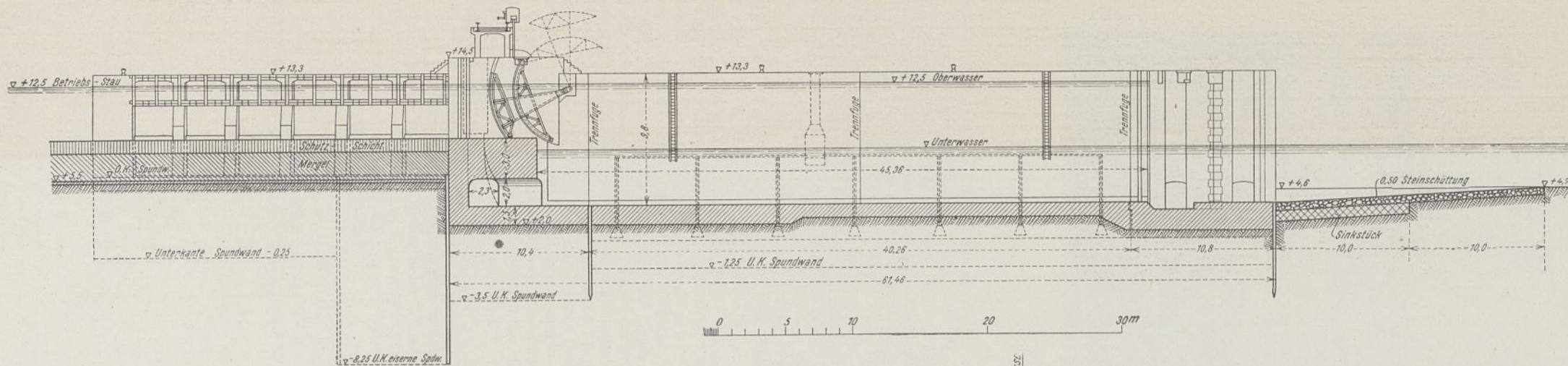


Abb. 1. Längsschnitt durch die Schiffschleuse.

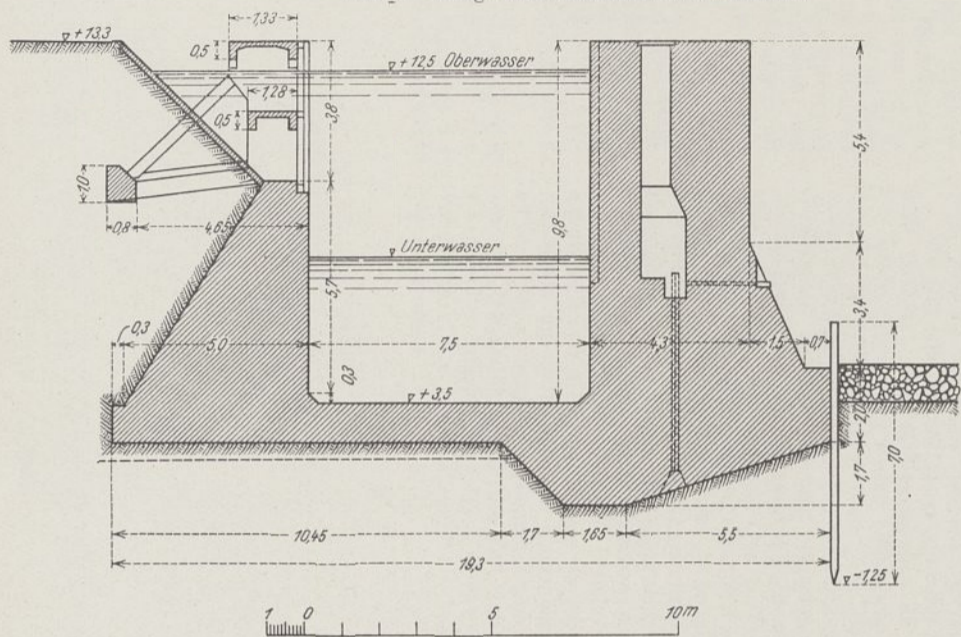


Abb. 2. Schnitt durch die Kammer der Schiffschleuse.

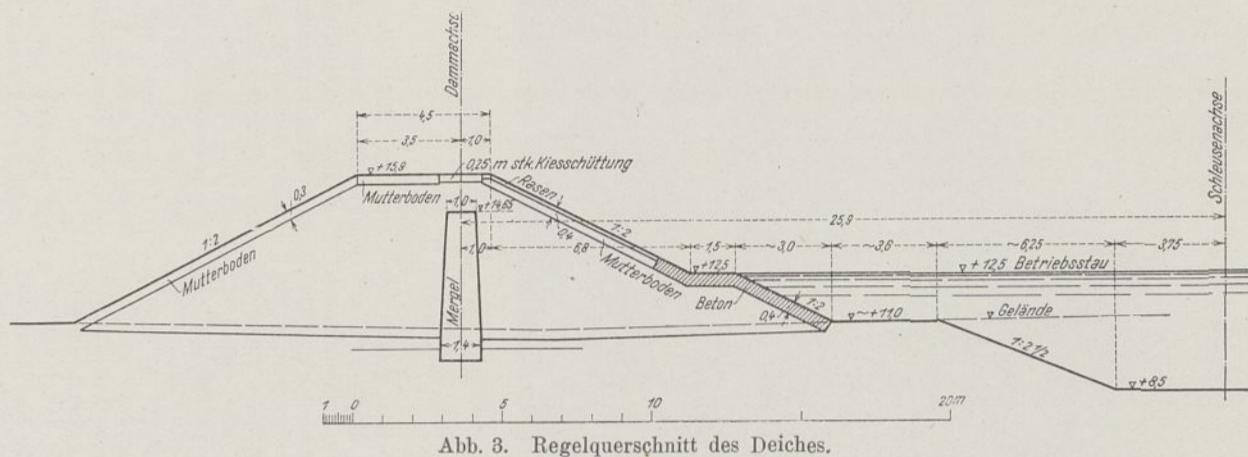


Abb. 3. Regelquerschnitt des Deiches.

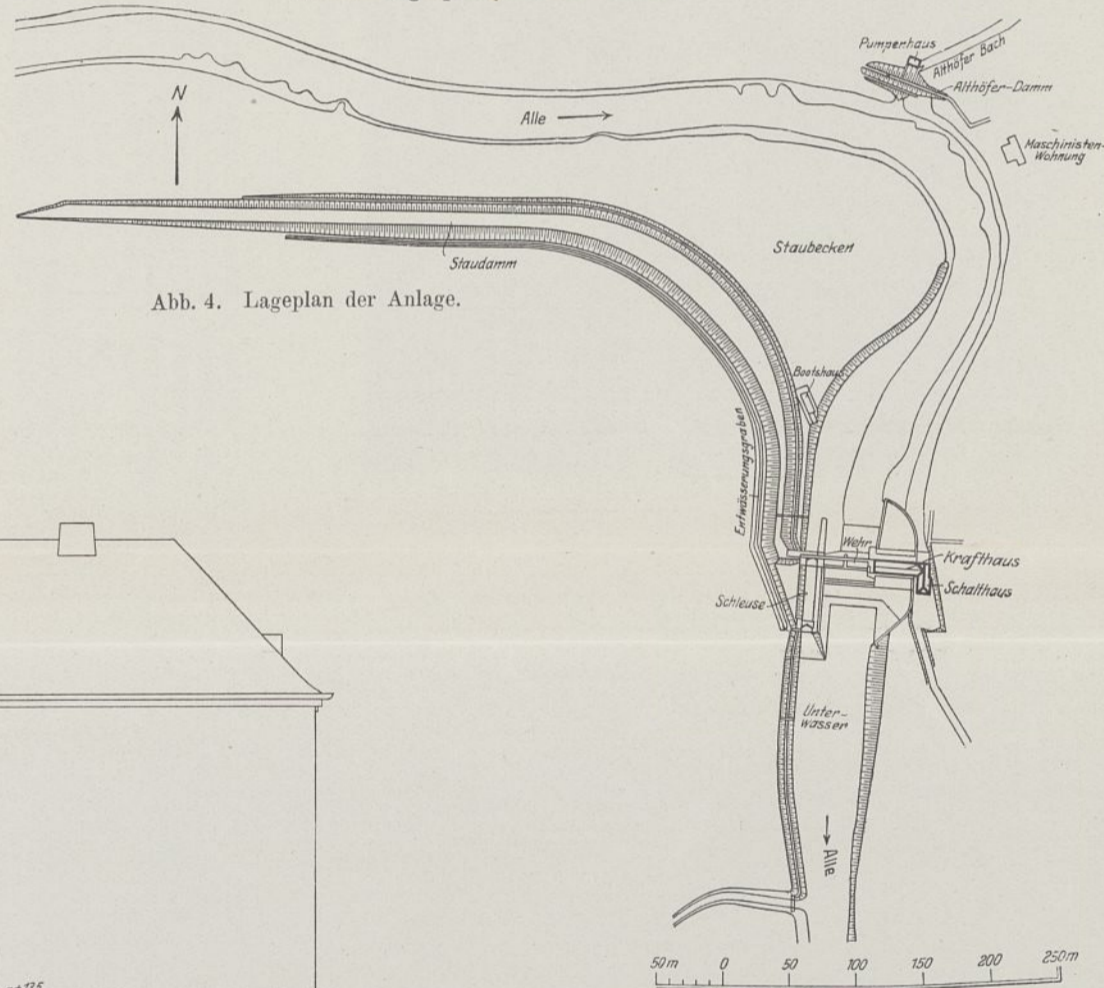


Abb. 4. Lageplan der Anlage.

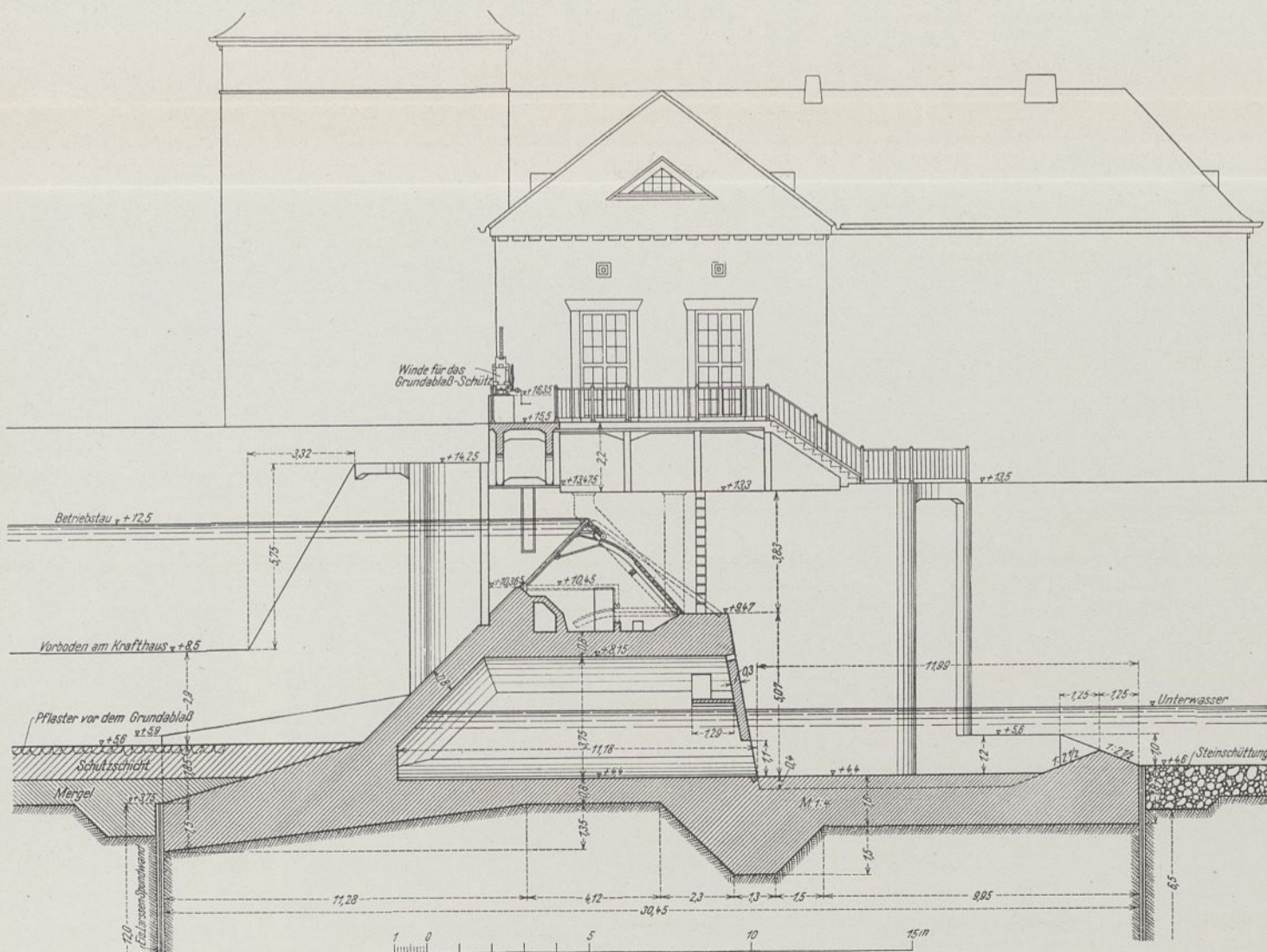


Abb. 5. Schnitt durch das Dachwehr.

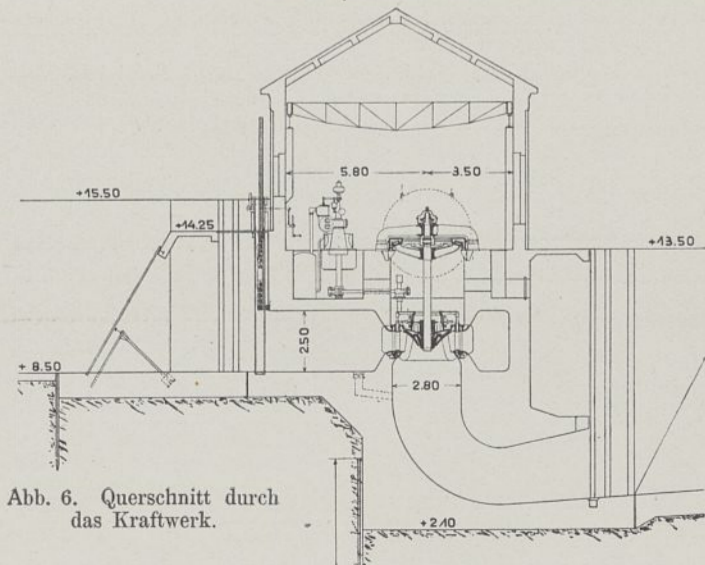


Abb. 6. Querschnitt durch das Kraftwerk.





Abb. 10. Kraftwerk bei Groß-Wohnsdorf bei Hochwasser.

unterhalb der Anlage Groß-Wohnsdorf in die Alle mündet, mit einer nutzbaren Länge von 45 m, einer nutzbaren Breite von 7,5 m für Schiffe von 200 t Tragfähigkeit errichtet. Die Tiefe des Drempels unter dem niedrigstem Wasserstand beträgt 2,5 m. Als seitliche Begrenzung der Kammer nach dem Unterwasser des Wehrs hin ist in üblicher Weise eine Schleusenmauer aus Stampfbeton ausgeführt, während nach der Landseite hin aus Ersparnisgründen eine niedrige Mauer mit sich darauf stützender, mit Betonplatten befestigter Erdböschung hergestellt ist. Ein leichtes Eisenbetonleitwerk verhindert das Aufsetzen der Schiffe auf die niedrige Mauer und vermittelt den Verkehr der Schiffe mit dem Lande. Tafel 2 Abb. 1 und 2 zeigen den Längsschnitt und den Querschnitt durch die Kammer der Schleuse.

In den Hauptern sind Umläufe zur Füllung und Leerung der Schleuse angeordnet, sie werden durch Zylinderschütze abgeschlossen. Als Kammerabschlüsse dienen unterwasserseitig die üblichen Stemmtore, oberwasserseitig hingegen ist ein Segmentverschluß angeordnet, um die Schleuse auch zur Hochwasserabführung heranziehen zu können. Das Segmentschütz von 7,5 m Länge und 4,5 m Höhe wird elektrisch angetrieben und so hoch gehoben, daß die Schiffe mit umgelegten Masten hindurchfahren können. Schleuse und Wehr sind durch einen Fußsteg aus Eisen und Eisenbeton überspannt, auf der Oberwasserseite der Schleuse sind Pfahlgruppen und ein Eisenbetonleitwerk, unterhalb Pfahlgruppen mit einem hölzernen Leitwerk zum Festmachen der Schiffe und zur Verkehrsmöglichkeit nach dem Lande ausgeführt worden.

Der Flügeldeich ist 820 m lang und 5,4 m hoch, er enthält ca. 90 000 cbm Boden und ist auf der Wasserseite bis zu einer Höhe von 0,5 m über dem höchsten Betriebstau mit Betonplatten befestigt. Auf der Luftseite ist er mit Mutterboden abgedeckt und begrünt, er enthält einen Dichtungskern aus gewalztem Geschiebelehm und wird luftseitig von einem Entwässerungsgraben begleitet. Tafel 2 Abb. 3 zeigt den Querschnitt des Deiches.

Das Kraftwerk, in den Abb. 9 und Tafel 2 Abb. 6 in Grundriß und Querschnitt dargestellt, hat je nach der Wasserführung ein Gefälle von 4–6 m, das sich bei dem größtmöglichen Hochwasser allerdings bis auf 1,5 m herabmindert. Es ist ausgebaut auf 60 cbm/sek., um auch

noch einen Teil des Hochwassers ausnutzen zu können. Es enthält vier Franzis-Turbinen von je 1040 PS mit stehender Welle und spiralförmiger, in Eisenbeton hergestellter Wasserzuführung. Je zwei Turbinen arbeiten mittels Citroen-Winkelzahnradern auf einen Drehstromgenerator von 1850 kW. Der erzeugte Strom von 6000 Volt Spannung wird in einer an das Krafthaus angebauten Schaltanlage auf 15 000 Volt Spannung transformiert und zum Teil unmittelbar an die Ueberlandwerke abgegeben, zum Teil nach Friedland geleitet, um von dort aus mit 60 000 Volt Spannung in die Fernleitungen geschickt zu werden.

Abb. 10 zeigt das Kraftwerk mit Schaltheus bei Hochwasser.

Das Kraftwerk ist, ebenso wie das in Friedland, mit eisernen Larssen-Spundwänden umschlossen, die unter dem Wehr und dem Oberhaupt der Schleuse hindurch fortgeführt sind und beiderseitig genügend weit in den gewachsenen Boden einbinden. Die Gründung erfolgte auf kiesigem Sand mittels Grundwassersenkung. Eine für vier Familien errichtete Siedlung vervollständigt die Anlage.

Die jährliche Stromerzeugung beider Kraftwerke beträgt in einem Jahr mittlerer Niederschlagsmengen 35 Millionen Kilowattstunden. Für beide Staubecken waren einschließlich des Flußlaufes 8,75 qkm Grund und Boden zu erwerben. Die Bauzeit betrug für das Kraftwerk Friedland drei, für Gr.-Wohnsdorf zwei Jahre. Die hauptsächlichsten Bauarbeiten und Maschinenlieferungen sind in beschränktem Wettbewerbe ausgeschrieben und an die Firmen Siemens-Baunion, Phil. Holzmann, Wayss u. Freitag, Voith, Schichau, Siemens-Schuckert, Maffei-Schwartzkopff und Brown-Boveri u. Co. vergeben worden. Umfangreiche Nebenarbeiten wurden im Eigenbetriebe durchgeführt. Die Angestellten und Arbeiter sind auf den Baustellen in Baracken untergebracht und in Kantinen verpflegt worden. Die hierfür erforderlichen provisorischen Bauten waren von der Otspreußenwerk-A.-G. errichtet worden, welche auch die hauptsächlichsten Baumaterialien sowie den größten Teil der Baumaterialien beschafft und den Unternehmern zur Verfügung gestellt hatte. Die entstandenen Kosten können nicht angegeben werden, weil die Bauausführung in die Zeit des Währungsverfalls fiel. Der Friedenswert dürfte für das Kraftwerk Friedland etwa 5,3 Millionen Mark, für das Kraftwerk Gr.-Wohnsdorf etwa 2,8 Millionen Mark betragen.

Die wirtschaftliche Bedeutung des Ausbaues der Rhein-Schiffahrtstraße am Bingerloch.

Vom Regierungs- und Baurat Dr.-Ing. **Buchholz** in Coblenz.

(Alle Rechte vorbehalten.)

Es darf angenommen werden, daß vor urdenklichen Zeiten die Mittelgebirge bei Bingen wenigstens teilweise im unmittelbaren Zusammenhange gestanden haben, und daß hier alle die Wassermassen das Gebirge im Laufe von Jahrtausenden zu durchnagen suchten, die sich in der großen Rheinebene oberhalb Bingen bis Basel sammelten. Dabei wurden die weicheren Gesteinsarten bis zu einer gewissen Tiefe abgeschliffen und abgespült, während die darunter liegenden festeren Quarz-Felschichten stehen blieben. Dieses Bild zeigt sich noch heute in der Rheinstrecke Bingen—St. Goar und besonders am Bingerloch, wo neben vielen Felsgruppen ein hohes Riff quer durch den Strom streicht und ihn in der frühesten Zeit unschiffbar machte. Die Güter, die in einfachen Holzschiffen stromauf und stromab gingen, wurden wegen der Gefährlichkeit und der unzulänglichen Wassertiefe in Aßmannshausen und Rudesheim ausgeladen und auf dem Landwege über den Niederwald wieder nach der Einladestelle gebracht, so daß also der Schifftransport unterbrochen werden mußte. Daß dieser Zustand bei der großen volkswirtschaftlichen Bedeutung, die die Rheinschiffahrt schon von alter Zeit her hatte, auf die Dauer nicht von Bestand sein konnte, dürfte einleuchten. Die ersten Arbeiten zur Verbesserung der Strecke haben deshalb auch schon früh eingesetzt; sie sollen schon zur Zeit Karls des Großen und Heinrich des Vierten in Angriff genommen und im Anfang des 17. Jahrhunderts durch die Frankfurter Kaufleute und Holzhändler von Stockheim im größeren Umfange bis zu einer Breite von 7 m bei mittlerem Wasserstande fortgesetzt worden sein. Aber erst im 19. Jahrhundert gelang es der preußischen Wasserbauverwaltung durch planmäßige durchgreifende Regulierungen und Vertiefungen an diesem für die gesamte Rheinschiffahrt wichtigsten Punkte die Fahrwasserverhältnisse so zu verbessern, daß jetzt zwei Fahrwege vorhanden sind mit Breiten und Tiefen, die selbst der inzwischen stark entwickelten Dampfschiffahrt genügen:

Das Bingerlochfahrwasser am rechten Ufer hat eine Sohlenbreite von 30 m und eine Tiefe von 2 m. Das links danebenliegende zweite Fahrwasser hat eine Sohlenbreite von rd. 80 m und eine Tiefe von 1,5 m. Die Tiefen beziehen sich auf das gemittelte Niedrigwasser, das dem gleichwertigen Wasserstand von 1908 entspricht; er ist = + 1,28 m Binger Pegel und wird in folgendem kurz Gl. W. 08 genannt.

Wenn man nun die Tatsache berücksichtigt, daß der Rhein von der holländischen Grenze bis Köln bei Gl. W. 08 eine Wassertiefe von 3 m hat, von Köln bis zum Beginn der Gebirgstrecke bei St. Goar eine solche von 2,5 m, von hier ab bis Mannheim aber nur 2 m, daß ferner Mannheim zunächst noch der Hauptempfangsort am oberen Rhein für die Massentransporte von Kohle, Koks und Getreide ist und daß schließlich die Herstellung einer Wassertiefe von 2,5 m in der Strecke von St. Goar bis zum Bingerloch und von oberhalb des Bingerlochs bis Mannheim keine allzu großen technischen Schwierigkeiten bietet, so liegt der Gedanke nahe, zu untersuchen, ob auch in der Bingerlochstrecke die Herstellung einer Wassertiefe von 2,5 m möglich ist, und welche volkswirtschaftliche Bedeutung eine solche Regulierung hat.

Trotz der ungewöhnlichen Schwierigkeiten, die gerade der Bingerlochstrecke anhaften, hat nach Beendigung der Vertiefungsarbeiten der neunziger Jahre die Tätigkeit Preußens von neuem eingesetzt und ungeachtet der politischen Lage sind mitten im Kriege wichtige Arbeiten nach dem zurzeit in der Ausführung begriffenen Entwurf vom 31. Dezember 1917 angeordnet, um den großen Plan der 2,5 m Tiefe in der Strecke zwischen St. Goar und Mannheim vorbereitend zu fördern. Er sieht vor:

1. die Erweiterung des Bingerlochs von 30 auf 38 m unter Beibehaltung der bisherigen Tiefe von 2 m, und
2. die Herstellung einer Tiefe von 2,1 m unter Gl. W. 08 bei 80 m Sohlenbreite und zweifachen Böschungen im zweiten Fahrwasser. (Plan 1 und 2.)

Das Ziel zu 1 soll erreicht werden:

- a) durch Beseitigen der links im Bingerloch anstehenden Felsmassen und
- b) durch Verbauung einiger Zwischenräume in dem nach dem Trennungswerk zu gelegenen Lochfelsen, um schädlichen Wasserspiegelabsenkungen in der Rheingastrecke vorzubeugen, die durch die Erweiterung eintreten würden, und die nach dem Staatsvertrage zwischen Preußen und Hessen vom 30. Januar 1884 vermieden werden müssen.

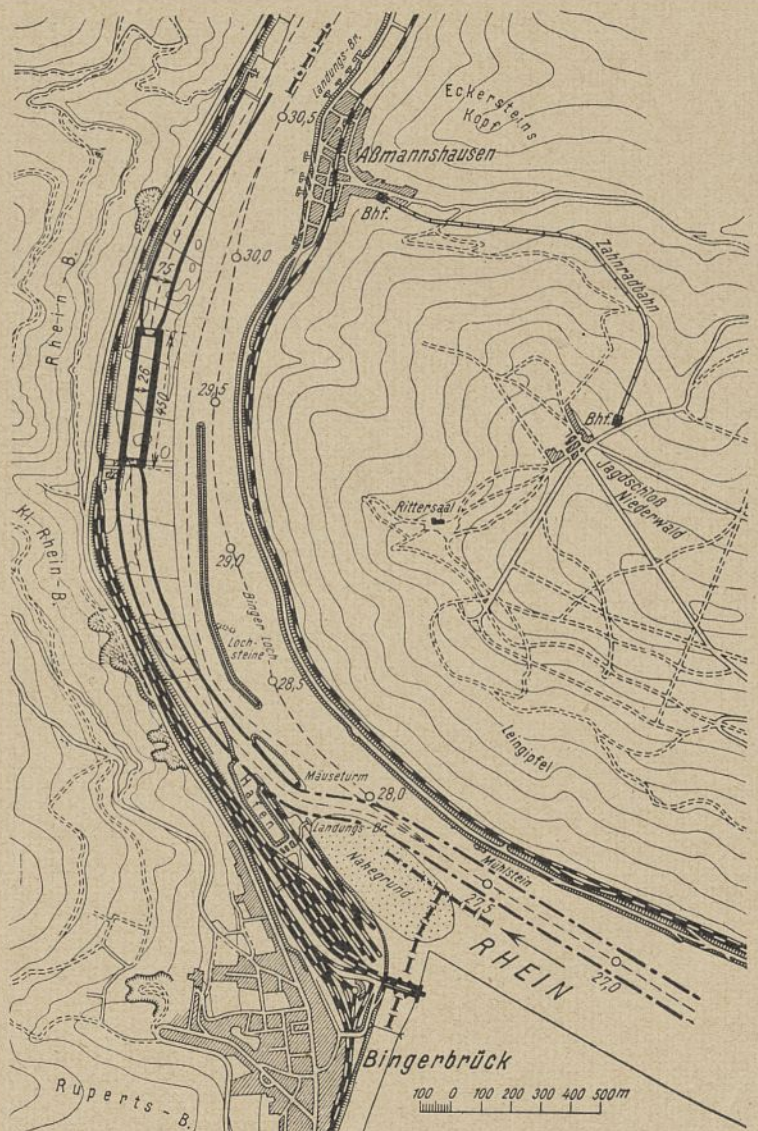
Das Ziel zu 2:

- a) durch Vortreibung des linksseitigen Parallelwerks bis zum Höchstmaß von 12 m,
- b) durch den Bau von 7 Grundschwellen zur Verbauung zu großer Tiefen im unteren Teil und Ausfüllung der Zwischenräume,
- c) durch Beseitigung zu hoch anstehender Felsspitzen im oberen Teil.

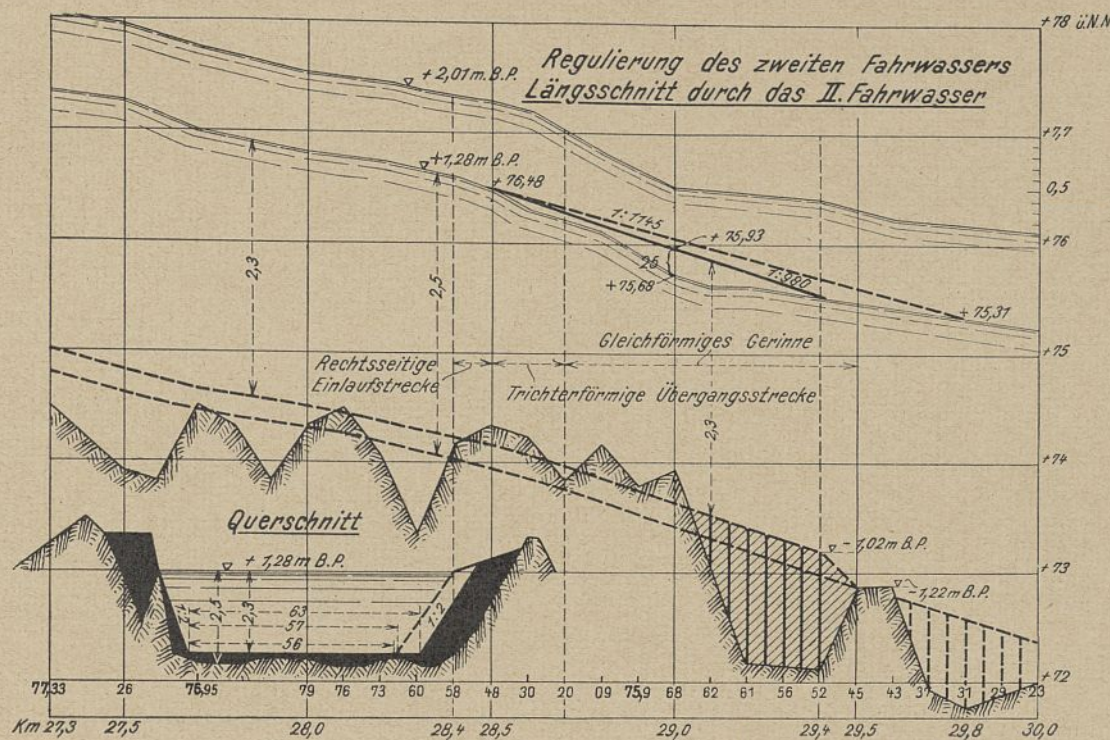
Mit den Arbeiten ist Ende 1920 zunächst im zweiten Fahrwasser begonnen worden; sie haben infolge der Ereignisse von 1923 und infolge vielfach ungünstiger Wasserstände nur langsam gefördert werden können. Augenblicklich sind sie so weit gediehen, daß das neue Parallelwerk bis auf die Abplasterung fertig ist und die Grundschwellen geschüttet sind, aber noch der Abgleichung ihrer Kronen bedürfen. Die Beseitigung der Felsspitzen im oberen Teil ist seit Mitte Juli 1925 in Arbeit; die Erweiterung des Bingerlochs soll später erfolgen.

A1) Die Ausbaumöglichkeit auf 2,5 m Tiefe durch Regulierung im zweiten Fahrwasser.

Ueber die Aussicht, dieses Ziel zu erreichen, kann ein Urteil gewonnen werden aus den Ergebnissen der vorstehend erwähnten Arbeiten zur vorläufigen Herstellung einer Tiefe von 2,1 m unter Gl. W. 08, bei der das äußerst unregelmäßige Gefälle der Strecke von km 28,5 bis 29,4 durch Ausbau einer regelmäßigen Stromrinne mit einem Gefälle von 1 : 980 ausgeglichen werden soll. Der Erfolg dieser Arbeiten ist aber nicht so, wie man ihn nach dem Entwurf



Plan 1.



Plan 2.

hätte erhoffen dürfen. Die rechnermäßige Hebung des Wasserspiegels bei km 29,0 hätte 25 cm betragen müssen, während sie 1921 nur 4 cm betrug. Wenn auch die volle Wirkung der Profileinschränkung wegen nur teilweiser Fertigstellung der Strombauwerke damals noch nicht zu erwarten war, so ließ sich doch bereits mit Sicherheit erkennen, daß das erstrebte Ziel bei weitem nicht erreicht werden würde, und daß die vorgesehene Hebung des Wasserspiegels nur durch eine wesentlich größere Einschränkung der Breite im unteren Teil des zweiten Fahrwassers zu erreichen sei. Heute, wo die Arbeiten bis auf Kleinigkeiten vollendet sind, beträgt die Hebung bei km 29,0 erst etwa 12 cm. Die an der Hand neuer Messungen 1921 zur Klärung dieses Mißerfolges angestellten theoretischen Untersuchungen ergaben, daß der Rauigkeitsbeiwert n in der Formel von Ganguillet-Kutter, nach der bei dem Entwurf von 1917 gerechnet und der mit 0,029 eingesetzt war, zu hoch angenommen ist, denn der aus den Messungen ermittelte Wert c war mit dem aus der Ganguillet-Kutterschen Formel errechneten nicht in Uebereinstimmung zu bringen. Erst bei $n = 0,023$ war dies der Fall. Dann aber mußte die Einschränkung im zweiten Fahrwasser bis auf 57 m Sohlenbreite durchgeführt werden, um zu dem gesteckten Ziel zu gelangen; allerdings war hierbei sicherheitshalber eine Tiefe von 2,3 m statt 2,1 m angenommen worden wegen der Möglichkeit des unabsichtlichen tieferen Aussprengens der Felsen. Es war nun fraglich, ob die Sohlenbreite von 57 m der Schifffahrt noch genügen würde, um die Schleppzüge, namentlich talwärts, betriebssicher durch das zweite Fahrwasser zu bringen. Deshalb wurde es für zweckmäßig gehalten, die beteiligten Schifffahrtsinteressenten hierüber zu hören, die dann ihrerseits eine Versuchsfahrt vorschlugen, um die Frage praktisch zu prüfen. Diese Fahrt fand am 6. März 1922 mit einem großen Stinnesdampfer und 4 je 2 und 2 zusammengekuppelten 1500-t-Anhängen statt und ließ erkennen, daß bei guter Führung die betriebssichere Steuerung solcher Schleppzüge durch das zweite Fahrwasser sehr wohl möglich ist. Die Anhänge blieben dabei noch rd. 12 m von dem die 57 m breite Sohle kennzeichnenden Nachen entfernt. Die Schifffahrtsinteressenten haben infolgedessen keine Einwendungen gegen eine derartige Einschränkung erhoben; ebensowenig die hessische Regierung. Die Arbeiten sollen deshalb so ausgeführt werden, daß vom rechten Trennungswerk aus zunächst von km 29 bis 29,5 neun Bühnen eingebaut werden bis auf $\frac{1}{4}$ ihrer ganzen Länge von $80 - 57 = 23$ m; also auf $\frac{3}{4} \cdot 23 = 17$ m, so daß zunächst eine Sohlenbreite von $80 - 17 = 63$ m verbleibt. Die Wirkung dieser Einschränkung soll abgewartet werden, um danach ihr endgültiges Maß zu bestimmen. Später werden in Abständen, die denjenigen der Grundswellen entsprechen, noch weitere Bühnen oberhalb von km 29 bis 28,6 eingebaut, um hier den Anschluß an das Trennungswerk herzustellen. Schließlich sollen die Köpfe der Bühnen durch ein Leitwerk mit einander verbunden und die Zwischenräume ausgefüllt werden. Für die Einlaufstrecke des zweiten Fahrwassers oberhalb km 28,5 ergab sich bei einem Gefälle von 1:4000 eine Sohlenbreite von 56 m. Der Regulierungsquerschnitt der geschlossenen Stromstrecke unterhalb km 28,5 kann also auch hier zur Durchführung kommen, wenn man die kleine Differenz von $57 - 56 = 1$ m für unbedenklich hält.

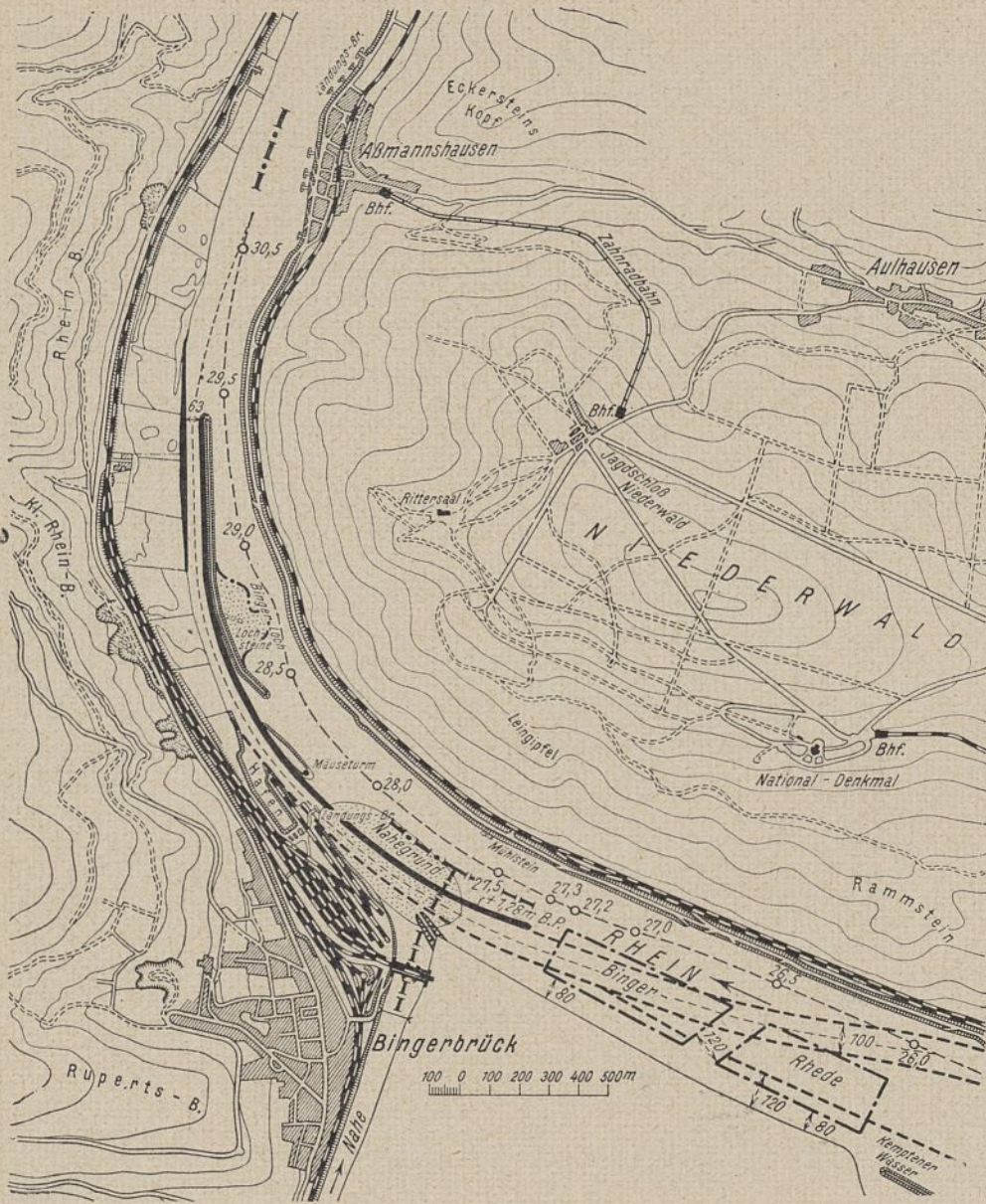
Die Regulierung bis auf eine nutzbare Wassertiefe von 2,5 m unter Gl. W. 08 würde ein Gerinne erfordern, das bei Anwendung der Formel von Ganguillet-Kutter einen Querschnitt von 133 qm, also eine Sohlenbreite von nur 48 m mit zweifachen Böschungen hat. Diese genügt aber für die Schifffahrt nicht; außerdem wäre die mittlere Fließgeschwindigkeit von 2,55 m/sek zu groß. Bei solchen Verhältnissen würden zahlreiche Havarien zu erwarten sein. Ein Ausweg wäre nur möglich durch weitere Verringerung des Gefälles, d. h. durch Verlängerung der Rinne nach unterhalb, da, wie weiter unten ausgeführt ist, eine Verlängerung nach oberhalb nicht möglich ist. Da jedoch die Ganguillet-Kuttersche Formel auch an anderen Orten unbefriedigende Ergebnisse geliefert hat, so ist es angezeigt, sich nicht nur auf diese zu stützen, sondern auch andere Abflußformeln vergleichsweise zu benutzen. Es kommen hierbei in Frage die Formel von Darcy-Bazin und eine neuere Formel von Hermaneck. Diese beiden sind nach den Ausführungen in Engels Handbuch des

Wasserbaues, Leipzig 1914, benutzt worden.

Nach Darcy-Bazin ergibt sich ein Querschnitt von 149 qm, und nach Hermaneck ein solcher von 155 qm. Vernachlässigt man den Wert von 133 qm nach Ganguillet-Kutter, dessen Formel Engels nicht empfiehlt, der namentlich diejenige von Hermaneck als die für den praktischen Flußbau geeignetere bezeichnet, so ergibt sich ein mittlerer Querschnitt von 152 qm. Dazu gehört eine Sohlenbreite von 56 m, die der Schifffahrt gerade noch genügen würde. In der Einlaufstrecke beträgt die Sohlenbreite 57 m. Die Herstellung einer Fahrrinne von 2,5 m Tiefe unter +1,28 m am Binger Pegel im zweiten Fahrwasser, d. h. von km 28,4 bis 29,4, mit einem ausreichenden Querschnitt ist also möglich, wenn man von einem Sicherheitsfaktor für die Ungenauigkeit der Abflußformeln gerade in diesem äußerst komplizierten Abschnitt der Gebirgsstrecke absieht. Die Geschwindigkeit, die dann höchstens eintritt, beträgt im Mittel nach Bazin und Hermaneck 2,23 m/sek. Mit ihr müssen sich die Schiffer abfinden. Das wird aber keine Schwierigkeiten machen, weil die Schifffahrt bei Sperrung des Bingerlochs am 27. Januar 1916 durch das Schiff „Gottvertrauen“ Geschwindigkeiten bis zu 3,17 m/sek bei +2,31 m B.P. überwunden hat. Und die weitere geringe Einschränkung der Sohlenbreite um 1 m von 57 m auf 56 m dürfte praktisch kaum von Bedeutung sein. Sollten die durch die Regulierung sich wirklich einstellenden Verhältnisse immer noch von der Berechnung abweichen, so bleibt als Sicherheit noch die Möglichkeit, das Gefälle durch Verlängerung der Rinne nach unterhalb weiter abzuflachen.

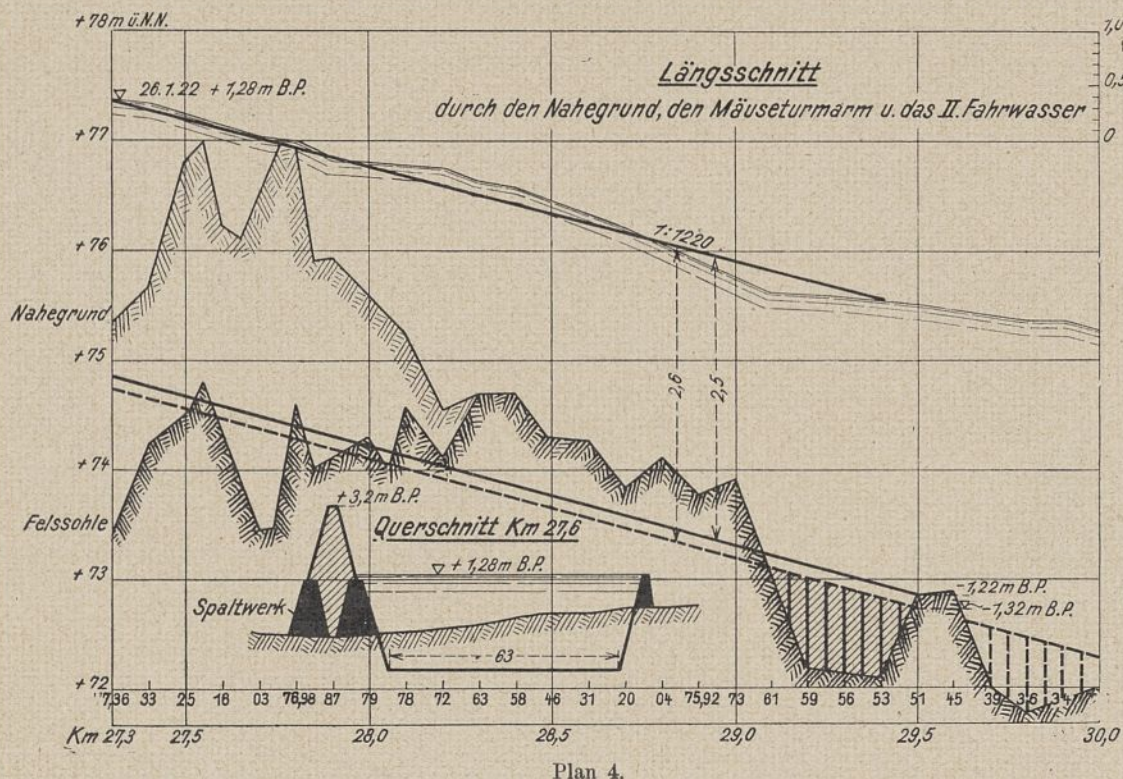
Die im Bau befindliche Regulierung, die zunächst nur eine Tiefe von 2,1 m ergeben soll, kann als eine sehr erwünschte Probe auf die Zuverlässigkeit der hydraulischen Berechnungen benutzt werden. Nach dem Erfolg dieser Regulierung wird man klar übersehen können, mit welchem Höchstgefälle man den endgültigen Ausbau einzurichten hat. Es ist allerdings erwünscht, das Gerinne innerhalb der zulässigen Grenzen möglichst kurz und gefällstark anstatt lang und gefällschwach auszugestalten; denn die Schifffahrtsverhältnisse im zweiten Fahrwasser und im Bingerloch liegen folgendermaßen:

Trotz des viel geringeren Gefälles im zweiten Fahrwasser gegenüber demjenigen im Bingerloch geben die Schleppzüge dem letzteren bei der Bergfahrt den Vorzug. Das hat seinen Grund darin, daß im zweiten Fahrwasser das immer noch verhältnismäßig große Gefälle mit starker Strömung auf der ganzen Breite und auf eine längere Strecke zu überwinden ist. Im Bingerloch ist die stärkere Strömung entsprechend der Durchfahrtsbreite von 30 m nur in einem schmalen Streifen vorhanden, während zu beiden Seiten sich ruhigeres Wasser befindet. Die Schiffe können also im Schutz der seitlich anstehenden Felsen leichter stromauf fahren. Es befindet sich immer nur eins von den Schiffen in der kurzen Strecke der starken Widerstände, nämlich im Bingerloch selbst; z. B. der Schlepper, während die Anhänger noch im ruhigen Wasser unterhalb sind. Sobald der Schlepper das stärkste Gefälle bei km 28,68 überwunden hat, kommt der erste Anhang in dieses hinein usw. Im zweiten Fahrwasser dagegen liegen alle Schiffe des Schleppzuges gleichzeitig in der starken Strömung auf rd. 500 m Länge. Daher ist hier der Gesamtaufwand größer. Die Tatsache, daß im Binger-



Plan 3.

loch trotz des größeren Gefälles die mittlere Stärke der Strömung geringer ist als im zweiten Fahrwasser, ist in erster Linie offenbar auf das höchst unregelmäßige, aus zerklüfteten Felsen gebildete Flußbett zurückzuführen, in welchem die strömenden Wassermassen



Plan 4.

außerordentlich starke Bewegungswiderstände finden, wodurch die Stromkraft zum großen Teil gebrochen wird.

Für den Fall einer Verlängerung des zweiten Fahrwassers bis km 29,8, bis wohin sie mit Rücksicht auf die Lage des Stromstrichs möglich ist, ohne daß zu große Baggerungen zur Herstellung und Erhaltung der Einfahrt vom Unterstrom aus erforderlich werden, ergeben die Berechnungen unter Ausschaltung des Wertes nach Ganguillet-Kutter einen Querschnitt von i. M. 168 qm; also einer Sohlenbreite von 63 m unter entsprechender Herabminderung der Geschwindigkeit von 2,23 m/sek auf 2,0 m/sek.

Die Kosten für die Gesamtausführung der Regulierung von St. Goar bis zur Mainmündung einschl. der Verlängerung des Trennungswerks bis km 29,8 sind nach Friedenspreisen gemäß der Denkschrift von 1908 und dem Entwurf von 1917 sowie nach überschläglichen Ermittlungen für die Bühnenbauten und das Trennungswerk zu rd. 19,8 Millionen Mark anzunehmen = jährlich 1,2 Mill. RM für Verzinsung, Tilgung und Unterhaltung.

A2) Der Entwurf Degener.

Als weitere Lösung zur Verbesserung der Fahrwasserverhältnisse in der Bingerlochstrecke ist neuerdings von dem Ober- und Geheimen Baurat Degener ein in gestreckter Laufrichtung am linken Ufer geführter, an die Fahrinnen ober- und unterhalb sich gut anschließender offener Kanal mit einer Tiefe von 2,5 m unter Gl.W.08 vorgeschlagen. Der in den Plänen 3 und 4 dargestellte Entwurf geht von der Erwägung aus, daß die Ermäßigung des Gefälles im zweiten Fahrwasser am zweckmäßigsten durch eine Verlängerung des Kanals in die gefällschwache Rheingastrecke erreicht wird. Er soll bei Bingen km 27,3 beginnen, den von den Geschieben der Nahe herrührenden Nahegrund durchbrechen und unter Benutzung des links von der Mäuseturminsel gelegenen Arms in das zweite Fahrwasser einmünden. Die Sohlenbreite soll rd. 70 m und die Wasserspiegelbreite in Höhe des Gl. W. 08 rd. 80 m betragen.

Das Ziel soll erreicht werden:

- a) durch den Bau eines niedrigen mit der Krone auf +1,28 m Binger Pegel liegenden Trennungswerks auf dem Nahegrund als rechtsseitige Begrenzung,
- b) durch den Bau eines ebenfalls auf +1,28 m B.P. liegenden Werkes, das den jetzigen Zugang von dem Hauptstrom zu dem zweiten Fahrwasser unterhalb der Mäuseturminsel abgesperrt, und
- c) durch den Bau eines Spaltwerks an der Nahemündung. Die rechtsseitige Begrenzung soll also erfolgen durch das Trennungswerk auf dem Nahegrund, durch das linke Ufer der Mäuseturminsel, durch das Sperrwerk zwischen dieser Insel und dem rechtsbelegenen Trennungsdamm am zweiten Fahrwasser und durch diesen Trennungsdamm selbst; die linksseitige Begrenzung durch das Binger Ufer mit dem Spaltwerk, durch das Bingerbrücker Ufer und das Parallelwerk am linken Ufer des zweiten Fahrwassers.

Die Prüfung dieses Vorschlages ergab auf Grund der angestellten Berechnungen, daß nach Bazin und Hermaneck unter Ausschaltung der Formel von Ganguillet-Kutter bei einem Gefälle von 1:1220 eine Sohlenbreite von 63 m statt 70 m erforderlich ist, um die 2,5 m Tiefe

zu erreichen. Für die betriebssichere Durchführung der Schleppzüge durch den Kanal würde dieses Maß also genügen. Aber es sprechen andere Bedenken gegen den Plan:

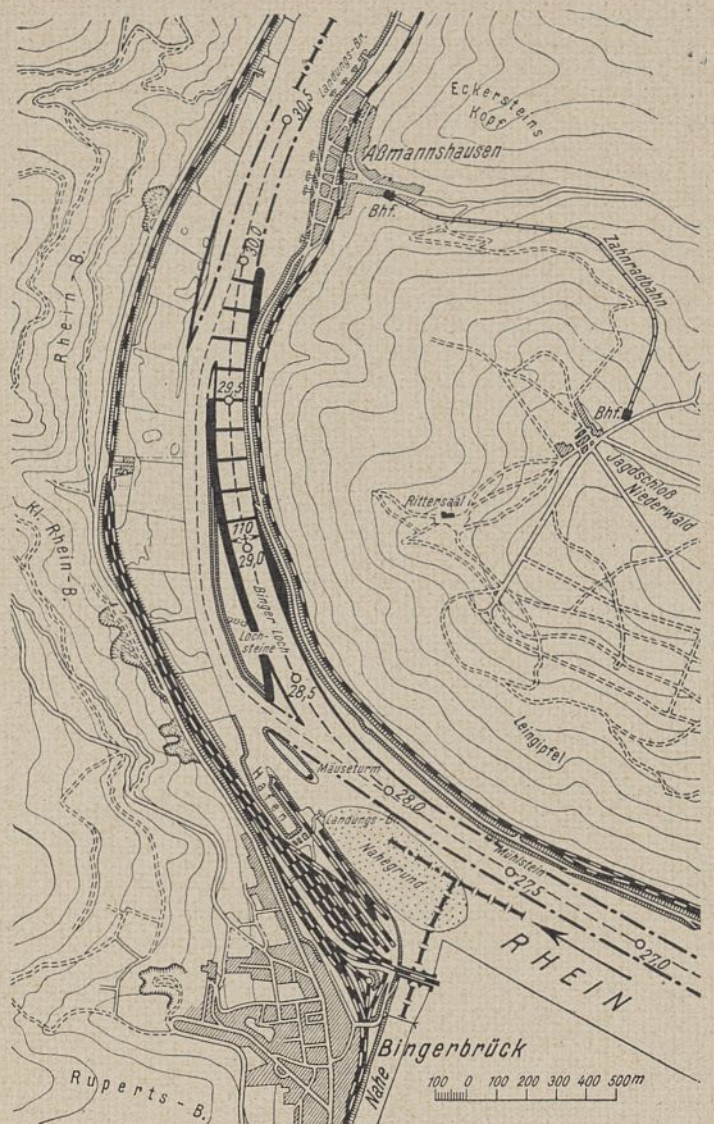
1. Die jetzt bestehenden Verhältnisse in der Wasserzuführung zum Bingerloch hin und zu dem zweiten Fahrwasser werden durch die Anlage des Kanals vor Bingen geändert, so daß hieraus Verschlechterungen der Fahrwassertiefen entstehen können.
2. Ein Teil der Binger Rhede, die auch später erhalten bleiben muß, fällt dem Kanal zum Opfer; sie müßte nach oberhalb verschoben werden, wo geringere Wassertiefen vorhanden sind; hier müßten Felssprengungen vorgenommen werden, die möglicherweise ein Absinken des Wasserspiegels zur Folge haben.
3. Die Nahegeschiebe sollen durch den Kanal restlos abgeführt werden, ohne daß Ablagerungen in ihm stattfinden. Ob diese Annahme zutreffen wird, steht nicht fest; im voraus beweisen läßt sich ihre Richtigkeit nicht. Treten Ablagerungen ein, so sind Baggerungen notwendig, wodurch der Kanal gesperrt wird. Ist dann zufällig das Bingerloch infolge Havarien ebenfalls gesperrt, so ist die Schifffahrt lahmgelegt.
4. Da der Mäuseturmarm im Mittel nur 1,5 m Tiefe hat bei Gl. W. 08 und durchweg felsigen Untergrund, müßte die Sohle in voller Breite des Kanals um $2,5 - 1,5 = 1$ m vertieft werden. Auch durch diese Arbeiten können oberhalb ungünstige Wasserspiegelsenkungen eintreten.
5. Nach den Erfahrungen am Eisernen Tor an der Donau und bei anderen Kanälen muß es zweifelhaft erscheinen, ob der erstrebte Gefällausgleich erreicht wird. Alle diese Schwierigkeiten stehen der Ausführung des Plans entgegen.

A3) Die Regulierung im Bingerloch.

Wie schon oben erwähnt, beträgt die Tiefe im Bingerloch 2 m bei Gl. W. 08 und die Breite 30 m; sie erweitert sich ober- und unterhalb rasch bis auf 70 m und geht dann allmählich auf 90 m über. Der Plan einer Vertiefung dieser Strecke liegt etwa 20 Jahre zurück. Nach eingehenden Untersuchungen und langen Verhandlungen mit den beteiligten Staaten und Schifffahrtsinteressenten wurde das gesamte Material über diese außerordentlich wichtige Frage in der Denkschrift von 1914 zusammengefaßt, die den Titel führt: „Offener Kanal zur Verbesserung des Schifffahrtsweges im Bingerloch von km 28,4 bis km 29,5.“ Der Kanal sollte bei 2,5 m Wassertiefe eine Sohlenbreite von 110 m und ein ausgeglichenes Gefälle von 1:1340 erhalten. Voraussetzung für seine Ausführung war:

1. Keine Absenkung des Wasserspiegels in der Rheingastrecke;
2. Keine Veränderung in der derzeitigen Wasserführung, die eine Verschlechterung der Fahrwasserverhältnisse zur Folge haben könnte;
3. Keine allzugroßen den Schifffahrtbetrieb besonders erschwenden Strömungsgeschwindigkeiten im Kanal.

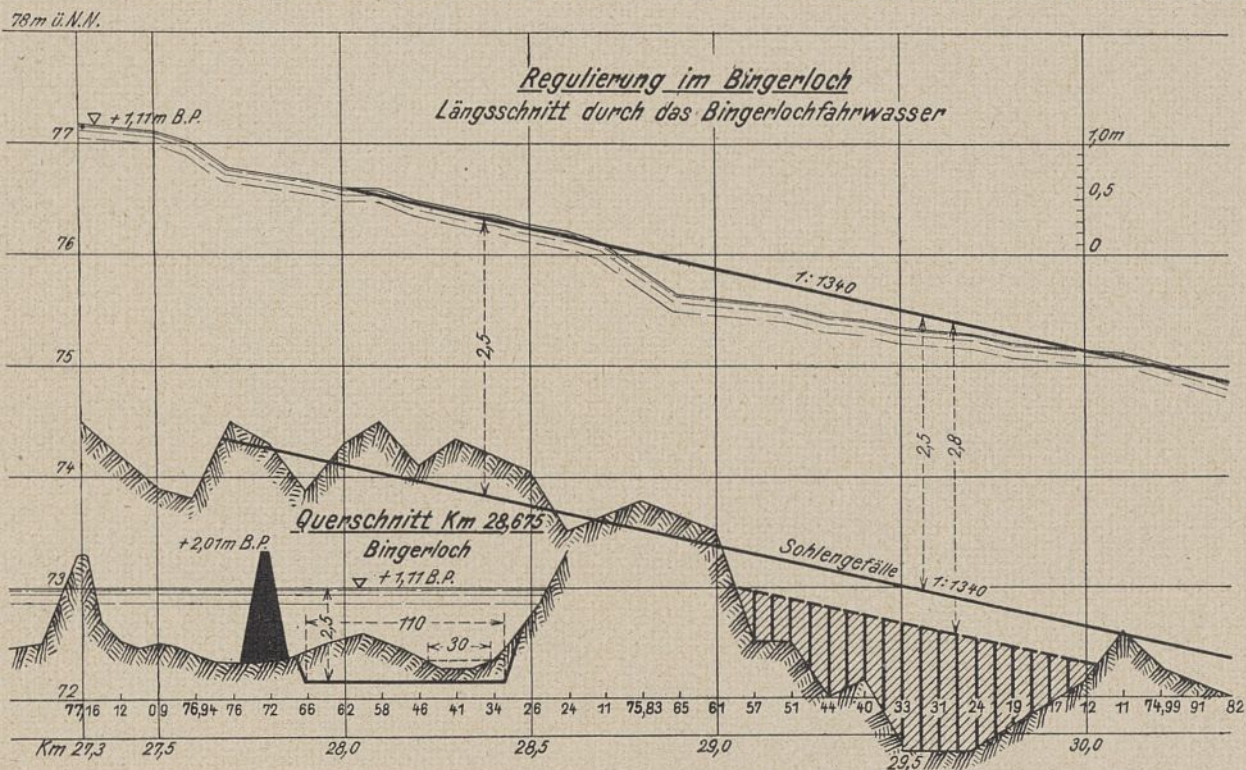
Sollen diese Bedingungen erfüllt werden, so muß bei gleichmäßigem Gefälle der Kanal von dem übrigen Strom abgetrennt werden; er muß ferner ein dem Spiegelgefälle entsprechendes Sohlen-



Plan 5.

gefälle, einen der verfügbaren Wassermenge entsprechenden Querschnitt und schließlich in den ober- und unterhalb anschließenden Stromstrecken gute Uebergänge erhalten.

Die Anlage des Kanals soll gemäß Plan 5 und 6 längs des rechten Rheinufer erfolgen, das von km 28,4 bis 29,2 zu begradien ist. Auf der linken Seite müßte der Kanal soweit wie das Gefälle ausge-



Plan 6.

glichen werden soll, also von km 28,0 bis 30,5, von einem Trennungsdamm begrenzt werden. Bei einer solchen Ausdehnung würde der Damm jedoch die Fahrinne zum zweiten Fahrwasser erheblich einschränken. Daher beginnt er erst bei km 28,45, wo er sich an die Spitze des das zweite Fahrwasser begrenzenden Trennungswerks anlehnt, und endet in km 29,5; er hat also eine Länge von rd. 1000 m. Aufwärts des Kanals soll eine zunächst gleichfalls 110 m breite Fahrinne bis zum Anschluß an das durchgehende Krausau-Fahrwasser und die Binger Rhede bei km 27,5 hergestellt werden. Die unterhalb km 29,0 vorhandenen großen Tiefen sind durch Grundschwellen zu verbauen und die Zwischenräume zwischen ihnen mit schwerem Material auszufüllen. Außerdem ist am rechten Ufer von km 29,5 bis 30, wo der Kanal keine linksseitige Begrenzung mehr aufweist, ein Längswerk geplant. Durch diese Maßnahmen sollte die Hebung des Wasserspiegels zwischen km 28,7 und 30 erfolgen. Da eine zuverlässige rechnerische Ermittlung der Abfluß-, Gefäll- und Geschwindigkeitsverhältnisse bei diesem Regulierungsplan nicht durchführbar war, wurde von hydrologischen Untersuchungen abgesehen und nur die erforderliche Größe des Kanalquerschnitts bei einem Gefälle von 1:1340 zu 110 m Sohlenbreite bei zweifachen Böschungen ermittelt. Die Kosten beliefen sich auf 4,23 Mill. Mark.

Der Entwurf sieht alle diejenigen Maßnahmen zur Erlangung eines offenen Kanals vor, welche bei den örtlichen Verhältnisse und bei der erforderlichen Rücksichtnahme auf das zweite Fahrwasser möglich erscheinen. Die Vorbedingungen für die Einstellung eines gleichmäßigen Gefälles auf der ganzen hierfür vorgesehenen Strecke von 2,5 km können aber nur zum Teil erfüllt werden; die dazu notwendige beiderseitige Begrenzung des Kanals läßt sich nur in einer Länge von rd. 1000 m durchführen, so daß die Wirkung der zu treffenden Maßnahmen bei den in der Bingerlochstrecke herrschenden schwierigen Abflußverhältnissen nicht sicher ist. Die Herstellung des offenen Kanals wurde deshalb als nicht durchführbar bezeichnet und dafür in der Zusammenkunft mit Vertretern der süddeutschen Uferstaaten am 16./17. April 1914 der Bau der Schleppzugschleuse gemäß der Denkschrift von 1908 mit einigen Verbesserungen als beste Lösung zur Ausführung empfohlen. Der Plan dieses Kanals kann auch deswegen ernstlich nicht in Frage kommen, weil es nach vorstehendem nicht ausgeschlossen ist, daß das z. Zt. bestehende 2 m tiefe Fahrwasser, mit dem die Schifffahrtskreise trotz aller ihm anhaftenden Mängel zufrieden sind, dadurch verschlechtert wird.

A4) Der Bau einer Schleuse.

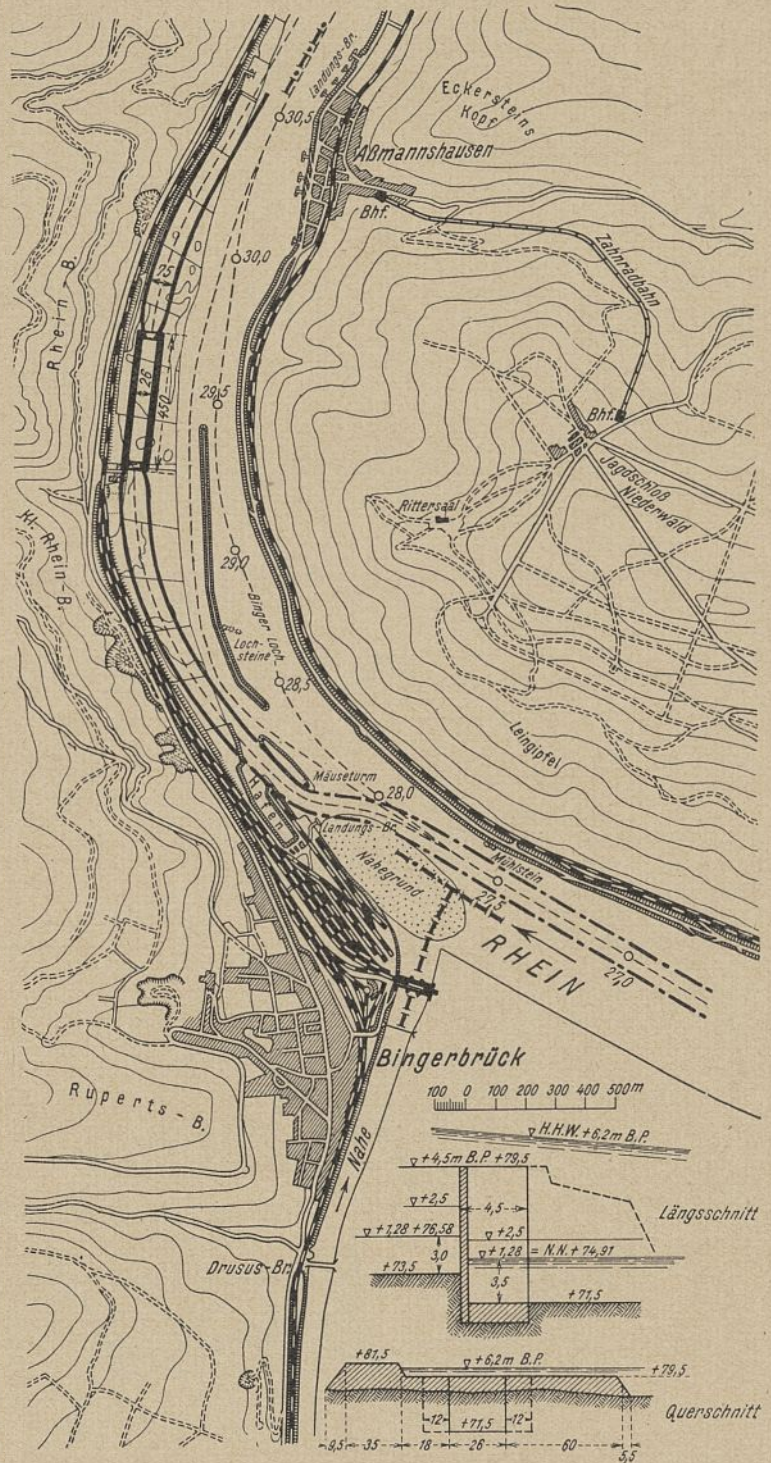
Ueber diesen im Plan 7 dargestellten Entwurf gibt die Denkschrift: „Die Vertiefung des Rheins von St. Goar bis zur Mainmündung Berlin 1908“ näheren Aufschluß. Der einzige Platz, wo die Schleuse gebaut werden kann, ist das niedrige, am linken Ufer gelegene Gelände unterhalb des Bingerbrücker Hafens zwischen der Eisenbahn und dem zweiten Fahrwasser. Die in Frage kommenden Grundstücke befinden sich schon jetzt zum weitaus größten Teil im Eigentum der Wasserbauverwaltung; die noch fehlenden werden mit der Bahnverwaltung ausgetauscht, die zur Erweiterung des Bingerbrücker Bahnhofs an anderer Stelle wasserbaufiskalisches Gelände benötigt. Ober- und Unterkanal liegen in einer Kurve und dazwischen in einer Geraden von 500 m Länge die Schleuse. Bei dem guten Baugrund von Sand, Kies und Fels sind Gründungsschwierigkeiten nicht zu befürchten; die Bauausführung kann ohne Störung der Schifffahrt erfolgen. Bei Gl. W. 08 beträgt das Gefälle 1,67 m; es bleibt für alle im Schleusenbetrieb in Betracht kommenden Wasserstände ziemlich unverändert. Für die Hauptabmessungen der Schleuse ist die Größe der den Oberrhein befahrenden Schiffe maßgebend. Der größte Raddampfer hat eine Breite von 22 m und eine Länge von rd. 100 m. Die Bergzüge haben höchstens 3 Anhänger; die Tal-schleppzüge 4; je 2 und 2 nebeneinander gekuppelt. Wird angenommen, daß gleichzeitig zwei Bergzüge geschleust werden sollen mit 1 Raddampfer oder 2 Schraubendampfern, so ergibt sich bei einem 2000-t-Kahn von 95 m Länge und 12 m Breite die Länge der Schleuse zu $100 + 3 \cdot 95 = 385$ m. Dazu kommen noch die erforderlichen Abstände von Schiff zu Schiff und die Zwischenräume zwischen den Toren und den Anhängern, so daß eine Gesamtlänge von $385 + 5 \cdot 13 = 450$ m ausreichend erscheint. Die Breite ist entsprechend zwei Kahnbreiten auf $2 \cdot 12 + 2 = 26$ m festgesetzt. Der Oberkanal hat eine Tiefe von 3 m; der Unterkanal eine solche von 3,50 m; die Sohlenbreite ist = 75 m. Bei einer Grundfläche von $450 \cdot 26 = 11700$ qm und dem Gefälle von 1,67 m beträgt die Füllung rd. 2000 cbm. Rechnet man für die Füllung 8 Minuten = 480 Sekunden, so würden der oberen Strecke während der 8 Minuten $\frac{2000}{4 \cdot 0} =$ rd. 42 cbm/sek

entzogen werden, was bei einem Gesamtabfluß von 931 cbm/sek. bei + 1,28 m B. P. im ungeteilten Strom unbedenklich erscheint. Auch bei dem niedrigsten Wasserstande von + 0,34 m B. P., bei dem noch 480 cbm/sek. zum Abfluß gelangen, üben die 42 cbm/sek. keinen wesentlichen Einfluß auf die Wasserführung des Rheins aus. Von allen Wasserständen ab, wo keine Schleusung mehr stattfindet, d. h. über + 2,5 m B. P., steht die Schleuse offen, um das Hochwasser abzuführen. Eine für die gefahrlose Abführung des Hochwassers und

Eisgangs schädliche Einschränkung des Hochwasserprofils findet durch den Bau der Schleuse nicht statt.

Die Kosten sind 1908 zu 12,8 Mill. Mark ermittelt worden. Bei 450 m Länge gegenüber 400 m und bei 900 m Unterkanallänge gegenüber 500 m werden sie entsprechend höher. Nach überschläglicher Berechnung betragen sie rd. 16 Mill. Mark. Hierzu kommen die Beträge für die Regulierung von St. Goar bis zur Mainmündung mit rd. 18 Mill. Mark, so daß die Gesamtkosten rd. 34,5 Mill. Mark betragen werden = jährlich 2,23 Mill. Mark für Verzinsung, Tilgung und Unterhaltung. Die Bedenken, die von verschiedenen Seiten gegen den Einbau der Schleuse erhoben wurden, sind unter anderem folgende:

1. Der Schiffsverkehr wird verlangsamt. Dies dürfte nicht der Fall sein, weil der z. Zt. bestehende und auch der sich noch steigernde Verkehr glatt abgewickelt werden kann; denn die beiden anderen Fahrwasser bleiben bestehen.
2. Die von der Nahemündung her kommenden Querströmungen werden die Einfahrt in den Oberkanal erschweren. Bei dem überwiegenden Bergverkehr ist diese Befürchtung nicht berechtigt; sie trifft höchstens auf den hin und wieder die Schleuse benutzenden Talverkehr zu, der aber vorwiegend die beiden offenen Fahrwasser benutzen wird.
3. Die Einfahrt in den Unterkanal ist insofern schwierig, als die Anhänge aufeinanderlaufen werden. Bei der jetzt vorgesehenen Länge von 900 m wird dies ebensowenig vorkommen, wie bei anderen Schleusenkanälen und Flußhäfen. Die Schiffer müssen



Plan 7.

sich natürlich erst die für alle Neuerungen erforderliche Praxis aneignen.

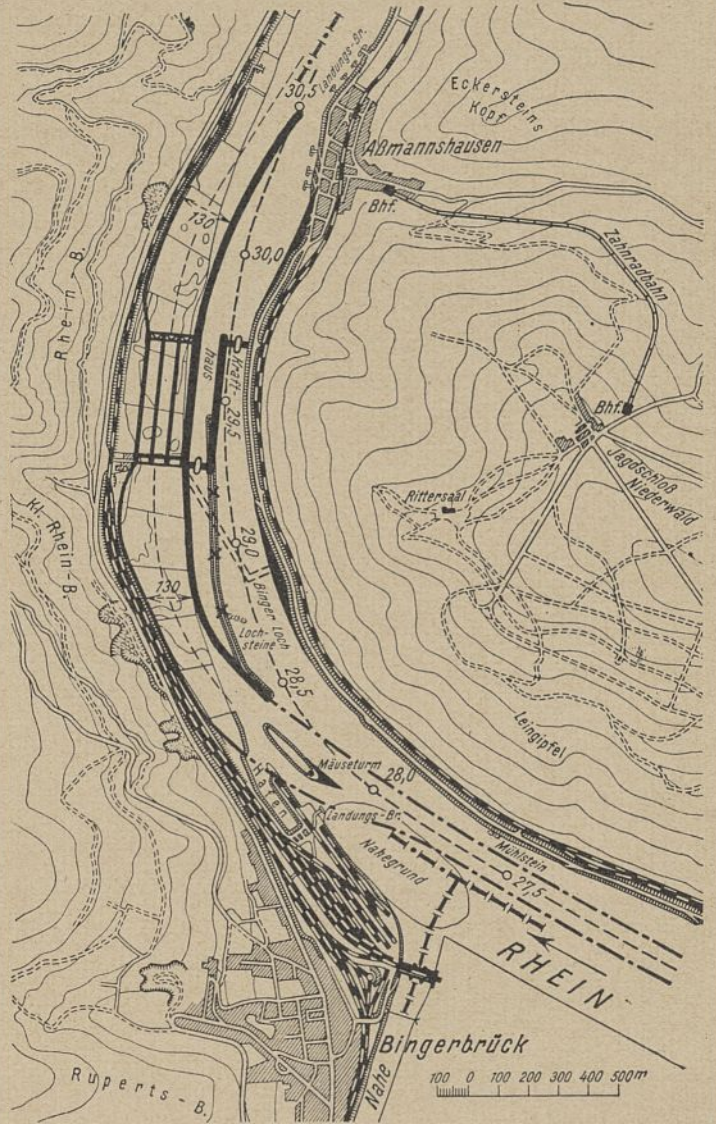
Gewisse Unbequemlichkeiten sind mit jeder Durchfahrt durch eine Schleuse verbunden. Sie können aber in Kauf genommen werden, da sie nicht unüberwindlich sind. Selbst längere Aufenthalte infolge Anhäufung von Schleppzügen vor der Schleuse fallen für den Gesamtbetrieb nicht ins Gewicht. Wenn die Schleppzüge einmal einen halben Tag auf die Durchschleusung warten müssen, so macht diese Wartezeit auf den Jahresbetrieb verhältnismäßig wenig aus. Die Zahl der Doppelreisen eines Schleppzuges zwischen Ruhrort und Mannheim kann zu 12 angenommen werden. Beträgt der Aufenthalt $12 \cdot \frac{1}{2} = 6$ Tage im Jahr, so ist eine Verminderung der Reisen nicht zu befürchten und also auch keine Verteuerung der Frachten. Dem geringen Nachteil des dann und wann vorkommenden Wartens, steht der große Vorteil der Umgehung des Bingerloches gegenüber. Die in dem Staatsvertrage zwischen Preußen und Hessen von 1884 enthaltene Bestimmung, daß die Rezeptionsfähigkeit des Rheins nicht beeinträchtigt werden darf, hat bei den Erörterungen über den Schleusenentwurf zu keinen Beanstandungen seitens der hessischen Regierung geführt, da sich der Stau nur auf eine kurze Strecke bemerkbar machen und deshalb keine schädlichen Einwirkungen ausüben wird.

Aus vorstehenden Betrachtungen geht hervor, daß mit der Schleusenanlage bestimmt eine Wassertiefe von 2,5 m bei Gl. W. 08 erreicht wird. Mit ihr wird außerdem neben dem Bingerloch und dem zweiten Fahrwasser ein dritter Fahrweg geschaffen; die Schiffahrtverhältnisse daselbst werden also unter gleichzeitiger Hebung der Leistungsfähigkeit der Wasserstraße wesentlich verbessert.

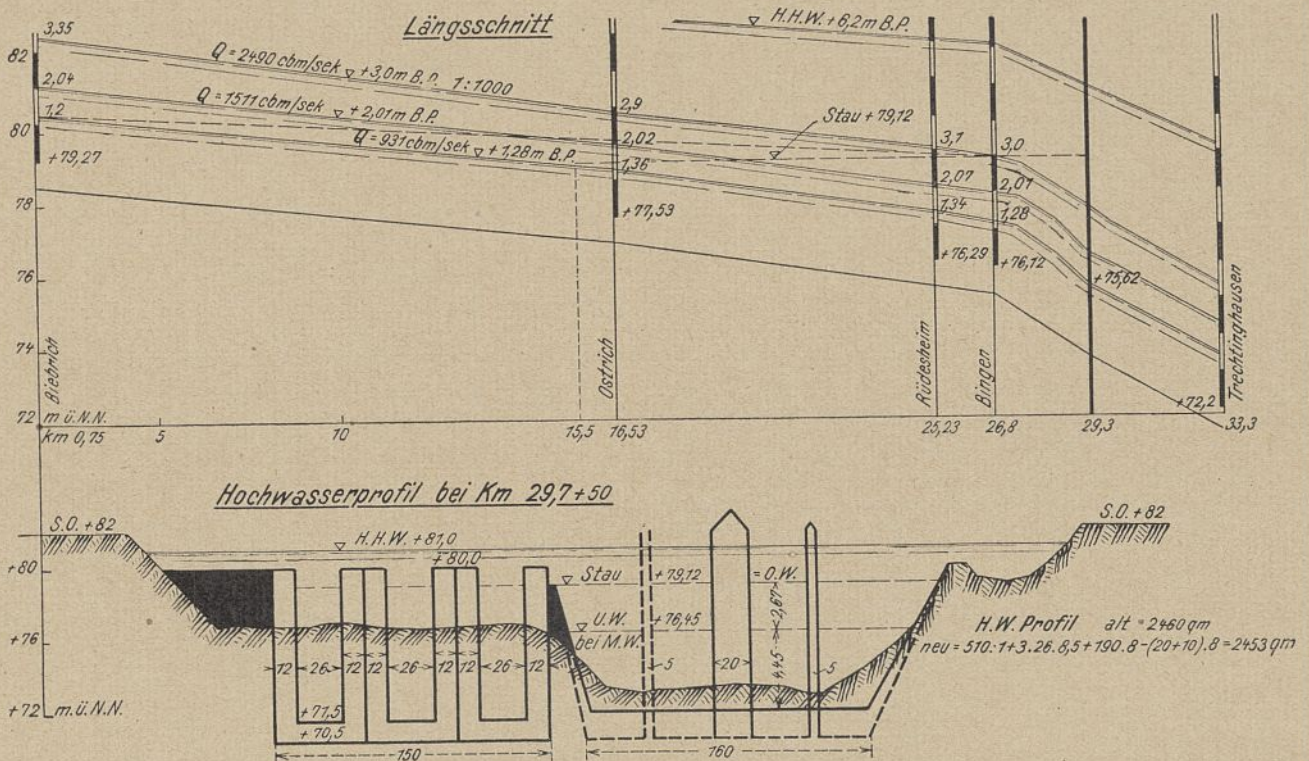
A5) Die Wasserkraftgewinnung bei gleichzeitigem Bau mehrerer Schleusen.

Das Ziel und der besondere Zweck dieser Ausbaumöglichkeit ist die Wasserkraftgewinnung. Sie erfordert nach Lage der Dinge ein Wehr. Infolgedessen ist die freie Schiffahrt ausgeschlossen. Alle Schiffe müssen geschleust werden. Der Entwurf ist im Plan 8 und 9 dargestellt. Die Wiedergabe der angestellten eingehenden Ermittlungen über den Verkehr oberhalb Koblenz in den Jahren von 1901 bis 1922 und über die Leistungsfähigkeit einer Schleuse, würde im Rahmen dieses Aufsatzes zu weit führen, da alsdann sämtliche Tabellen gebracht werden müßten. Es sollen daher hier nur die Ergebnisse mitgeteilt werden. In den verkehrsreichsten Jahren von 1911 bis 1913 betrug der Bergverkehr oberhalb Koblenz 91 Schiffe je Tag; der Berg- und Talverkehr 181. Da eine Schleuse nur 105 Schiffe im Berg- und Talverkehr schafft, reicht sie nicht aus; es wäre eine zweite erforderlich. Für Güterboote, Personenboote, Flöße und für eine weitere Steigerung des Verkehrs, die nach der Vertiefung auf 2,5 m zu erwarten ist, müßte eine dritte Schleuse gebaut werden. Mit der Anlage von drei Schleusen ist aber der vorhandene Platz am linken Ufer bis auf ein geringes Maß ausgefüllt. Die Ober- und Unterkanäle könnten nicht mehr als 130 m breit werden. Durch Leitwerke getrennt, ständen Ein- und Ausfahrtbreiten

von rd. 40 m für jede 26 m breite Schleuse zur Verfügung; ein Maß, das deshalb sehr knapp erscheint, weil es der nutzbaren Breite der Schleusen beträchtlich nahekommt und namentlich in dem in einer starken Krümmung liegenden Oberkanal besonders bei der Talfahrt ein äußerst vorsichtiges Manövrieren erfordert, so daß die Betriebs-



Plan 8.



Plan 9.

sicherheit der Schifffahrt nicht in dem Maße besteht, wie sie billigerweise verlangt werden muß. Wenn auch nicht vorausgesagt werden kann, welche Verkehrssteigerung in Zukunft vor und nach der Vollendung des Main—Donau-Kanals, der Neckar-Kanalisation und der oberrheinischen Pläne eintreten wird, so muß jedenfalls überhaupt mit einer solchen gerechnet werden. Es wäre kurzfristig, diese Möglichkeit außer acht zu lassen. Auf alle Fälle ist es zweifelhaft, ob dann die drei vorhandenen Schleusen noch ausreichen. Eine vierte Schleuse mit dem für Ein- und Ausfahrt erforderlichen Platz des Ober- und Unterkanals könnte aber nur gebaut werden, wenn weitere Flächen für sie und den Ober- und Unterkanal geschaffen würden, und zwar durch Verlegung der Straße Bingerbrück—Koblenz und der linksrheinischen Eisenbahn landeinwärts. Technisch ist diese Verlegung aber nicht durchführbar, weil der Bahnhof Bingerbrück mit seinen Verschiebe- und Aufstellgleisen jetzt schon ganz dicht an die Schleusenbaustelle heranreicht und z. Zt. sogar noch nach dem Strom hin erweitert wird. Auch ein Teil des Bingerbrücker Hafens fällt diesen Arbeiten zum Opfer. Voraussetzung wäre also, daß ein recht beträchtlicher Teil des Verschiebebahnhofs in ziemlicher Breite verlegt werden müßte. Die Kosten dafür würden ganz enorm sein, auch deshalb, weil das Gebirge hart an die Straße links der Eisenbahn herantritt und durch Sprengungen zu beseitigen wäre. Eine Tunnelanlage kommt wegen der vielen Gleise nicht in Frage. Außerdem erscheint es fraglich, ob sich die Eisenbahnverwaltung aus betriebstechnischen Gründen überhaupt auf einen solchen Plan einläßt. Eine Erweiterung der Schleusenanlage ist demnach später nicht mehr möglich. Die Schifffahrt ist auf die drei Schleusen angewiesen und in ihrer Entwicklungsfähigkeit gehemmt. Daß die rd. 60 m breiten Flöße vor der Durchschleusung in mehrere Teile zerlegt werden müßten, um die 26 m breiten Schleusen passieren zu können, und nachher wieder zusammen zu bauen wären, soll nur nebenbei erwähnt werden. Eine Erleichterung des Floßverkehrs würde also der Bau der Schleusen, durch die der ganze Verkehr nach Absperrung des Rheins hindurch muß, nicht bedeuten. Und von vornherein mit geringerer auf die Schleusen abgepaßter Breite zu fahren, wäre unwirtschaftlich.

Die Schifffahrt und ihre Wirtschaft lassen also den Abschluß des Rheins durch Wehrbauten nicht zu, und damit ist die Durchführbarkeit dieses Plans unmöglich.

B) Die wirtschaftliche Bedeutung des Ausbaues.

Hierzu Tabelle 1—7.

Die nachstehenden Ausführungen gründen sich zum Teil auf die wirtschaftlichen Untersuchungen von Momber in dieser Zeitschrift 1921 über die Abmessungen neuerer Hauptwasserstraßen. Er stellt fest, daß die Steigerung der Verkehrsleistung auf den deutschen Wasserstraßen vor dem Kriege nur zu einem Teil durch eine Vermehrung der Güterfahrzeuge, in der Hauptsache jedoch durch eine Steigerung der durchschnittlichen Tragfähigkeit und ihre bessere Ausnutzung erzielt worden ist. So stieg z. B. die Tragfähigkeit des größten Rheinkahns von 1877 bis 1913 von rd. 300 t auf 3600 t. Die Zunahme wurde ermöglicht durch die Verbesserung der bestehenden Wasserstraßen. Es fragt sich nun, ob der wirtschaftliche Vorteil, der bei einer Vergrößerung der Fahrzeuge in Form von Frachtersparnissen entsteht, so groß ist, daß er die Aufwendung erhöhter Baukosten rechtfertigt, wobei zu berücksichtigen ist, daß die Frachtsätze durch die Abmessungen der Fahrzeuge, durch ihre zulässige Tauchtiefe, die Leistungsfähigkeit der vorhandenen Umschlagrichtungen und die Förderweite beeinflußt werden. Das Ergebnis der Untersuchungen ist, daß auf den Strömen die großen breiten Fahrzeuge bei größeren Entfernungen und bei leistungsfähigen Umschlagrichtungen den kleinen schmalen wirtschaftlich überlegen sind, daß eine Vergrößerung der Tauchtiefe bei fehlender Rückfracht eine fast doppelt so große Frachtersparnis verursacht wie bei vorhandener Rückfracht und daß schließlich in vielen Fällen durch die Verbesserung der Umschlagrichtungen in den Häfen eine größere Frachtersparnis zu erzielen ist als durch eine Vergrößerung der Abmessungen der Fahrzeuge.

Momber hat für diese Untersuchungen zahlreiche und umfangreiche Tabellen zusammengestellt, die auch für den vorliegenden Zweck berechnet werden mußten; sie beziehen sich hier aber nur auf die auf dem Rhein verkehrenden Schiffstypen. Um den nachstehenden Abschnitt durch alle Tabellen nicht unnötig zu belasten, sind nur die wichtigsten wiedergegeben, im übrigen die Ergebnisse mitgeteilt.

Die Vertiefung des Rheins auf der Strecke St. Goar—Mannheim wird zur Folge haben, daß der größte Teil der auf ihm verkehrenden Fahrzeuge mehr laden und daher auch billiger transportieren kann. Es tritt also eine Steigerung der durchschnittlichen Tragfähigkeit der Fahrzeuge und ihre bessere Ausnutzung und damit eine Frachtersparnis ein. Wie groß beide sind und welche wirtschaftliche Bedeutung danach eine gegen jetzt um 0,50 m tiefere Fahrrinne am Binger Loch und in der oben genannten Strecke für die Rheinschifffahrt hat, soll in nachstehendem ermittelt werden.

a) Frachtsteigerung.

Das Rheinschiffsregister von 1914 nebst seinen Nachträgen bis einschließlich 1920 — eine neuere Gesamtausgabe ist bislang nicht erschienen — weist nach den Tabellen 1 und 2 10 878 Kähne mit einem Tonnengehalt von 5 721 400 t und 322 Güterboote mit einem Tonnengehalt von 137 500 t, zusammen 11 200 Schiffe mit einem Tonnengehalt von 5 858 900 t nach. Von den Kähnen sind 9624 eiserne mit einer mittleren Tragfähigkeit von 565 t und 1254 hölzerne mit einer mittleren Tragfähigkeit von 226 t. Die Feststellung der Anzahl Kähne und Güterboote jedes einzelnen Typs von 100 zu 100 t erfolgte durch Auszählung.

Da nach den Zusammenstellungen in den Tabellen die Kähne bis zu 200 t und alle Güterboote mit 365 500 und 137 500 t Tragfähigkeit gegenüber der Gesamttragfähigkeit von 5 858 900 t bei den Massentransporten keine große Rolle spielen, für die nur größere Schiffe

Tabelle 1.
Zahl der Kähne
nach dem Stande des Rheinschiffsregisters von Ende 1920

Tragfähigkeit bis t	Zahl der Kähne	Gesamttragfähigkeit in t	Mittlere Tragfähigkeit in t	Zahl der Kähne	
150	2087	208 700	i. M. 175 t	2871	365 500 t
200	784	156 800			
300	2140	642 000	i. M. 500 t	5630	
400	1622	648 800			
500	802	401 000			
600	668	400 800			
700	398	278 600			
800	320	256 000	i. M. 1000 t	1285	
900	325	292 500			
1000	328	328 000			
1100	191	210 100			
1200	121	145 200			
1300	155	201 500	i. M. 1500 t	874	
1400	156	218 400			
1500	281	421 500			
1600	159	254 400			
1700	123	209 100			
1800	75	135 000	i. M. 2000 t	175	
1900	41	77 900			
2000	17	34 000			
2100	24	50 400			
2200	18	39 600			
2300	9	20 700	i. M. 2500 t	43	
2400	9	21 600			
2500	4	10 000			
2600	12	31 200			
3000	8	24 000			
3600	1	3 600			
	10 878	5 721 400			

Tabelle 2.
Zahl der Güterboote
nach dem Stande des Rheinschiffsregisters von Ende 1920.

Tragfähigkeit bis t	Zahl der Güterboote	Gesamttragfähigkeit in t	Länge m	Breite m	Tiefgang m
100	104	10 300	27,0	5,6	1,4
150	20	3 000	27,0	5,0	2,0
200	30	6 000	35,0	6,0	2,1
300	9	2 700	44,0	5,0	2,1
400	16	6 400	59,0	6,1	2,2
500	36	18 000	59,0	7,34	2,42
600	20	12 000	60,6	7,9	2,45
700	10	7 000	65,0	9,0	2,27
800	50	40 000	67,3	8,45	2,64
900	4	3 600	70,4	8,0	3,1
1000	8	8 000	67,0	8,3	3,5
1100	—	—	—	—	—
1200	2	2 400	62,7	10,2	3,47
1300	6	7 800	67,0	10,2	3,7
1400	4	5 600	67,0	10,2	3,87
1500	1	1 500	—	—	—
1600	2	3 200	—	—	—
Summe	322	137 500			

in Frage kommen, sind sie außer acht gelassen. Die Tabelle 3 beginnt daher erst mit den Kähnen von 300 t und schließt mit dem größten von 3600 t, von 100 zu 100 t springend mit Ausnahme der letzten drei Werte, weil Kähne zwischen 2600 und 3000 t sowie zwischen 3000 und 3600 t Tragfähigkeit im Register nicht enthalten sind. Für Länge, Breite und Tiefgang der einzelnen Typen sind Mittelwerte eingesetzt aus einer großen Zahl von Kähnen der gleichen Tragfähigkeit. Nach dem Taschenkalender für die Rheinschiffahrt 1923, Seite 355, berechnet sich die Tragfähigkeit eines Segelschiffes aus dem Produkt der größten Länge des Schiffes zwischen Vorder- und Hintersteven, der größten Breite mittschiffs, der gemittelten Ladehöhe zwischen der Leerebene und der Ebene der höchstzulässigen Einsenkung sowie einer der Völligkeit des Schiffes entsprechenden Erfahrungszahl, welche je nach Bauart des Schiffes zwischen 0,80 für scharf- und schlankgebaute und 0,88 für vollgebaute Schiffe anzunehmen ist. Da das Rheinschiffsregister keine Angaben über die Bauart der Schiffe enthält, wurde diese Erfahrungszahl im Mittel zu 0,84 in die Rechnung eingeführt. Der Leertiefgang ist durchschnittlich zu 0,40 angenommen. Danach ergibt sich nach Tabelle 3 bei der Vergrößerung der Tauchtiefe um 0,50 m von 1,75 m auf 2,25 m im Mittel eine Steigerung der Tragfähigkeit um 36 vH. Die Maße 1,75 m und 2,25 m sind gewählt, weil bei dem Gl.W. 08 = +1,28 m B.P. zurzeit 2,00 m Wassertiefe vorhanden sind, also bei einem Spielraum von 0,20 m zwischen Schiffsboden und Flußsohle 2,0 - 0,2 = 1,80 m Tauchtiefe, wofür rd. 1,75 m gesetzt ist; in Zukunft werden 2,50 m Wassertiefe vorhanden sein, also 2,5 - 0,2 = 2,3 m Tauchtiefe, wofür 2,25 m gesetzt ist. Auch die Berechnungen für die Frachtersparnis sind für diese Tauchtiefen und für die in Zwischenräumen von 0,25 m darunter und darüber liegenden durchgeführt worden. In der Denkschrift über die Vertiefung des Rheins von St. Goar bis Mannheim 1908 ist auf Seite 27 die Mehrladung bei 0,50 m größerer Tauchtiefe

für das 600-t-Schiff zu 150 t ermittelt worden,
 für das 1000-t-Schiff zu 250 t,
 für das 1500-t-Schiff zu 350 t,
 für das 2000-t-Schiff zu 450 t.

Die in Tabelle 3 berechneten Werte betragen

für das 600-t-Schiff 167 t,
 für das 1000-t-Schiff 255 t,
 für das 1500-t-Schiff 360 t,
 für das 2000-t-Schiff 434 t.

Sie stimmen also ziemlich gut überein. Nun ist nach dem Mittel der 20 Jahre von 1901 bis 1920 bei +1,28 m B.P. die Wassertiefe von 2,00 m jetzt an 312 Tagen im Jahr vorhanden; die 2,50 m Tiefe an 237 Tagen; später ist diese aber an 312 Tagen vorhanden; der Gewinn beträgt also 312 - 237 = 75 Tage. Dieser Wert gilt für eine Wassertiefe von 2,00 m bzw. 2,50 m, also für die Tauchtiefe der Schiffe von 1,75 m bzw. 2,25 m. Für geringere Tauchtiefen wird der Wert geringer; für größere höher, wie Tabelle 4 zeigt. In dieser

sind für alle Schiffstypen mit ihren verschiedenen Tiefgängen die Tage zusammengestellt, an denen die für den Tiefgang erforderliche Wassertiefe jetzt vorhanden ist und später vorhanden sein wird. Dabei ergibt sich z. B. für das 300-t-Schiff mit 2,10 m Tiefgang und 2,30 m Wassertiefe ein Gewinn von 68 Tagen; für das 1500-t-Schiff mit 2,50 m Tiefgang und 2,70 m Wassertiefe ein solcher von 88 Tagen usw. Im Mittel beträgt der Gewinn 90 Tage. Für 365 - 312 = 53 Tage im Jahr können die Schiffe mit 2,50 - 0,20 = 2,30 m Tiefgang ihre volle Tragfähigkeit nicht ausnutzen, weil die erstrebte Tiefe nicht erreicht ist; und für 365 - 358 = 7 Tage im Jahr können aus demselben Grunde die Schiffe mit 2,00 - 0,20 = 1,80 m Tiefgang ihre volle Tragfähigkeit nicht ausnutzen. Für ein so trockenes Jahr wie 1911 werden die Verhältnisse natürlich ungünstiger. In diesem Jahr war der Wasserstand von +1,28 m B.P. an 243 Tagen überschritten. Bei einer zukünftigen Wassertiefe von 2,50 m wäre also die erstrebte Tiefe an 365 - 243 = 122 Tagen nicht erreicht gegenüber dem Durchschnitt der Jahre 1901 bis 1920 an 53 Tagen. In der Dauerlinie der Jahre 1901 bis 1920 ist das Jahr 1911 aber bereits berücksichtigt. Der obige Gewinn von 90 Tagen stellt von 300 Schiffahrtstagen den 3,3 Teil dar. Bei einer im Mittel um 36 vH größeren Tragfähigkeit der Schiffe für eine um 0,50 m tiefere Schiffahrtsrinne ergibt sich eine Frachtsteigerung von $\frac{36}{3,3} vH = 11 vH$. Nun sind im Mittel der Jahre 1901-1920 oberhalb Koblenz zu Berg gegangen 10,7 Mill. t und zu Tal 1,95 Mill. t, zusammen 12,65 Mill. t. Die Verkehrssteigerung beträgt mithin $\frac{12,65}{100} \cdot 11 = 1,39$ Mill. t. Um diese Summe wird in Zukunft die Eisenbahn entlastet. Bei 50 Wagen zu je 20 t = 1000 t für einen Zug sind dies $\frac{1390000}{1000} = 1390$ Züge im Jahr, die für andere Zwecke

frei werden. Daß diese Entlastung etwa einen schädlichen Einfluß auf den wirtschaftlichen Betrieb der Eisenbahn haben könnte, ist nicht zu befürchten. Man darf nämlich nicht übersehen, daß alle neuen Wasserstraßen und auch die in der Leistungsfähigkeit verbesserten in ihrer Verkehrsentwicklung und in ihrer Beziehung zur Eisenbahn einen Ausgleich der Verluste der letzteren herbeiführen, wenn sie überhaupt eintreten. Die preußische Wasserbauverwaltung hätte sonst sicherlich nicht kurz vor dem Kriege 600 Mill. Mark für den Ausbau von Binnenwasserstraßen aus Ueberschüssen der Eisenbahnverwaltung zugewiesen erhalten, wenn nicht die Erfahrung gelehrt hätte, daß die Eisenbahnen in der allgemeinen Verkehrsbelebung, an der die billigeren Wassertransporte mittelbar und unmittelbar in hohem Maße beteiligt sind, auch ihrerseits Ersatz finden für die ihnen von den Schiffahrtstraßen entzogenen Güter. Trotz der starken Verkehrszunahme auf den deutschen Wasserstraßen in den letzten 35 Jahren vor dem Kriege, die durch den Bau des Oder-Spreekanals, des Dortmund-Emskanals, des Elbe-Travelkanals, des Teltowkanals, sowie durch die Oder- und Mainkanalisierung hervorgerufen wurde, hatten die deutschen Eisen-

Tabelle 3.
Vergrößerung der Tragfähigkeit
 bei einem um 0,50 m vermehrten Tiefgang.

Schiffstyp in Tonnen	Länge m	Breite m	Tiefgang m	Tragfähigkeit in Tonnen bei		Gewinn in		Die Tragfähigkeit ist gleich L · B · 0,84 (t - 0,4) z. B. 35 · 6 · 0,84 (1,75 - 0,4) = 238 t.	
				1,75 m Tiefgang	2,25 m Tiefgang	t	v H.		
300	35	6	2,1	238	300	62	26		
400	44,5	5,9	2,2	298	400	102	34		
500	48,2	7	2,2	383	500	117	31		
600	53	7,2	2,25	483	600	167	38		
700	60	7,6	2,23	527	700	173	33		
800	63,4	8,4	2,2	604	800	196	32		
900	70,4	8,4	2,2	671	900	229	34		
1000	73	9	2,23	745	1000	255	34		
1100	73,9	9,7	2,24	813	1100	287	35		
1200	79	9,75	2,28	874	1200	326	37		
1300	78,6	10,1	2,38	900	1234	334	37		
1400	81,4	10,1	2,4	932	1278	346	37		
1500	84,1	10,2	2,5	973	1333	360	37		
1600	85	10,4	2,55	1002	1374	372	37		
1700	86	11	2,52	1073	1470	397	37		
1800	86,5	11	2,65	1079	1479	400	37		
1900	87,4	11,1	2,72	1100	1508	408	37		
2000	94	11	2,7	1173	1607	434	37		
2100	94	11,3	2,75	1204	1650	446	37		
2200	97,2	11,6	2,72	1279	1752	473	37		
2300	95,7	12	2,8	1303	1785	482	37		
2400	98	12	2,83	1334	1828	494	37		
2500	102	12	2,85	1388	1902	514	37		
2600	105	12	2,85	1429	1958	529	37		
3000	110	13,1	2,88	1634	2239	605	37		
3600	123	14,08	2,85	1964	2691	727	37		
						Summe	926		
						i. Mittel	36		

Tabelle 4.
Längere Benutzbarkeit
 der Wasserstraße bei einer um 0,50 m vermehrten Wassertiefe.

Schiffstyp in Tonnen	Tiefgang m	erforderlich. Wassertiefe m	Die erforderliche Wassertiefe ist		Gewinn an Tagen
			jetzt vorhanden	später an Tagen	
300	2,10	2,30	268	336	68
400	2,20	2,40	252	326	74
500	2,20	2,40	252	326	74
600	2,25	2,45	244	319	75
700	2,23	2,43	248	322	74
800	2,20	2,40	252	326	74
900	2,20	2,40	252	326	74
1000	2,25	2,45	244	319	75
1100	2,24	2,44	246	321	75
1200	2,28	2,48	237	312	75
1300	2,38	2,58	220	300	80
1400	2,40	2,60	218	298	80
1500	2,50	2,70	196	284	88
1600	2,55	2,75	186	276	90
1700	2,52	2,72	192	280	88
1800	2,65	2,85	164	260	96
1900	2,72	2,92	146	248	102
2000	2,70	2,90	152	252	100
2100	2,75	2,95	140	244	104
2200	2,72	2,92	146	248	102
2300	2,80	3,00	128	237	109
2400	2,83	3,03	120	230	110
2500	2,85	3,05	116	226	110
2600	2,85	3,05	116	226	110
3000	2,88	3,08	110	220	110
3600	2,85	2,05	116	226	110
			Summe	2327:26	
			i. Mittel	90	

bahnen eine gewaltige Steigerung erfahren, wie sie sonst in Europa nicht festgestellt werden konnte. Wenn auch gewisse grobe sehr niedrig tarifierte Massengüter einen dauernden Ausfall bei der Eisenbahn aufwies, so traten an ihre Stelle wertvollere Güter, die höhere Einnahmen brachten. Die langsame aber stetige Zunahme des Bergverkehrs auf dem Rhein zeigt, daß aus kleinen Anfängen von 70 000 t im Jahre 1836 13 Millionen t im Jahre 1922 wurden. Allein von 1901—1913 betrug die Steigerung 13,80—8,61 = 5 Mill. t = rd. 60 v H.

Auch der kanalisierte Main zeigt diese steigende Tendenz. Die Vollendung der Mainkanalisierung 1886 hatte die Wirkung, daß der Verkehr auf der Wasserstraße gegen den Durchschnitt der Jahre 1880—1885 um 64 v H im ersten und um weitere 42 v H im 2. Jahre stieg. Gleichzeitig hob sich der Verkehr auf den beiden Mainuferbahnen um 36 v H im ersten und um 54 v H im 2. Jahr nach Fertigstellung der Kanalisierung. Der Gesamtverkehr auf dem Main stieg von 1887—1922 von 494 000 t auf 2,1 Mill. t, d. h. um rd. das fünffache. Dabei zeigte sich wie auch am Rhein der größte Verkehr in den Jahren 1911—1913 mit 3,4 Mill. t je Jahr.

Eine weitere nicht unerhebliche Steigerung der Frachtmengen ist ferner aus folgenden Gründen zu erwarten:

Der Reeder Hugo Stinnes hielt in der Verhandlung vom 26. Juni 1913 in Rüdeshelm, in der die Vertiefung des Rheins von St. Goar bis Mannheim zwischen den Behörden und den Schiffahrtsinteressen eingehend besprochen wurde, den Bau stärkerer Schlepper als jetzt für erforderlich, um später 3 Anhänge zu rd. 6000 t durch das Gebirge bringen zu können; zur Zeit ist dies nicht möglich, da die Schlepper im Mittel nur eine Maschinenstärke von 1600 PS haben und damit nur 1600 · 2,5 = 4000 t zu Berg bringen können.

Die Schlepper müssen später also $\frac{6000}{2,5} = 2400$ PS haben. Nun passierten die Schiffbrücke in Koblenz in den Jahren von 1901—1922 im Jahresmittel 6040 Schlepper mit 15 050 Anhängen. Es kamen also bei 300 Betriebstagen auf einen Tag 20 Schlepper mit 50 Anhängen und auf einen Schlepper 2,5 Anhänge. Für die Fahrt durch das Gebirge müssen die Schleppzüge in Salzig neu geordnet werden, weil die Schlepper dort nur 2,5 t je PS leisten können gegenüber 3,8 t je PS in der Flachlandstrecke. Die Zahl der Anhänge muß also abnehmen. In den Jahren 1912—1919 und 1922 sind am Mäuseturm bei Bingen 85 383 Schleppzüge gewahrschaut worden; im Jahresmittel also $\frac{85\ 383}{9} = 9500$ und im Tagesmittel $\frac{9500}{300} = 32$ Schleppzüge.

Da die Schlepperzahl die gleiche ist wie in Koblenz, entfallen in der Gebirgsstrecke auf einen Schlepper $\frac{32}{20} = 1,6$ Anhänge. Nach der Denkschrift von 1908 ist diese Zahl für 1907 zu 1,8 ermittelt worden mit 1828 Bergzügen und 3300 Anhängen; im Dezember 1922 zu 1,75 mit 597 Schleppern und 1052 Anhängen. Kann also statt mit 1,6, 1,75 und 1,8 Anhängen in Zukunft bei stärkeren Schleppern mit 3 Anhängen durch das Gebirge gefahren werden, so ergibt sich auch aus dieser Ueberlegung eine Zunahme des Verkehrs außer der oben berechneten Steigerung infolge der vergrößerten Tauchtiefe.

b) Die Frachtersparnis.

Die Hauptgütermengen sind Kohle und Koks. Die Abfuhr von Ruhrort bis Mannheim beträgt im Mittel der Jahre 1901—1913 rd. 6 Mill. t gegenüber dem Gesamtverkehr nach oberhalb bis Straßburg von 10,9 Mill. t Kohlen und Koks stellen also rd. $\frac{1}{2}$ des Gesamtverkehrs dar. Das Gesamtvorkommen der Kohle im Ruhrgebiet beträgt nach Schätzung der Bergschule in Bochum

- von 1848 11 Milliarden Tonnen,
- von 1892 60 Milliarden Tonnen,
- von 1912 144 Milliarden Tonnen;

letztere Zahl gilt bis zu einer Teufe von 2000 m.

Zurzeit werden etwa 100 Millionen Tonnen jährlich gefördert; selbst bei der doppelten Jahresförderung von 200 Mill. Tonnen reichen die 144 Milliarden Tonnen für $\frac{144\ 000\ 000\ 000}{200\ 000\ 000} =$ rd. 700 Jahre aus.

Die Produktion wird also in absehbarer Zeit nicht zu Ende gehen. Die Entfernung von Ruhrort—Mannheim ist $n = 352$ km.

Maßgebend für die Beladung in Ruhrort ist der Wasserstand am Pegel zu Caub. Zurzeit wird daselbst abgeladen bei +1,10 m Cauber Pegel = 0,97 m Binger Pegel auf 1,50 m Tiefe, +1,20 m Cauber Pegel = +1,08 m Binger Pegel auf 1,60 m Tiefe, +1,50 m Cauber Pegel = +1,36 m Binger Pegel auf 1,80 m Tiefe, +2,00 m Cauber Pegel = +1,78 m Binger Pegel auf 2,10 m Tiefe. Die Berechnungen der Frachtersparnis erfolgten gemäß Tabelle 1 für das 500-, 1000-, 1500-, 2000- und 2500-t-Schiff, indem es für zulässig erachtet wurde, die Schiffe von 300—700 t zu dem Typ von i. M. 500 t zusammenzuziehen, diejenigen von 800—1200 t zu dem Typ von i. M. 1000 t usw.

Die gesamten Frachtkosten setzen sich, wenn man von Nebenkosten abieht, zusammen aus 1. Fahrtkosten, 2. Schleppkosten, 3. Liegekosten. Abgaben kommen nicht in Frage. Hierzu treten bei

fehlender Rückfracht die Kosten für die Rückfahrt des leeren Kahns. Es sind Friedenspreise zugrunde gelegt.

Die Einheitspreise für Kähne geringeren Tonnengehalts sind reichlich hoch, die für die größeren niedrig eingesetzt, um kein zu ungünstiges Ergebnis für die großen Schiffe zu erhalten. Diese Angaben weist die Tabelle 5 nach. In der gleichen Tabelle sind die Schiffskosten je Tag und Tonne berechnet. Aus ihr geht hervor, daß bei voller Ausnutzung der Tragfähigkeit die Kosten je Tag und Tonne mit zunehmender Größe der Fahrzeuge abnehmen. Sie betragen

- für den 500-t-Kahn 5,4 Pf.
- für den 1000-t-Kahn 4,2 Pf.
- für den 1500-t-Kahn 3,5 Pf.
- für den 2000-t-Kahn 3,0 Pf.
- für den 2500-t-Kahn 2,7 Pf.

In Tabelle 6 sind die Schiffskosten je Tag und Tonne bei den verschiedenen Tauchtiefen von 1,50 bis 2,85 m zusammengestellt; auch aus ihr ist die Ueberlegenheit der großen Schiffe gegenüber den kleineren deutlich erkennbar. Die gleiche Tabelle enthält die Fahrkosten in Pf./tkm, indem die je Tag errechneten Sätze durch die Reisegeschwindigkeit in Kilometer je Tag geteilt wurden. Da die Fahrt von Ruhrort bis Mannheim $\frac{352}{4} = 90$ Stunden = 9 Tage, diejenige von Mannheim bis Ruhrort $\frac{352}{11} = 18$ Stunden = 2 Tage, zusammen 11 Tage dauert, so ist die mittlere Reisegeschwindigkeit $\frac{2 \cdot 352}{11} = 64$ km je Tag. Eine Erhöhung der Tauchtiefe von 1,50 m auf 1,75 m ermäßigt danach die Fahrkosten durchschnittlich um 0,020 Pf./tkm, eine weitere Erhöhung von 1,75 m auf 2 m um 0,014 Pf./tkm und von 2 m auf 2,25 m um 0,009 Pf./tkm.

Rechnet man nach wirklich gezahlten Frachtsätzen für die Gesamtfracht 0,73 Pf./tkm, so bedeutet die Ermäßigung der Fahrkosten um 0,009 bis 0,020 Pf./tkm bei einer Steigerung der Tauchtiefe um je 0,25 m eine Ermäßigung der Gesamtfrachtkosten um etwa 1,2 bis 2,7 v H.

Als Schlepplohn für leere Kähne ist ein Satz von 0,1 Pf./tkm für jede Tonne Tragfähigkeit bis zu einer Größe der Fahrzeuge von

Tabelle 5.
Kosten der Kähne.

Tragfähigkeit in t	Länge m	Breite m	Tiefgang m	Tragfähigkeit in t	M/t	Kosten		Zusammen M
						des Rumpfes M	der Ausrüstung M	
500	48,2	7,0	2,20	500	65	32 500	5 000	37 500
1000	73,0	9,0	2,25	1000	55	55 000	6 000	61 000
1500	84,1	10,2	2,50	1500	46	69 000	6 000	75 000
2000	94,0	11,0	2,70	2000	40	80 000	10 000	90 000
2500	102,0	12,0	2,85	2500	38	95 000	10 000	105 000

Schiffskosten je Tag und Tonne.

	Tragfähigkeit				
	500 t	1000 t	1500 t	2000 t	2500 t
Schiffskosten	37 500	61 000	75 000	90 000	105 000
Jährl. Kosten für Vergütung u. Abschreibung 7 v. H.	2 625	4 270	5 250	6 300	7 350
Desgl. f. Versicherung und Verwaltung sowie Unterhaltung 5 v. H.	1 875	3 050	3 750	4 500	5 250
Zusammen	4 500	7 320	9 000	10 800	12 600
Mannschaftslohn bis 500 t = 1 Mann					
1000 t = 2 „					
üb. 1000 t = 3 „	1 100	2 200	3 300	3 300	3 300
Lohn des Schiffers	1 800	1 800	2 000	2 000	2 000
Zusammen	7 400	11 320	14 300	16 100	17 900
Zuschlag 2 v. H. d. Aktienkapitals	750	1 220	1 500	1 800	2 100
Jährliche Kosten zusammen	8 150	12 540	15 800	17 900	20 000
Schiffskosten je Tag rd. M	27	42	53	60	67
bei 300 Betriebstagen u. Tonne	5,4	4,2	3,5	3,0	2,7

Tabelle 6.

Schiffs-kosten je Tag und Tonne in	Tagesmiete 1,50 m Tragfähigkeit	Kosten	bei einer Tauchtiefe von													
			1,75 m		2,00 m		2,25 m		2,50 m		2,75 m		2,85 m			
500 t	27	312	8,7	383	7,1	453	6,0	500	5,4	—	—	—	—	—	—	5,4
1000 t	42	607	6,9	745	5,6	883	4,8	1000	4,2	—	—	—	—	—	—	4,2
1500 t	53	793	6,7	973	5,4	1153	4,6	1333	4,0	1500	3,5	—	—	—	—	3,5
2000 t	60	955	6,3	1173	5,1	1390	4,3	1607	3,7	1824	3,3	2000	3,0	—	—	3,0
2500 t	67	1131	5,9	1388	4,8	1645	4,1	1902	3,5	2159	3,1	2416	2,8	2500	2,7	—

Fahrkosten des Kahns in /tkm	bei einer Tauchtiefe von						
	1,50 m	1,75 m	2,00 m	2,25 m	2,50 m	2,75 m	2,85 m
500 t	0,136	0,111	0,094	0,084	—	—	—
1000 t	0,108	0,088	0,075	0,066	—	—	—
1500 t	0,105	0,084	0,072	0,063	0,055	—	—
2000 t	0,098	0,080	0,067	0,058	0,052	0,047	—
2500 t	0,092	0,075	0,064	0,055	0,048	0,044	0,042
Summe im Mittel	0,539	0,438	0,372	0,326	—	—	—
	0,108	0,088	0,074	0,065	—	—	—
		0,020	0,014	0,009			

750 t, bei größeren Fahrzeugen über 750 t die Hälfte angenommen. Für beladene Fahrzeuge ist für Mehrverbrauch an Kohlen usw. ein Zuschlag von $\frac{1}{10} \cdot 0,6 = 0,06$ Pf./tkm eingesetzt. Die so ermittelten Schleppkosten stimmen gut mit den von Teubert, Binnenschiffahrt, Bd. 2, Seite 456, für die Strecke Ruhrort—Mannheim angegebenen überein. Für den Fall, daß Rückfracht nicht vorhanden ist, sind die Fahrkosten für die Rückfahrt, die ebenso hoch sind wie diejenigen der Hinreise, und ferner die Schleppkosten des leeren Kahns hinzugerechnet, um die Fahr- und Schleppkosten für eine Reise mit fehlender Rückfracht zu erhalten.

Bei den Liegekosten sind als tägliche Umschlagleistung im Mittel 230 t angesetzt:

320 t für das Beladen
140 t für das Löschen

Zus.: 460 t; i. M. = 230 t.

Aus dieser Zahl und der Tragfähigkeit ist die Anzahl der Liegetage beim Beladen und die gleiche beim Löschen berechnet; dazu kommt noch je ein Tag für Warten auf Abschleppen nach dem Beladen und für Warten im Bestimmungsort auf das Löschen, zusammen 2 Tage. Diese Liegetage mit der Tagesmiete vervielfacht, ergeben die Kosten; diese durch die Tragfähigkeit geteilt, die Kosten in Pf./t und diese wiederum durch die Transportlänge von 352 km geteilt, die Kosten in Pf./tkm.

Nach den Ermittlungen über die Gesamtfrachtkosten mit Rückfracht ist der 1000-t-Kahn am wirtschaftlichsten; dann folgt der 500-t-Kahn und schließlich die großen Kähne von 1500—2500 t.

Bei den Gesamtfrachtkosten ohne Rückfracht kommt an erster Stelle wieder der 1000-t-Kahn, dann folgen die großen Kähne und schließlich das 500-t-Schiff.

Vorteil von der Vertiefung haben alle Schiffe, abgesehen von den kleinsten, die selbst bei dem Wasserstande von + 0,60 m B. P. noch voll beladen verkehren können; also diejenigen, die einen Tiefgang von weniger als 200 — (1,28—0,60) = 1,32 m haben.

Wie sich im einzelnen die Gewinne der verschiedenen Typen mit ihren verschiedenen Tauchtiefen stellen, ist schon oben erwähnt und aus Tabelle 4 ersichtlich. Aus den Untersuchungen darf geschlossen werden, daß das 1000-t- und das 1500-t-Schiff in Zukunft noch mehr gebaut werden wird, als bisher, und daß diese Typen den Hauptmassenverkehr beherrschen werden. Dabei gilt das 1500-t-Schiff jetzt schon in Schiffsverkehrskreisen als das Normalschiff, weil es sehr gute Steuerfähigkeit besitzt und sich deshalb am leichtesten durch das Binger Loch schleppen läßt. Ein Blick in die Tabelle 1 läßt auch die Richtigkeit der eben ausgesprochenen Ansicht erkennen; denn von dem 1000-t-Schiff sind jetzt schon 328 Stück vorhanden mit 328 000 t Tragfähigkeit und von dem 1500-t-Schiff 281 Stück mit 421 500 t, während alle anderen Typen, abgesehen von dem kleineren Typ von i. M. 500 t, bezüglich Zahl und Tonnengehalt teilweise recht weit hinter ihnen zurückbleiben. Der 500-t-Kahn steht bei den Gesamtfrachtkosten mit Rückfracht an zweiter Stelle, ohne Rückfracht an letzter Stelle. Da die Rückfracht nur $\frac{1}{6}$ des Gesamtbergverkehrs ausmacht, die leere Talfahrt also überwiegt, werden die Typen um 500 t herum später wahrscheinlich allmählich verschwinden und durch die größeren ersetzt werden.

Rechnet man für die Zukunft im Mittel nur mit 1000- und 1500-t-Schiffen, so beträgt der Gewinn nach Tabelle 4: 75 und 88 Tage, i. M. 82 Tage im Jahr. Dies ist der $\frac{300}{82} = 3,66$. Teil des Betriebs-

Tabelle 7
Frachtersparnis
in Pfg./tkm.

Frachtersparnis in Pfg./tkm durch Vergrößerung der Tauchtiefe	a) Mit Rückfracht				b) Ohne Rückfracht				
	von m	1,50	1,75	2,00	2,25	1,50	1,75	2,00	2,25
auf m	1,75	2,00	2,25	2,50	1,75	2,00	2,25	2,50	—
500 t	0,063	0,044	0,024	—	0,117	0,082	0,044	—	—
1000 t	0,054	0,036	0,023	—	0,101	0,067	0,043	—	—
1500 t	0,054	0,035	0,026	0,020	0,101	0,065	0,049	0,037	—
2000 t	0,052	0,035	0,026	0,019	0,097	0,066	0,046	0,038	—
2500 t	0,050	0,034	0,025	0,020	0,094	0,063	0,047	0,038	—
Summe	0,273	0,184	0,124	0,059	0,510	0,343	0,229	0,113	—
im Mittel	0,055	0,037	0,025	0,020	0,102	0,069	0,046	0,038	—

Transportlänge 352 km $352 \cdot 0,062 = 22$ Pfg./t $352 \cdot 0,115 = 41$ Pfg./t

jahres. Die Frachtsteigerung beträgt demgemäß nur $\frac{36}{3,66} = \text{rd. } 10$ vH statt wie oben angegeben 11 vH; d. h. statt 1,39 Mill. t 1,27 Mill. t. Das Ergebnis der ganzen Untersuchung ist in Tabelle 7 zusammengestellt. Daraus ist zu ersehen, daß der Nutzen einer Vergrößerung der Tauchtiefe ohne Rückfracht fast doppelt so groß ist wie derjenige mit Rückfracht, nämlich 41 Pf./t zu 22 Pf./t auf der 352 km langen Strecke Ruhrort—Mannheim.

Die Ersparnis ist

$$\begin{aligned} \text{mit Rückfracht } & \frac{1}{6} 22 = 3,7 \text{ Pf./t} \\ \text{ohne } & \frac{5}{6} 41 = 34,2 \text{ Pf./t} \\ & \text{zus. } 37,9 \text{ Pf./t} \\ & = \text{rd. } 38 \text{ Pf./t} \end{aligned}$$

Von diesen 38 Pf. sind noch die Kosten in Abzug zu bringen für Verzinsung, Tilgung und Unterhaltung der Bausumme, welche für die Regulierung aufzuwenden ist. Das sind nach Abschnitt A 1 für die Vertiefung lediglich durch Regulierung ungünstigsten Falls bei Verlängerung des Trennungswerks um 400 m 1,2 Mill. Mark jährlich und für die Vertiefung durch Regulierung und Schleuse 2,23 Mill. Mark jährlich. Bei 12,65 Mill. Tonnen Verkehr entfallen im ersten Fall auf die Tonne

$$\frac{1,2}{12,65} 0,095 \text{ M} = \text{rd. } 10 \text{ Pf. und im 2. Fall } \frac{2,23}{12,65} 0,18 \text{ M} = 18 \text{ Pf.}$$

Die wirkliche Frachtersparnis ist also gleich $38 - 10 = 28$ Pf./t im Fall 1 und gleich $38 - 18 = 20$ Pf./t im Fall 2. Mit diesen Ergebnissen decken sich die Ausführungen des Reeders Stinnes in der oben erwähnten Verhandlung vom 26. Juni 1913 in Rudesheim. Er brachte zum Ausdruck, daß die Regulierung des Rheins am Binger Loch und damit die weitere Vertiefung auf der Strecke St. Goar—Mannheim eine Verbilligung der Frachten zur Folge haben werde. Würde den Reedern statt 2,00 m bei Gl. W. 08 2,50 m Wassertiefe geboten, so könne auf eine Frachtermäßigung von 20—30 Pf./t für die Tonne Kohlen von Ruhrort bis Mannheim gerechnet werden. Da nun fast alle Güter, die in der fraglichen Strecke befördert werden, Massengüter sind, dürfte einleuchten, daß sich diese Ersparnis nicht allein auf den Kohlentransport bezieht.

Zu diesen Hauptvorteilen der Vermehrung des Verkehrs und der Verringerung der Frachtkosten treten noch folgende:

Da jetzt sehr häufig bei unvorhergesehenem Abfallen des Wasserstandes die Tiefe in der Gebirgsstrecke nicht mehr vorhanden ist, die die Schiffer bei der Beladung am Niederrhein nach den Wasserstandsrichtlinien glaubten erwarten zu dürfen, so müssen die Kähne mit großen Kosten geleichtert werden, um die Fahrt fortsetzen zu können. Wie hoch sie sind, mag daraus ersehen werden, daß eine Reederei im Mittel der Jahre 1906 und 1907 74 000 M dafür ausgeben mußte, was auf die Tonne 2 M ausmachte; d. h. beinahe so viel, wie der ganze Transport von Ruhrort bis Mannheim kostete. Wenn nun auch das Leichtern in Zukunft nicht ganz wegfallen wird, so wird es infolge der größeren Tiefe doch wesentlich eingeschränkt und die Selbstkosten werden geringer.

Die Schiffahrt hat ferner Vorteil aus der Zeitersparnis, die sich daraus ergibt, daß das Teilen und Wiederzusammensetzen der Schleppzüge in Zukunft vielfach wegfallen kann, da jetzt die Bergzüge i. M. nur mit 1,7 Anhängen, später aber mit 3 Anhängen verkehren können.

Die Ausnutzung des Kahnraums ist später eine bessere; infolgedessen wird für eine zukünftige Verkehrssteigerung Kahnraum frei und Neubauten können gespart werden.

Die vorstehenden Untersuchungen über die wirtschaftliche Bedeutung der Regulierung des Rheins am Binger Loch ergeben ein durchaus günstiges und erfreuliches Bild von der zukünftigen Entwicklung der Rheinschiffahrt, die ihren beredten Ausdruck findet in der Hebung des Verkehrs, in einem beachtlichen Gewinn durch Ersparnisse an Frachtkosten sowie in dem zu erwartenden Aufschwung des Erwerbslebens und in der Förderung von Industrie und Landwirtschaft.

c) Die volkswirtschaftlich günstigste Ausgestaltung.

Die in den Abschnitten A1—5 angestellten Ermittlungen lassen erkennen, daß für die Herstellung einer Wassertiefe von 2,50 m bei Gl. W. 08 = + 1,28 m B.P.

1. der Bau eines offenen Kanals im 2. Fahrwasser nach dem Plan Degener,
 2. der Bau eines offenen Kanals an der Binger-Loch-Seite sowie
 3. die Wasserkraftanlage
- nicht in Frage kommen.

Möglich ist die Herstellung

1. durch die z. Zt. in der Ausführung begriffenen Arbeiten im 2. Fahrwasser, gegebenenfalls unter Verlängerung des Trennungswerks und
2. durch den Bau der Schleuse in den Verlandungen am linken Ufer.

Ein Vergleich dieser beiden Lösungen zeigt, daß durch den Ausbau im 2. Fahrwasser neben dem Binger Loch ein verbesserter Fahrweg geschaffen wird, der einen für die Schiffahrt ausreichenden Querschnitt und zulässige Wassergeschwindigkeiten hat. Der beladene Bergverkehr geht dann durch den neuen Weg; der fast leere Talverkehr durch das Binger Loch. Nur insofern ist der Bergverkehr unbequem, als im Gegensatz zu den jetzigen Stromverhältnissen im Binger Loch nicht immer nur ein Fahrzeug, sondern der ganze Schleppzug auf der 0,9 bis 1,3 km langen Strecke im wohl ausgeglichenen, aber trotzdem noch ziemlich starken Gefälle liegt. Das ist technisch der einzige Nachteil, den das 2. Fahrwasser haben wird; er ist aber durch den Bau stärkerer Schlepper auszugleichen.

Derartige Unbequemlichkeiten hat die Schleuse nicht; gewiß sind mit jeder Schleusendurchfahrt Schwierigkeiten verbunden, die aber überwunden werden können, wenn das Personal erst einmal eingearbeitet ist. Dafür hat sie den großen Vorteil, daß der Verkehr in der Binger-Loch-Strecke sich besser regelt und leichter gestaltet, weil mit ihr ein dritter Schiffahrtsweg geschaffen wird. Bei Sperrung des Binger Lochs durch die recht häufig auftretenden Unfälle — 1900 bis 1912 64 Unfälle, von denen 9 von recht erheblicher Dauer waren — steht in Zukunft nicht mehr das 2. Fahrwasser allein für Berg- und Talfahrt zur Verfügung, sondern noch der Weg durch die Schleuse. Die Rheinschiffahrt erhält dadurch also eine bedeutend größere Betriebssicherheit. Nur die Kosten sind bedeutend höhere und die Frachtersparnisse infolgedessen geringere.

Die Kosten für die Regulierung im 2. Fahrwasser betragen 1,3 Mill. Mark und für die ober- und unterhalb anschließenden Strecken 18,5 Mill. Mark, zusammen 19,8 Mill. Mark. Die jährlichen Kosten für die Verzinsung des erstgenannten Kapitals sind $\frac{1,3 \cdot 6}{100} = 78\,000$ RM; für das gesamte: 1,2 Mill. RM. Die Frachtersparnis beträgt 28 Pf/t.

Die Kosten für die Schleuse betragen 16,0 Mill. RM
und für die ober- und unterhalb anschließenden Strecken wie oben 18,5 Mill. RM

zusammen 34,5 Mill. RM.

Die jährlichen Kosten für die Verzinsung des erstgenannten Kapitals sind $\frac{16,7}{100} = 1,12$ Mill. RM; für das gesamte 2,23 Mill. RM. Die Frachtersparnis beträgt 20 Pf/t.

Bei den Ausgaben für die Herstellung der 2,50 m Tiefe allein in der Binger-Loch-Strecke stehen sich also 1,3 Mill. RM und 16 Mill. RM gegenüber. Das wäre für die Schleuse der rd. zwölffache Betrag. Wenn aber die 2,50 m Tiefe hier geschaffen ist, wird sie natürlich auch für die anschließenden Strecken durchgeführt werden; denn sonst hätten die Arbeiten keinen Zweck; sie bilden ja nur die Vorarbeiten für die nachfolgende große Regulierung. Deshalb müssen die Gesamtkosten miteinander verglichen werden; und da stehen sich 19,8 und 34,5 Mill. RM gegenüber. Die Regulierung mit Schleuse kostet also das 1,75fache von dem der einfachen Regulierung.

In technischer Hinsicht können beide Lösungen als gleichwertig angesehen werden; in finanzieller Hinsicht kommt an erster Stelle der Ausbau des 2. Fahrwassers; an zweiter Stelle die Schleuse. Dafür ist mit letzterer der nicht zu unterschätzende Vorteil verbunden, der in der Schaffung eines neuen 3. Schiffahrtsweges besteht.

Der Ausbau mittels Regulierung verdient daher vor dem mittels der Schleuse den Vorzug.

Sollten später irgendwelche zurzeit nicht übersehbare Umstände den Bau der Schleuse notwendig machen, so wird mit der Aufwendung von weiteren 16 Mill. RM für die Schleuse die Herstellung eines dritten vom freien Strom vollständig unabhängigen Schiffahrtsweges an dem schwierigsten und deshalb bedeutungsvollsten Punkt des Rheins nicht zu teuer erkauft sein.

D. Schlußwort.

Seit 1831 haben die Rheinuferstaaten für den Ausbau des Rheins rd. 300 Millionen Mark aufgewendet; davon Preußen auf seiner Strecke von Biebrich bis zur holländischen Grenze seit 1806 allein rd. 100 Millionen. Es ist damit eine Pionierarbeit geleistet worden, die ganz Europa zugute kommt. Heute weiß niemand mehr, wie ärmlich es früher mit den Schiffahrtverhältnissen auf dem Rhein bestellt war, und niemand hätte geglaubt, daß die Rheinschiffahrt und zwei Eisenbahnen an den Ufern des Stromes nebeneinander bestehen könnten. Und doch ist dies möglich geworden; ja, die drei großen Verkehrswege genügen kaum noch dem Bedürfnis. Verbesserung, Vermehrung und Verbilligung der Verkehrsgelegenheiten sind und bleiben eben die mächtigsten Förderer der Ausdehnung des Verkehrs, da sie die Produktion und den Handel erweitern und auf den Absatz für den Markt hindrängen. Darum muß die Vertiefung auf 2,50 m im Binger Loch kommen. Erst wenn sie durchgeführt sein wird, ist die Bahn frei für die Herstellung der gleichen Tiefe auf der Strecke von St. Goar bis Mannheim. Damit ist aber die Rheinlandschaft weiter geöffnet für die Main- und Neckargebiete, deren Wasserstraßen bereits für 2,50 m Tiefe benutzbar bzw. im Begriffe sind, dafür ausgebaut zu werden. Von diesen beiden Wasserwegen wird mit dem Rhein zusammen namentlich die Fortsetzung des kanalisierten Mains, der Main-Donau-Kanal, nach seiner Fertigstellung das weiteste Einflußgebiet aller Wasserstraßen Europas besitzen. Innerhalb der Grenzen Deutschlands ist dieses am größten im Rheinland und in Bayern. Die rheinisch-westfälische Kohle wird künftighin nach fast allen bayerischen Städten zu Wasser billiger verfrachtet werden können als mit der Bahn. Demgegenüber spielt die Verschiffung der bayerischen Erze als Rücktransport eine nicht unwichtige Rolle, deren Abbau erst durch den Kanal lohnend werden wird. Der Bereich des deutschen Eisens und der deutschen Kohle wird sich aber noch weiter nach Osten verschieben, und die Donauländer, die vorwiegend landwirtschaftliche Ueberschüsse haben, werden zur Verfrachtung dieser nach dem westlichen Europa, insbesondere nach Deutschland veranlaßt werden. Die jetzt noch primitive Bewirtschaftung des Bodens in jenen Ländern wird der deutschen technischen und chemischen Industrie Gelegenheit geben, sich dieses reiche Absatzgebiet zu eröffnen. Wenn es unsere politischen und finanziellen Verhältnisse gestatten, ohne Unterbrechung das Bauprogramm für die Main-Donau-Verbindung durchzuführen, so läßt die Vollendung dieses Werkes ungeahnte Entwicklungsmöglichkeiten zu, weil es dann in absehbarer Zeit möglich sein wird, von der Nordsee bis zum Schwarzen Meer mitten durch Europa hindurch mit Schiffszügen zu je drei Anhängen zu verkehren, die eine Ladung entsprechend der Fassungskraft von vier unserer längsten Güterzüge ohne Umladung zu befördern imstande sind (3.1200 = 4.60.15 = 3600 t).

Schon jetzt hat der Main einen Jahresverkehr von 2 Mill. Tonnen. Nach äußerst vorsichtiger Schätzung betragen die Verkehrsmengen, die auf dem Kanal erwartet werden, rd. 3 Mill. Tonnen. Ein ähnliches Bild wird sich für den kanalisierten Neckar ergeben. Alle diese Mengen müssen durch das Binger Loch, da es sich vorwiegend um den Weg Ruhrort—Frankfurt—Aschaffenburg—Regensburg—Donau bzw. Ruhrort—Neckar—Plochingen und zurück handelt. Auch diese neuen Wasserstraßen bringen also eine große Verkehrssteigerung mit sich. Wenn dann noch Verbesserungen am Oberrhein zur Durchführung kommen und Frankreich seine Rhonepläne verwirklicht, so ist auch die Verbindung mit dem Mittelmeer gesichert und damit eine weitere Entwicklung der Rheinschiffahrt gewährleistet. Dann erst wird der Rhein zusammen mit den genannten Nebenflüssen zu einem Wege umgestaltet sein, der die Wirtschaftsgebiete am Rhein, Main und an der Donau um vieles näher aneinander bringt und so die wichtigsten Teile des inneren europäischen Festlandes mit den Hochstraßen der Welt auf das vollkommenste verbindet.

Die wirtschaftliche Bedeutung der Regulierung des Rheins am Binger Loch hat also nicht nur lokales Interesse; sie geht weit über die Grenzen Deutschlands hinaus.

Auch die Verbesserung des Rheins an dieser Stelle wird daher ein gutes Teil dazu beitragen, daß unser Vaterland wieder neuem Aufschwung und neuer Blüte entgegengeht.

Technische Entwicklung des amerikanischen Straßenbauwesens.*)

Vom Regierungsbaumeister Dr.-Ing. u. Dr. rer. pol. Haller in Stuttgart.

(Alle Rechte vorbehalten.)

A. Betonstraßen.

Ueber die technische Entwicklung der Betonstraße, um die sich das Departement of Public Work and Buildings, Division of Highways, des Staates Illinois, die größten Verdienste erworben hat, wäre im wesentlichen kurz zusammengefaßt folgendes zu sagen:

Abgesehen von einer Reihe einzelner Versuchsstraßen wurde die technische Durchbildung dieser Deckenart erst seit dem Jahre 1920 durch eine Anzahl großzügiger praktischer und wissenschaftlicher Versuche erheblich gefördert. Im besonderen trifft dies durch die vom Staatsstraßenamt Illinois systematisch durchgeführte „Bates Test“ bei Springfield¹⁾ zu, als deren unmittelbare Folge die bis dahin gültige Regelbauweise der Abb. 1 in jene der Abb. 2 geändert worden ist. Bei der im Jahre 1921 in Illinois allgemein ausgeführten Bauweise der Abb. 1 wurde in erster Linie eine Kontrolle der Längsrisse sowie eine Herabminderung der Eckenabbrüche der einzelnen Plattenstücke an den Querrissen versucht.²⁾ Praktisch ist ja die Verhinderung jeglicher Längsrissebildung nicht möglich. Bei einer monolithischen Decke nehmen diese unregelmäßige Formen an, wie z. B. nach a), b). Manchmal gehen sie weiter bis c) usw. Der Anordnung der verdeckten Wellblechfugeneinlage liegt der Gedanke zugrunde, daß die Kräfte, die unregelmäßige Längsrisse bilden, durch Öffnung der verdeckten Fuge aufgehoben werden. Diese werden dadurch verhindert sich bis an den Pflasterand auszudehnen, um dort schwache Stellen zu bilden, die unter dem Druck der Fahrzeuge leicht brechen (näheres hierüber s. a. Eng. News Record vom 3. Februar 1921, S. 210 ff.). In Ergänzung der Längsfuge sieht die Bauweise der Abb. 1 im Abstand von 6 Zoll vom Deckenrand $\frac{3}{4}$ Zoll starke, glatte, mit Anstrich versehene Rundeisen als Längseinlagen vor. Diese sind ausschließlich dazu bestimmt, entstehende Querrisse, wie etwa solche nach e)–f), zu überbrücken. Damit sich die Rundeisen mit dem Beton nicht verbinden, werden sie zuerst mit Mennige, hernach mit heißem Asphalt überzogen. Als Folge der genannten Bates Road Tests hat das Staatsstraßenamt Illinois sowohl für Betonstraßen als auch für Beton Gründungen für Asphaltmakadamdecken die in Abb. 2 dargestellte Querschnittform ausgebildet und vom 31. Oktober 1923 ab als Regelausführung vorgeschrieben.³⁾ Das Betonmischungsverhältnis ist $1:1\frac{1}{2}:2$. Wie die Abb. 2 zeigt, werden jetzt, im Gegensatz zu früher, verstärkte Ränder ausgeführt.

Die Bates Tests zeigte u. a. auch, daß eine Plattenstärke von 6 Zoll oder sogar schon von 5 Zoll genügen würde, um den gesetzlich zulässigen Verkehrsdrücken standzuhalten. Weiterhin ergab sich, daß selbst ein 7 Zoll starker Rand mit nur einem Längsstab von $\frac{3}{4}$ Zoll Durchmesser so widerstandsfähig ist, wie der 6 Zoll starke Mittelteil der Platte, was zur Verstärkung der Deckenränder geführt hat. Dieselben Versuche zeigten auch, daß sich Beton Gründungen ohne Bewehrung unter 6 Zoll Stärke für die heutigen Verkehrsverhältnisse nicht eignen. Fast alle Untersuchungsergebnisse, auch diejenigen anderer Staaten, stimmen darin überein, daß bewehrte Decken unter sonst gleichen Verhältnissen sich besser eignen als unbewehrte. Versuche in Pittsburg⁴⁾ zeigten, daß eine zweckmäßig angeordnete Bewehrung die wirtschaftliche Lebensdauer der Straßendecke um wenigstens ein Fünftel verlängert. Wenn also der Gesamtdurchschnitt der wirtschaftlichen Lebensdauer einer unbewehrten Decke 20 Jahre beträgt, so darf diejenige einer bewehrten Betondecke mit mindestens 25 Jahren in Rechnung gestellt werden. Diese Versuche in Pittsburg haben übrigens u. a. auch das Ergebnis geliefert, daß die in den Vereinigten Staaten häufig verwendeten Stahldrahtgeflechte wegen ihrer größeren Fläche um 25 bis 35 v H höhere Festigkeit liefern als dieselbe Gewichtsmenge Rundeisen.

Viele Mißerfolge mit Betonstraßen sind auf mangelhafte Entwässerung und ungeeigneten Untergrund zurückzuführen. Die Beschaffenheit des letzteren ist wesentlich. Ueber die Bedeutung dieser lange Zeit fast ganz vernachlässigten Faktoren haben erst die wissen-

schaftlichen Untersuchungen des „U. St. Office of Public Road“ und die noch nicht abgeschlossenen Versuche des Staatsstraßenamts Illinois einigermaßen Aufschluß gegeben.⁵⁾ Als besonders ungünstige Voraussetzungen für verhältnismäßig dünne Pflasterdecken bei zunehmendem Verkehr werden von den kalifornischen Staatsstraßenbehörden in Übereinstimmung mit den Erfahrungen anderer Stelle die hohe Kapillarität lufttrockener Böden und deren bedeutendes Zusammenschrumpfen während der heißen Jahreszeit bezeichnet. Auf ungeeignetem Untergrund müssen daher durch den Bau kurzer Probestrecken zuerst die erforderlichen Erfahrungen gesammelt und der Untergrund verbessert werden. Diese überaus wichtige Frage der Verbesserung des Untergrunds war auch Gegenstand der Besprechung auf der 33. Jahresversammlung der „American Society for Municipal Improvements“, die in der Zeit vom 29. September bis 2. Oktober 1924 in Boston tagte.⁶⁾ Dort wurde festgestellt, daß bei Untergrund aus Sand oder anderem guten Material eine 15 cm starke Portlandzementbetonplatte im Standardmischungsverhältnis $1:3:6$ als Gründung für neuzeitliche Verkehrsbeanspruchung genügt. Schwieriger ist jedoch die Frage zu beantworten, wenn der Untergrund Lehm oder aus anderen leicht plastisch werdenden Bodenarten besteht. Im allgemeinen hilft man sich in solchen Fällen mit stärkeren und demzufolge teuren Gründungsplatten, um die Last auf eine größere Fläche zu verteilen. Wenn der Untergrund aber stark wasseraufnahmefähig ist und sein Volumen vermehrt, nützt auch diese Maßnahme nichts, weil die Platte gehoben würde. In solchen Fällen hat es sich als vorteilhaft erwiesen, an Stelle einer starken Betondecke nach Ausschachtung einer hinreichend tiefen Lehm- oder Tonschicht diese durch ein körniges poröses Material, wie Sand, Kies, Kesselschlacke u. dergl., zu ersetzen und auf ihr die Betongründung aufzubringen. Bei Anwendung dieses Hilfsmittels trat bisher keine Volumenvergrößerung des Untergrundes und Abheben der Deckenplatte ein. Eine solche poröse 12 bis 15 cm starke Grundschrift wirkt nicht nur entwässernd, sondern sie verteilt zugleich auch die Belastung auf eine größere Fläche und erhöht die Reibung zwischen Betondecke und Gründung, welche letzteres wiederum eine Verminderung der Rissebildung zur Folge hat. U. a. wurde auch festgestellt, daß bei Tonböden auf der Unterseite der Betongrundplatte, selbst bei geringen Temperaturunterschieden zwischen Boden und Beton, Feuchtigkeit auftritt, die bei Frost gefriert, dadurch zur Volumenvermehrung beiträgt, was zu Rissebildungen führt. Diese Kondensationserscheinungen treten beim Einbau einer porösen Grundschrift nicht auf.

Aus der bis jetzt geübten Praxis ergeben sich zwei Bauweisen bewehrter Betondecken, nämlich:

⁵⁾ Dasselbst, Vol. 86, Nr. 5, Vol. 92, Nr. 2, Seiten 79 u. 80 sowie auch Vol. 86, Nr. 11, Seite 469 ff.

⁶⁾ Advance Papers of the Thirtieth Convention of the American Society for Municipal Improvements.

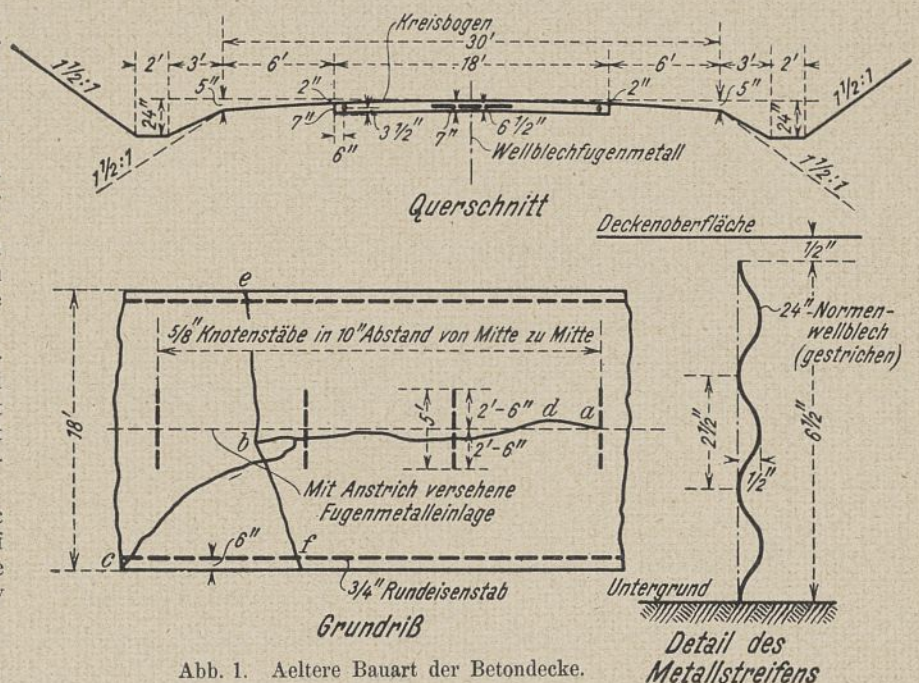


Abb. 1. Aeltere Bauart der Betondecke.

Detail des Metallstreifens

¹⁾ Fifth Annual Report of Departement of Public Work and Building, Division of Highways, State of Illinois, vom 1. Januar 1921 bis 31. Dezember 1922, sowie Bulletin Nr. 21, Bates Experimental Road or Highway Research in Illinois, 1924.

²⁾ Eng. News Record, Vol. 86, Nr. 12, Seite 504.

³⁾ Dasselbst, Vol. 90, Nr. 2, Seite 79.

⁴⁾ Dasselbst, Vol. 91, Nr. 20, Seiten 790 bis 792.

⁵⁾ Siehe Zeitschrift für Bauwesen, 1925, 10. bis 12. Heft. (Ingenieurbauteil): Die Entwicklung des amerikanischen Straßenbauwesens.

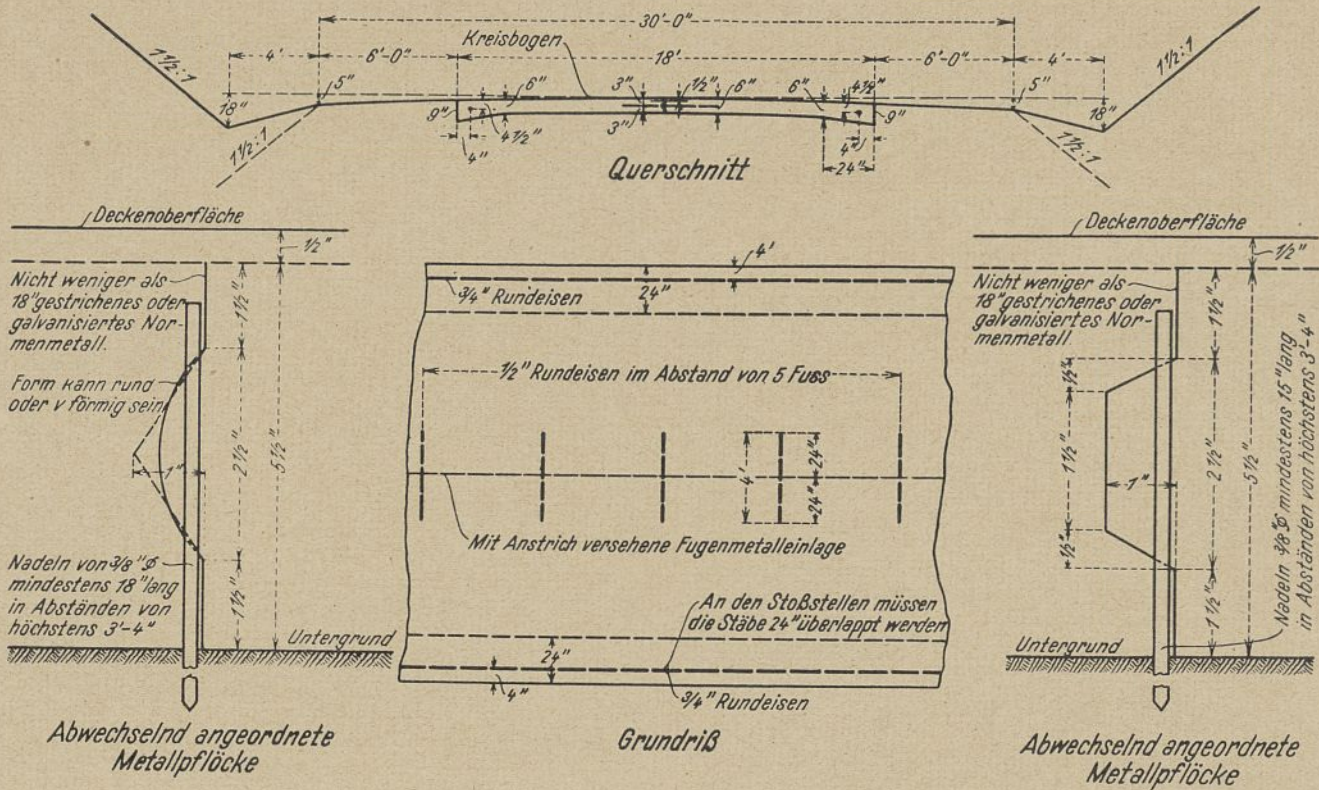


Abb. 2. Verbesserte Bauart der Betondecken.

1. solche mit über die ganze Fahrbahnbreite durchgehenden Platten mit Querfugen in bestimmten Abständen, und
2. solche, bei denen die Platte durch Längs- und Querfugen untergeteilt ist.

Im letzteren Falle können die beiden Plattenhälften entweder über die Längsfuge verdübelt sein oder die Bewehrung kann in die andere Plattenhälfte hinüberreichen und auf diese Weise als Dübel wirken. Endlich kann auch keinerlei Verbindung zwischen den Plattenstücken bestehen, was im allgemeinen nicht zu empfehlen ist, weil sich bei starker Frostwirkung der eine Plattenteil manchmal stärker hebt als der andere.

Ueber die zweckmäßigste Art und Weise der Bewehrung gehen die Ansichten der amerikanischen Fachleute noch weit auseinander. Edge⁷⁾ bezeichnet die in Abb.3 dargestellten Konstruktionen als bewährte Typen. Nach diesem Autor lassen sich die Erfahrungsergebnisse verschiedener Arten bewehrter Decken wie folgt zusammenfassen:

1. Eine leichte Bewehrung von weniger als 40 lbs/100 Quadratfuß Fläche zeigte nur wenig bessere Ergebnisse als eine unbewehrte Decke.
2. Eine Bewehrung von 50 bis 55 lbs/100 Quadratfuß Fläche lieferte in geteilten Decken gute Ergebnisse, wenn der Abstand der Querfugen nicht mehr als 30 Fuß betrug und die Bewehrung nahe der Oberfläche lag.
3. Eine Bewehrung, die selbst bis zu 100 lbs/100 Fuß Deckenlänge wog, hatte, wenn sie nahe der Deckenunterseite eingebaut war, kein ganz befriedigendes Ergebnis geliefert.

4. Randstäbe haben nirgends die in sie gesetzten Erwartungen befriedigt.
5. Eine ideale Konstruktion wird durch eine einfache oder doppelte Bewehrung von 80 und 120 lbs Gewicht gewährleistet, wenn die Stäbe richtig verteilt und in der ihrer Konstruktion bestimmten Lage festgehalten werden, wobei die Konstruktionsfugen ohne Gefahr der Querrissebildung in Abständen von 100 Fuß angeordnet werden können.
6. Das Abbrechen der Ecken kann bei diesem Typ ohne verstärkte Ränder so gut wie vollständig verhindert werden.

Die bereits erwähnte „Society for Municipal Improvement“ hat nach der angegebenen Quelle hinsichtlich der Bewehrung folgende Richtlinien aufgestellt:

Die Bewehrungsstoffe sollen entweder aus galvanisiertem Stahl- drahtgewebe oder Stahlstabmatten aus 3/8 Zoll starken Rundeisen oder Knoteneisen aus Stahl hergestellt werden, der eine Bruchfestigkeit von nicht unter 70 000 lbs/Quadrat Zoll hat und bei einer Kaltbiegeprobe von 180 Grad im Durchschnitt keinerlei Brucherscheinungen zeigt.

Das Stahldrahtgeflecht soll ein Gewicht von nicht weniger als 65 Pfund für 100 sqyds Pflasterfläche haben. Das Verhältnis der wirksamen Querschnittfläche der Hauptstäbe quer zur Decke zu den Längsstäben, parallel der Straßenachse, soll etwa 4 : 1 sein. Hauptstäbe sollen in größeren Abständen von nicht mehr als 6, nicht weniger als 4 Zoll, Längsstäbe nicht mehr als 12, nicht weniger als

⁷⁾ Eng. News Record, Vol. 92, Nr. 5, Seiten 190—192.



Abb. 3. Bewährte Typen von Betondecken mit Knoteneiseninlagen.

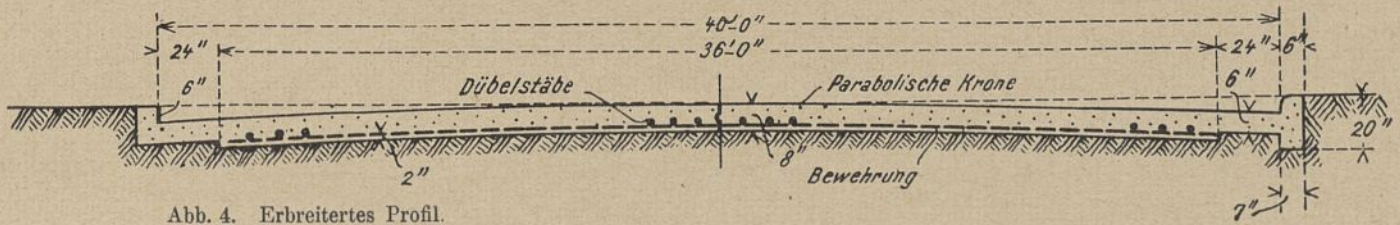


Abb. 4. Erweitertes Profil.

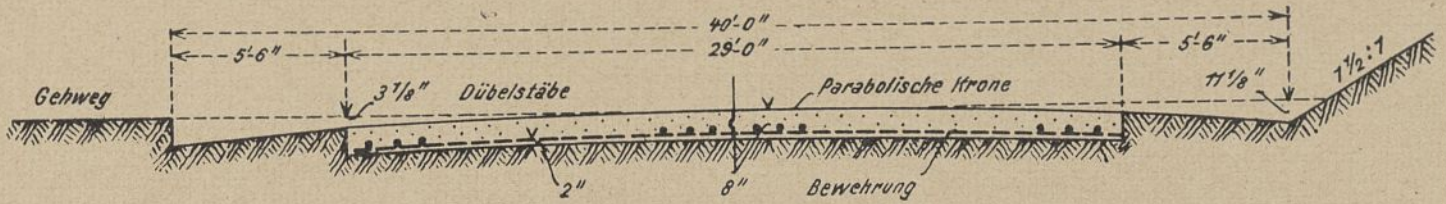


Abb. 5. Regelquerschnitt.

8 Zoll angeordnet und an den rechtwinkligen Kreuzungsstellen fest verbunden werden. Stahldrahtgewebe und Stabgeflechte sollen in flachen Matten von 6 Fuß Breite und in Länge von 4 Zoll weniger als die Deckenbreite, die Stäbe rechtwinklig zueinander in 12 Zoll Abstand in jeder Richtung und mit Stahldrahtfedern an den Kreuzungsstellen unverrückbar fest verbunden, hergestellt werden.

Einbau. Drahtgeflecht oder Stahlstabmatten sollen rechtwinklig zur Straßenachse und in der Mitte der Deckenstärke angeordnet werden, abgesehen von bestimmten Untergrundverhältnissen, bei denen die Anordnung der Bewehrung nach besonderen Plänen zu erfolgen hat. Die Bewehrung soll beiderseits der Decke bis zu 2 Zoll vom Plattenrand entfernt reichen. Ueberlappungen sollen halb so lang wie der Stababstand sein.

Höher als „Richtlinien“ können die vorstehenden Angaben nicht bewertet werden, weil die örtlichen Anforderungen an die Art und Weise der Bewehrung eine zu große Rolle spielen.

Eine ungewöhnlich breite, stark bewehrte Betondecke bildet das letzte Glied in der Durchgangsstraße von Camden durch New Jersey nach Atlantic City.⁸⁾ Entsprechend einem Verkehr, der sich an Feiertagen bis zu 9000 Fahrzeugen innerhalb 24 Stunden steigert, wurde die Betondecke in zwei Querschnitten (Abb. 4 u. 5) von 26 und 29 Fuß Breite gebaut und mit 71,5 lbs Bewehrung auf von 100 sqyd versehen. Der Querschnitt ist über die ganze Breite gleichmäßig 8 Zoll stark; das Betonmischungsverhältnis 1 : 2 : 4. Von diesem Typ wurden drei Strecken von 3,82 bzw. 3,76 und 5,58 Meilen Länge ausgeführt.

In der Straßenachse wurde eine Fuge nach Abb. 6 eingelegt, deren eine Seite vor Einbringung des Betons für die andere Deckenhälfte mit einem Teeranstrich versehen wurde. Die Bewehrung bestand aus 13,5 · 7,5 Fuß großen Matten aus 3/8 Zoll starken Knoteneisen, deren Querabstand 1 Fuß 10,5 Zoll, deren Längsabstand 8,25 Zoll beträgt. Zwei Arbeiter stellten auf der Baustelle täglich mit Hilfe einer einfachen Bretterlehre 80 bis 100 solcher Matten her.

Betondecken werden nicht nur für kleine Gefälle, sondern auch für sehr erhebliche Steigungen erfolgreich ausgeführt. So wurden beispielsweise anlässlich der Stadterweiterung von Port Washington, N. Y., Betondecken mit Steigungen zwischen 8 und 15 vH gebaut.⁹⁾ Die Fahrbahnbreite mißt 16 Fuß, die Deckenstärke in der Straßenmitte 8 Zoll, an den Rändern 6 Zoll. Die einzelnen Plattenstücke zwischen den 1/2 Zoll starken, mit Asphalt gefüllten Dehnungsfugen sind 30 Fuß lang, die für den Querschnitt der Abb. 7 benutzte Beton-

mischung ist 1 RT Zement, 2 RT Flußsand und 3 RT grober geworfener Kies. Der Betoneinbau erfolgte von Hand, der Deckenguß wurde mittels Besen über die Oberfläche verteilt, um eine möglichst rauhe Oberfläche zu schaffen. Diese wurde auf steilen Strecken besonders stark ausgebildet, um die Zugwirkung zu verbessern. In Steigungen über 10 vH wurde eine Verankerung der Plattenstücke notwendig, um ein Wandern derselben zu verhindern. Da in dieser Hinsicht keine Vorbilder bekannt waren, ging man versuchsweise auf zweierlei Art vor. Zunächst bekam jede Platte am unteren Ende an der Dehnungsfuge einen nach Abb. 8 ausgebildeten Sporn. Um der Scheerkraft zwischen Sporn und Platte Rechnung zu tragen, wurden auf eine Länge von zwei Fuß 10 Knoteneisenstäbe, wie in der Abbildung ersichtlich, eingebaut.

Die andere Methode war ein verteilter Anker, der in Gestalt von neun unmittelbar unter der Platte, je ein Fuß tiefen Löchern, mit einem Durchmesser von je einem Fuß ausgehoben wurde (siehe Abb. 9). Beim Ausbetonieren dieser Sporne wurden je fünf Bewehrungs-

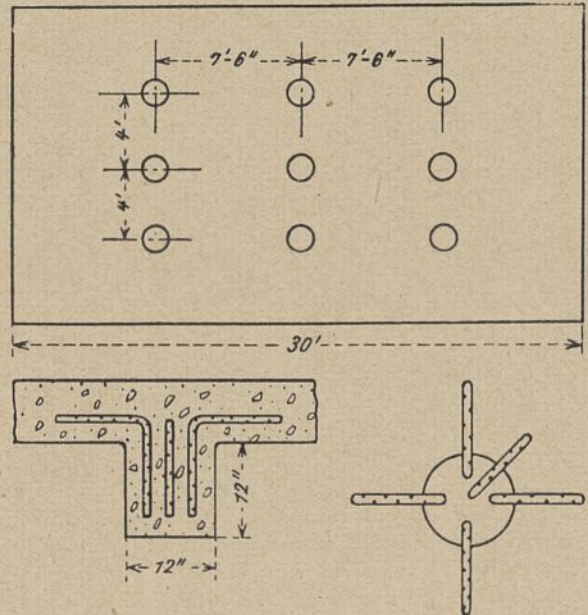


Abb. 9. Einzelheiten des Verteilungsankers.

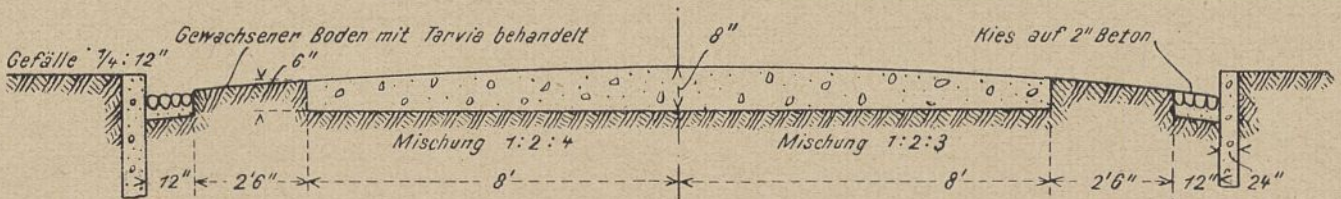


Abb. 7. Regelquerschnitt bei starkem Gefälle.

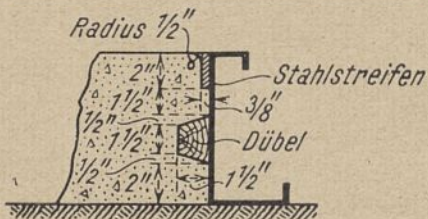


Abb. 6. Fugenausbildung.

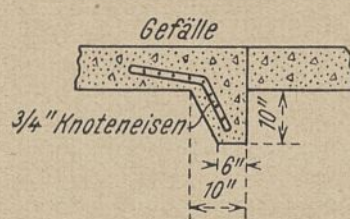


Abb. 8. Verankerung bei starkem Gefälle.

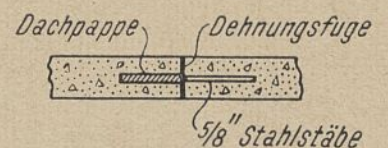


Abb. 10. Mit Stahlstäben verdübelte Dehnungsfuge.

⁸⁾ Dasselbst, Vol. 89, Nr. 25, Seiten 1059/1060.

⁹⁾ Dasselbst, Vol. 90, Nr. 18.

von je zwei Fuß Länge, wie in der Abbildung dargestellt, eingebaut. Jeder dieser beiden Ankertypen wurde auf der Deckenoberfläche bezeichnet, so daß ihre Wirksamkeit unter dem Einfluß des Verkehrs leicht zu beobachten war. Die letzterwähnte Ankerart erfordert weniger Beton, dafür aber mehr Bewehrung, als der oben genannte Sporn an den Plattenenden, vermeidet aber dafür wiederum eine Konzentration der Kräfte an den Plattenenden.

Abgesehen von der Notwendigkeit, die Betonmischung so trocken als möglich zu verwenden, und besonderer Sorgfalt für die Herstellung der Fugen, um ein Zusammenlaufen des Betons auf der Oberseite zu vermeiden, ergaben sich beim Bau von Betondecken in Steigungen bis zu 15 v H keinerlei Schwierigkeiten.

Auf frisch aufgefülltem Gelände kam die in Abb. 10 dargestellte Konstruktion zur Ausführung, bei der jede Fuge mit sieben in der Deckenmitte angeordneten Rundeisenstäben von je 2 Fuß Länge und 3/8 Zoll Durchmesser verdübelt wurde. Um ein Haften am Beton zu verhindern und eine Bewegung bei entsprechenden Temperatureinwirkungen zu gewährleisten, wurde ein Stabende mit Teerpappe umhüllt.

Bei der Verwendung von Eiseneinlagen ist eine möglichst einfache Anordnung und Ausbildung derselben von Wichtigkeit, damit sie der Unternehmer mit einem Mindestmaß an Zeit und Kosten anbringen kann.¹⁰⁾

Einen seit kurzem in Nord-Carolina ausgeführten Typ zeigt Abb. 11. Diese Ausführungsart räumt mit den Randstäben auf und zieht dafür eine besondere Stahleinlage in der Nähe der Pflasterecke und an Konstruktionsfugen, wo die Platten am stärksten beansprucht werden, vor. Die Hauptbewehrung liegt quer zur Decke. Die Querschnittfläche für ein Fuß Breite ist doppelt so groß wie für ein Fuß Länge, also ein Verhältnis von Breite zu Länge wie 1 : 2. Das Gewicht der Bewehrung beträgt etwa 5,3 lbs/1 sqyd oder rund 59 lbs/100 Quadratfuß Fläche. Dieser Typ kommt für Decken mit 16 und 18 Fuß befestigter Breite ohne Längsfugen zur Ausführung.

Ein stark bewehrter Typ wird zur Zeit im nördlichen New Jersey als Standardbauweise ausgeführt.¹¹⁾ Da dieses Gebiet zwischen dem sehr verkehrsreichen Metropolitandistrikt von New York und Philadelphia liegt, ist die Beanspruchung der Straßen hier besonders stark. Diesem Umstande mußte die in Abb. 12 dargestellte Ausbildung des Regelquerschnitts Rechnung tragen. Für Gefälle einschließlich 4 v H wird die obere 20 Fuß breite, für größere Steigungen die untere 30 Fuß breite Fahrbahn ausgeführt. Beide Ausführungsweisen werden doppelt bewehrt, und zwar mit Knoteneisen von 3/8 Zoll Durchmesser. Wo Doppelstabmatten eingebaut werden, liegen diese in einem Abstand von 4 Zoll, sie werden durch besondere Vorrichtungen in ihrer Lage festgehalten. Das Betonmischungsverhältnis ist 1 : 1 3/4 : 3 1/2. In Abständen von 34 bis 56 Fuß sind Quertugen vorhanden, die mit demselben Füllstoff wie die 1/2 Zoll starke Längsfuge ausgegossen werden.

In allen Staaten wird die Einhaltung der von den Straßenbaubehörden erlassenen Ausführungsbestimmungen genau überwacht. Dies gilt insbesondere für die Herstellung und den Einbau des Betons nebst dessen Bewehrung. Sämtliche Mengenbestimmungen der einzelnen Baustoffe für die Zusammensetzung der nach Korngrößen abgestuften Mischung erfolgen nach dem Gewicht.

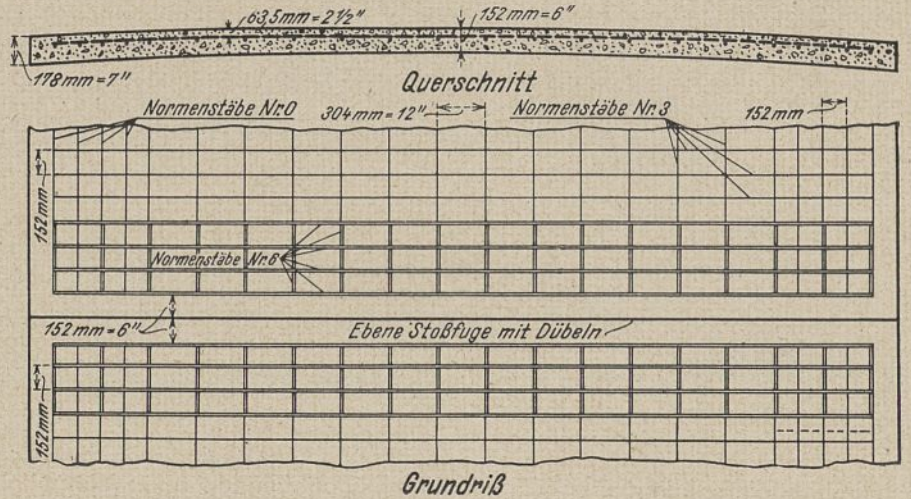


Abb. 11. Betondecke mit Bewehrung der Oberfläche. (Nord Carolina).

In den meisten Staaten haben sich die Betonstraßen als Landstraßen so bewährt, daß heute bereits ununterbrochene Betonstrecken bis zu 157 Meilen (251 km) ausgeführt sind.

Um die während der Bau- und Abbindezeit durch Umleitung des Verkehrs entstehenden großen Verluste durch Herabminderung der Erhärtungszeit des Betons auf ein Mindestmaß herabzudrücken, hat das bereits genannte Highway-Departement in Illinois erfolgreiche Versuche mit Calcium-Chlorid angestellt.¹²⁾

Etwa 3/4 der im Jahre 1923 erbauten Betonstraßen wurden auf diese Weise behandelt. Um Unternehmer und Ingenieure mit dem sachgemäßen Gebrauch des Calcium-Chlorids bekanntzumachen, wurden folgende allgemeine Richtlinien über die Verwendung von Calcium-Chlorid für die Oberflächenbehandlung von Betonstraßen aufgestellt:

„Calcium-Chlorid kann im Zusammenhang mit der Oberflächenbehandlung von Betonstraßen verwendet werden und dabei an die Stelle des Einschlämm- oder Eindeichverfahrens treten. 2,5 lbs flockiges oder körniges Calcium-Chlorid (flockiges wird wegen seiner leichteren Verteilung auf die Deckenoberfläche sowie seiner weniger leichten Abschwemmung durch Regen bevorzugt) soll für 1 sqyd Pflaster verwendet und gleichmäßig über die Oberfläche der fertigen Betondecke mittels mechanischer Streuvorrichtungen oder mittels Schaufeln, langstieligen Besen usw. verteilt werden. Calcium-Chlorid soll erst aufgebracht werden, wenn sich die Decke gründlich gesetzt hat, in der Regel 6 bis 8 Stunden nach Einbau des Betons. Es soll sorgfältig darauf geachtet werden, daß Calcium-Chlorid gleichmäßig verteilt wird, und wenn nach Ansicht des aufsichtführenden Ingenieurs mittels Schaufeln keine gleichmäßige Verteilung erreicht werden kann, so soll dies durch gründliches Ueberkehren mit Besen geschehen. Alle Klumpen sollen zerstoßen und gleichmäßig verteilt werden. Bei Regenwetter soll Calcium-Chlorid nicht benutzt werden. Versuche haben einwandfrei gezeigt, daß, wenn der Regen nachfolgt und das Aufbringen des Calcium-Chlorids 2 bis 3 Stunden vorher geschah, dasselbe genügend Zeit hatte, in das frische Betonpflaster einzudringen, so daß nach Beendigung des Regens kein zusätzliches Material aufgebracht zu werden braucht. Die Anwendung

¹²⁾ Dasselbst, Vol. 92, Nr. 14, Seiten 577—580.

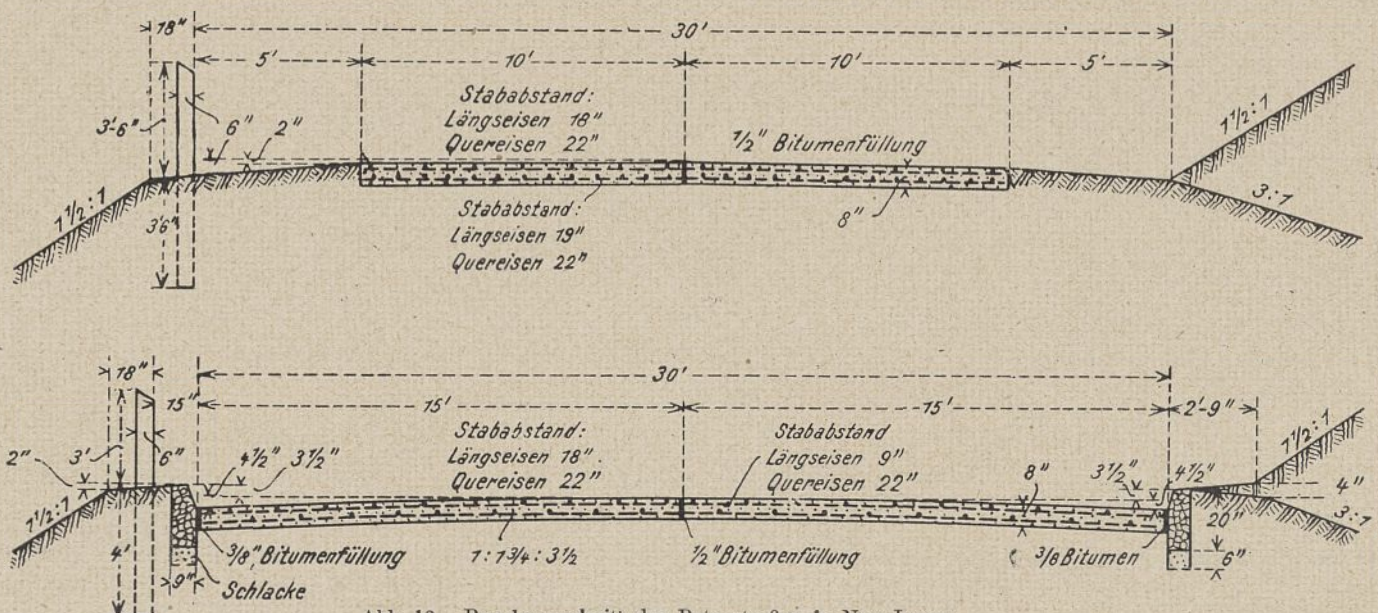


Abb. 12. Regelquerschnitt der Betonstraßen in New-Jersey.

¹⁰⁾ Dasselbst, Vol. 93, Nr. 24, Seite 954.

¹¹⁾ Dasselbst, Vol. 95, Nr. 2, Seiten 48/49.

von Calcium-Chlorid zur Befeuchtung des Untergrunds ist nicht gestattet. Wenn Calcium-Chlorid verwendet wird, sollen die seitlichen Ränder der Decke mit einer Erdanschüttung abgegrenzt werden, sobald die Schalungen entfernt sind.¹³⁾

Wenn man beachtet, daß ein Staat wie Illinois zurzeit jährlich über 1000 Meilen Betonstraßen baut,¹³⁾ so ergibt eine Kostenvergleichung, daß eine Herabminderung der vierwöchigen Schonzeit des Betons durch Verwendung von Calcium-Chlorid auf 14 Tage für die Kraftfahrzeugbenutzer eine Ersparnis von 900 000 Dollar ergibt, eine Summe, die bei den derzeitigen Preisen ausreicht, weitere 30 Meilen Betonstraßen dafür zu bauen!

In Anbetracht der riesigen Kosten, welche die Ausführung des Straßenbauprogramms der verschiedenen Staaten verursacht, hat u. a. das „U. St. Bureau of Public Roads“ im Jahre 1923 in Arlington über die Dauer von 18 Monaten Versuche über die Abnutzung der Betonstraßen angestellt.¹⁴⁾

Insbesondere schien es wünschenswert, die Abnutzung sowohl der Baustoffe durch den Verkehr festzustellen als auch die verschiedenen physikalischen Eigenschaften des Betons kennenzulernen. Bei allen Querschnitten der Versuchsfahrbahn wurde die Abstufung der Korngröße des Steingemenges sowie die Beschaffenheit der Baustoffe aufgezeichnet. Die Abstufung des Steingemenges hängt großenteils von Umständen ab, die verhältnismäßig leicht nachgeprüft werden können, so daß es der Ingenieur in der Hand hat, dasselbe nach den von ihm gewünschten Korngrößen zusammensetzen. Dagegen kann die Güte der Materialien nicht in so willkürlicher Weise festgelegt werden, weil in Anbetracht der sehr hohen Transportkosten das für Straßenbauten notwendige Schottermaterial möglichst in der Nähe der Baustellen gewonnen werden sollte.

Die Schlußfolgerungen aus den Versuchen in Arlington sind folgende:

1. Der Grad der Abnutzung von Schotterbeton wird im allgemeinen durch den groben Steinschlag nicht beeinflusst, falls derselbe in seiner Widerstandsfähigkeit gleich oder größer als jener der Mörtelmatrix ist.
2. Eine übermäßige Abnutzung ist in der Regel auf die Verwendung sehr weichen Gesteins als Schotter zurückzuführen, selbst wenn dieses in Verbindung mit einem Mörtel von befriedigender Beschaffenheit verwendet wird. Aus den Vergleichen dieser Untersuchungsergebnisse geht hervor, daß Schotter mit einem Abnutzungsprozentsatz von über sieben (französisch) nicht zum Bau von Betonstraßen verwendet werden sollte.
3. Kiesbeton ist in bezug auf Abnutzung der Decke mindestens ebenso gut wie Schotterbeton.
4. Kiese von überwiegend kieselsäurehaltiger Zusammensetzung sind sowohl in bezug auf das Maß als auch auf die Gleichmäßigkeit der Abnutzung solchen Kiesen, in denen Kalkfragmente vorherrschen, überlegen.
5. Runde Kiesstücke liefern vom Standpunkt der Deckenabnutzung aus ebenso befriedigende Ergebnisse wie winkelige oder durch Zertrümmerung gewonnene Stücke.
6. Kleine Mengen Schiefer-ton, die im Steingemenge vorkommen, bewirken eine sehr starke und unebene Abnutzung der Deckenfläche.
7. Hochofenschlacken als Baustoffe für Betonstraßendecken liefern zufriedenstellende Ergebnisse, wenn das Verhältnis der leichten porösen Schlacken so kontrolliert wird, daß deren Gewicht für ein Kubikfuß wenigstens 70 lbs beträgt.
8. Das Vorhandensein einer großen Menge leichter poröser Fragmente in der Hochofenschlacke verursacht eine außergewöhnliche Abnutzung der Decke.
9. Etwas bessere Ergebnisse werden durch Verwendung kleinerer Schlackenstücke erreicht.
10. Schlacken oder Steinsplitt als Ersatz für Natursand oder Feingemenge im Betonstraßenbau liefern im allgemeinen unbefriedigende Ergebnisse.
11. Die vom Kupfer- und Bleischmelzprozeß gewonnenen Schlacken lieferten bei den Versuchen befriedigende Ergebnisse.
12. Bei sonst gleichen Verhältnissen zeigte grober Sand eine größere Widerstandsfähigkeit gegen Abnutzung als feiner Sand.
13. Weder das Zerreißen noch die Druckfestigkeit des Betons können einen Maßstab für dessen Eignung gegen Abnutzung bilden.
14. Die Zugabe gelöschten Kalks in dem bei solchen Versuchen üblichen Verhältnis hat die Widerstandsfähigkeit des Betons gegen Abnutzung nicht beeinflusst.

¹³⁾ Im Jahre 1925 laut brieflicher Mitteilung des Staatsstraßenamts an den Verfasser sogar 1085 Meilen (= 1738 km).

¹⁴⁾ Eng. News Record, Vol. 92, Nr. 23, Seiten 984 u. 985.

15. Soweit es sich um die Widerstandsfähigkeit gegen Abnutzung allein handelte, hat eine Erhöhung des Mischungsverhältnisses Zement : Sand über 1 : 2 hinaus den Beton nicht wesentlich beeinflusst. Dagegen zeigen schwächere Mischungsverhältnisse eine deutliche Zunahme der Abnutzung.

16. Bei sonst gleichen Verhältnissen zeigte weder übermäßig trockene noch übermäßig nasse Mischung eine geringere Widerstandsfähigkeit gegen Abnutzung als eine solche von mittlerer Beschaffenheit.

B. Bituminöse Decken.

Neben der Betonstraße werden vorwiegend Straßenbefestigungen mit bituminösen Bindemitteln ausgeführt. In vielen Staaten wurde mit dem Bau bituminöser Decken erst begonnen, nachdem alle übrigen Mittel, um den nachteiligen Einwirkungen des rasch zunehmenden Kraftwagenverkehrs wirksam zu begegnen, versagten oder zu hohe Kosten verursachten. In Massachusetts wurden z. B. die ersten Versuche mit bituminösen Decken im Jahre 1906, und zwar in erster Linie zur Staubbekämpfung angestellt. Man ahmte dabei das bereits im Jahre 1899 in Cottage City benutzte Verfahren der Teerölbepresung nach. Heute werden in Massachusetts fast ausschließlich bituminöse Decken unter Verwendung von Asphalt gebaut. Auf Grund der bisherigen Erfahrungen ist in allen Einzelstaaten das Bestreben der Bevorzugung asphaltischer Bindemittel zu erkennen. Wenn auch Teerprodukte für Teermakadamdecken noch benutzt werden, so werden sie doch durch den Asphalt mehr und mehr zurückgedrängt. Mischungen beider, die manchenorts versucht worden sind, haben allgemein zu Mißerfolgen geführt.

Die am meisten ausgeführten Bauweisen sind Asphaltmakadam- und Walzasphaltdecken. Die Ausführungsvorschriften sind hier noch strengere wie bei den Betonstraßen. Dies gilt insbesondere für die Beschaffenheit der bituminösen Bindemittel, für welche die Bestimmungen der meisten Staatsstraßenämter ziemlich übereinstimmend sind. Für den Staat Ohio, der seine bituminösen Decken nach den Regelplänen der Abb. 13 und 14 ausführt, gelten für bituminöse Bindemittel der verschiedensten Art folgende Bestimmungen:¹⁵⁾

I. Bituminöse Makadamoberschicht (Eindringungsverfahren s. Abb. 13).

Die bituminöse Oberschicht muß eine Gründung von bestimmter, vorgeschriebener Beschaffenheit haben und aus Grobschotter bestehen, der nach Ausfüllung der Hohlräume mit Bitumen und Splitt ins Profil gewalzt wird; daraufhin wird die Oberfläche mit einem bituminösen Aufguß unter nochmaliger Verwendung von Grus geschlossen und gewalzt. Für das für Straßenbauzwecke benutzte Bitumen wird folgendes vorgeschrieben:

- a) Alle bituminösen Baustoffe müssen von gleichmäßiger Beschaffenheit, Aussehen und Viskosität sein.
- b) Alle Mengenbestimmungen des für Oberflächenbehandlung und kalte Verwendungsverfahren zugelassenen Bitumens haben dem Volumen nach bei einer Temperatur von 60° F zu erfolgen.
- c) Das Mengenverhältnis der für bituminösen Makadam und als Füllstoff zugelassenen Teerprodukte soll ebenfalls dem Volumen nach, aber bei einer Temperatur von 200° F bestimmt werden.
- d) Für Asphaltstoffe gilt dasselbe, jedoch bei einer Temperatur von 300° F.

Für die hier unter I. behandelte Straßenbefestigungsart muß das Bitumen (Material A—1) folgenden Anforderungen entsprechen: Es soll homogen und wasserfrei sein sowie bei Erhitzung auf 177° C nicht überschäumen.

	a)	b)**)
1. Spezifisches Gewicht bei 25° C nicht weniger als	1,00	1,04
2. Entflammungspunkt nicht weniger als	180° C	180° C
3. Eindringung bei 25° C, 100 g, 5 sek.	85—100	100—120
4. Dehnbarkeit bei 25° C nicht weniger als	60 cm	40 cm
5. Verlust bei 163° C, 5 Stunden, nicht über	1 v H	3 v H
6. Eindringung des Rückstandes bei 25° C, nicht weniger als v H des ursprünglichen Bitumens	60 v H	50 v H
7. In CS ₂ (Schwefelkohlenstoff) lösliches Bitumen nicht weniger als	99,5 v H	95 v H
8. Fester Kohlenstoff	10—18 v H	9—14 v H
9. In 86° B naph ₂ unlösl. Bitumen	18—28 v H	15—26 v H
10. In Kohlenstoff Tetrachlorid unlösl. Bitumen nicht über	10 v H	10 v H

¹⁵⁾ Specifications Agreement and Proposal and Contract Bond. State of Ohio. Departement of Highways and Public Works. 1924.

***) Wo nicht besonders vermerkt, sind A—1 (a) und A—1 (b) in gleicher Weise zugelassen.

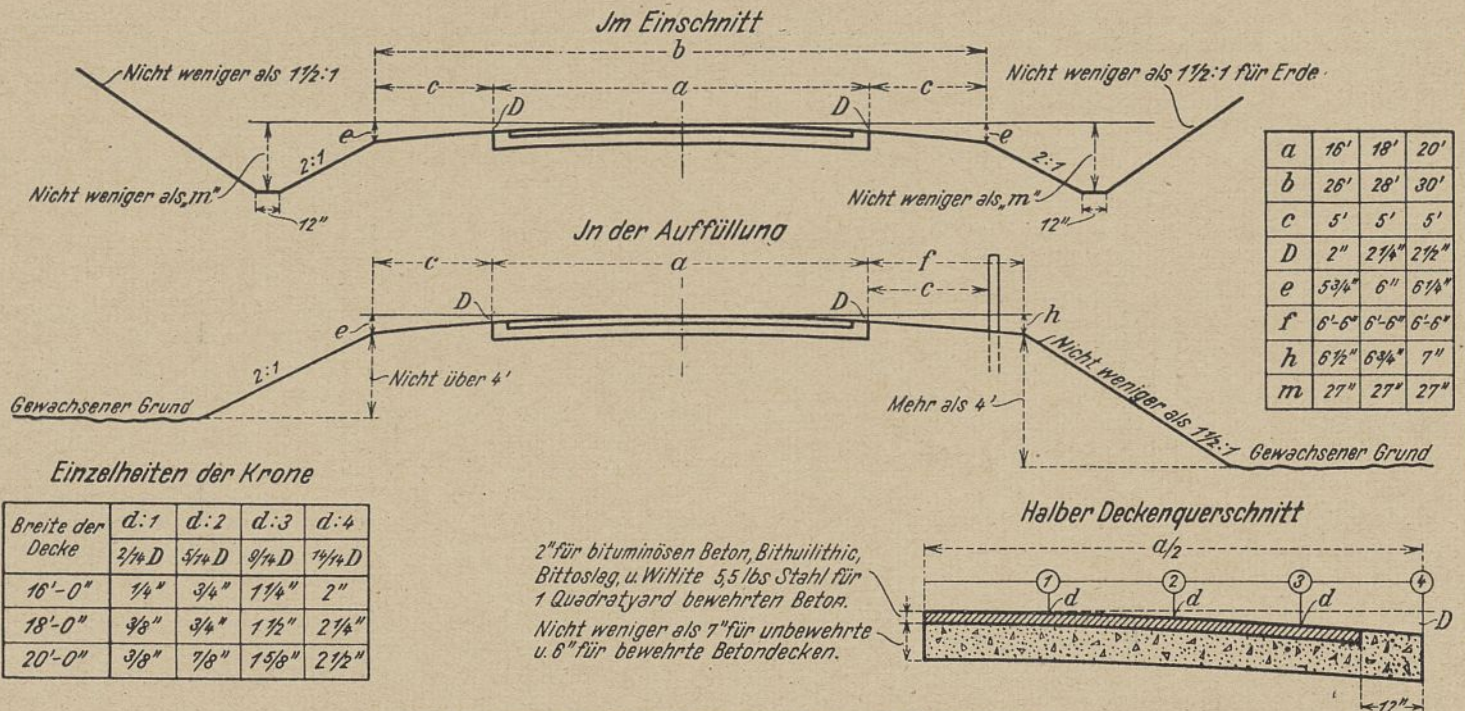


Abb. 13. Standardplan für bituminösen Beton. Ohio 1923. Zu I.

II. Bituminöses Betonpflaster (modifizierter Topeka, s. Abb. 14, Mischverfahren).

Die mit Bitumen gebundene Oberschicht aus Asphaltbeton besteht aus einem innigen Gemisch aus Schotter, Sand, Kalksteintmehl und Asphalzzement, die unter Erhitzung vermengt werden. Die fertige Decke soll mindestens 2 Zoll stark sein, falls keine andere Vorschrift besteht.

Asphalzzement soll folgenden Anforderungen entsprechen:

- | | | |
|--|----------|---|
| | a) | b) |
| 1. Spezifisches Gewicht bei 25° C nicht weniger als | 1,01 | 1,05 (für flüssigen Trinidadasphalt 1,20) |
| 2. Entflammungspunkt nicht weniger als | 180° C | 180° C |
| 3. Eindringung bei 25° C, 100 g, 5 sek. | 40—60 | 40—60 |
| 4. Dehnbarkeit bei 25° C (bei 50 Eindringung) nicht weniger als | 50 cm | 30 cm |
| 5. Verlust bei 163° C, 5 Stunden, nicht über | 1 v H | 3 v H |
| 6. Eindringung des Rückstandes bei 25° C nicht weniger als v H des ursprünglichen Bitumens | 60 v H | 60 v H |
| 7. Gesamtbitumen, löslich in CS ₂ , nicht weniger als | 99,5 v H | 94 v H ^{*)} |

*) 65 v H für Trinidad A. C.

- | | | |
|--|-----------|-----------|
| 8. Fester Kohlenstoff | 10—19 v H | 9—14 v H |
| 9. In 86° B naphtha unlösl. Bitumen | 20—32 v H | 19—28 v H |
| 10. In Kohlenstoff Tetrachlorid unlösl. Bitumen nicht über | 1 v H | 1 v H |

Im übrigen bestehen für bituminöse Baustoffe der Asphaltgruppe noch folgende Vorschriften:

Asphaltfüller: F — 1. Dieser soll homogen und wasserfrei sein, sowie beim Erhitzen auf 177° C nicht überschäumen.

- | | |
|--|----------------|
| Spezifisches Gewicht bei 25° C nicht weniger als | 1,00 |
| Entflammungspunkt nicht weniger als | 200° C |
| Schmelzpunkt | 65° bis 100° C |
| Eindringung bei 25° 100 g, 5 Sekunden | 30 bis 50 |
| Bei 0° C, 200 g, 60 Sekunden nicht weniger als | 10 |
| Bei 46° C, 50 g, 5 Sekunden nicht über | 110 |
| Dehnbarkeit bei 25° C nicht weniger als | 4 cm |
| Verlust bei 163° C, 5 Stunden nicht mehr als Gesamtgehalt an Bitumen, löslich in CS ₂ nicht weniger als | 1 v H |
| Gesamtgehalt an Bitumen, unlöslich in | 99 v H |
| Kohlenstofftetrachlorid nicht mehr als | 1 v H |

Bitumen A. C. B. Dieses wird gewonnen durch Vermengung eines Asphaltückstandes (z. B. des für die oben geschilderten Eindring- und Mischverfahrens verwendeten Bitumens) mit 25 bis 35 v H

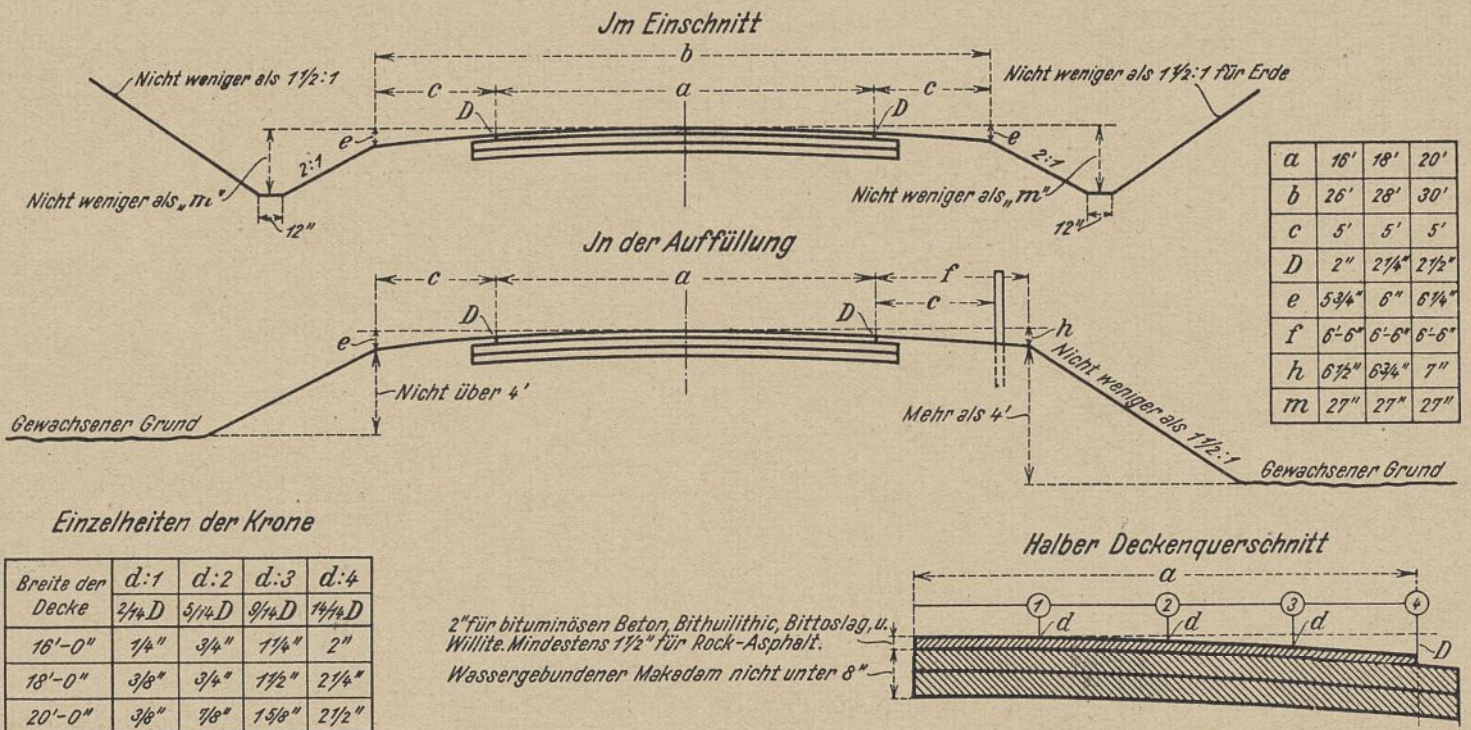


Abb. 14. Standardplan für bituminösen Beton. Ohio 1923 Zu II.

Naphta. Das nach den Vorschriften der amerikanischen Materialprüfungsverfahren (D 86 — 21 T) destillierte Naphta soll ein beständiges Destillat innerhalb der Grenzen 200° F und 400° F sein. Die Mischung, deren Viskosität innerhalb der bezeichneten Grenzen wechseln kann, soll folgenden Anforderungen entsprechen:

1. Spezifische Zähigkeit oder Klebrigkeit (Viskosität) Engler, 50 ccm bei 40° C 35—75
2. Asphaltgehalt bei 100° Eindringung (Gewichtsprozent) nicht unter 65 v H
3. Verdampfungsverlust, 20 g, 5 Stunden 100° C (Gewichtsprozent) nicht weniger als 20 v H
4. Eindringung des Rückstands (163° C Verdampfung) 30—60
5. Dehnbarkeit des Rückstands (163° C Verdampfung) nicht weniger als 40 cm
6. Entflammungspunkt nicht über 50° C
7. Gesamtbithumen, löslich in CS₂ (Gewichtsprozent) nicht weniger als 99,5 v H
8. In 86° B naphta unlösliches Bithumen nicht weniger als 18 v H

Bitumen A. E. (Kalte-Flick-Asphalt-Emulsion). Die Emulsion soll homogen und so beschaffen sein, daß sie sich mit Wasser in jedem Verhältnis leicht mischt. Bei Destillation auf 205° C soll die Emulsion ein Gesamtdestillat von nicht mehr als 32 Gewichtsprozent ergeben. Nicht über 2 v H soll Oeldestillat sein. Der Destillationsrückstand soll folgende Beschaffenheit haben:

1. Spezifisches Gewicht bei 25° C nicht weniger als 1,01
2. Eindringung bei 25° C, 100 g, 5 Sekunden 150—250
3. Gesamtbithumen, löslich in CS₂ nicht weniger als 98,5 v H
4. Fester Kohlenstoff 10—16 v H
5. In 86° B naphta unlösl. Bithumen 16—28 v H
6. Dehnbarkeit bei 25° C nicht weniger als 40 cm

Bituminöses Material C. O. (Kaltes Oel.) Falls notwendig, kann dieses Material bis etwa 100° F erwärmt werden. Es soll durch Vermengung eines Asphaltstückes (des Materials H. O. oder A—1, jedoch mit einer Eindringung von 120—150) mit 22 bis 30 v H Naphta gewonnen werden. Für die Mischung bestehen folgende Vorschriften:

1. Spezifische Viskosität, Engler, 50 ccm bei 40° C 34—50
2. Asphaltgehalt bei 100 Eindringung (Gewichtsprozent) nicht weniger als 66
3. Verdampfungsverluste (Gewichtsprozent) 20 g, 5 Stunden (100° C) nicht weniger als 20 g, 5 Stunden (163° C) nicht weniger als 15 v H
23 v H
4. Konsistenz bei 163° C, Verdampfungsrückstand Schwimmtest bei 50° C nicht weniger als 4 Minuten
5. Entflammungspunkt nicht über 65° C
6. Gesamtbithumen, lösl. in CS₂ (Gewichtsprozent) nicht weniger als 99,5 v H
7. Gesamtbithumen, unlöslich in 86° B naphta nicht weniger als 15 v H

Für Teererzeugnisse bestehen für den Bereich des Highway-Departments des Staates Ohio folgende Vorschriften:

a) Bituminöses Material H. T. (Teer — Heiße Verwendung.) Dieses Material soll nur aus Teerprodukten bestehen, die nachstehenden Anforderungen entsprechen sollen:

1. Der Teer soll homogen und wasserfrei sein, sowie bei Erhitzung auf 135° C nicht überschäumen.
2. Spezifisches Gewicht bei 25° C 1,18—1,25
3. Schwimmtest bei 32° C 100—180 Sekunden
4. Gesamtgehalt an Bithumen, das in CS₂ löslich ist 85—95 v H
 - a) unorganische unlösliche Bestandteile nicht über 0,5 v H
5. Gesamtdestillat (nach Gewicht)
 - bis 170° C nicht über 1,0 v H
 - bis 270° C nicht über 16,0 v H
 - bis 300° C nicht über 24,0 v H
 - Schmelzpunkt des Rückstandes nicht über Spezifisches Gewicht des Destillats bei 25° C nicht weniger als 65° C
1,03

b) Bituminöses Material M. T. (Teer — Heiße Verwendung.) Dieses soll nachstehenden Bedingungen entsprechen:

1. wie bei a)
2. Spezifisches Gewicht bei 25° C 1,14—1,20
3. Spezifische Viskosität bei 40° C 30—40
4. Gesamtbithumen, lösl. in CS₂
 - unlösl. unorganische Bestandteile nicht über 88—96 v H
0,5 v H

5. Gesamtdestillat (nach Gewicht)
 - bei 170° C nicht über 5 v H
 - bei 270° C nicht über 25,0 v H
 - bei 300° C nicht über 30,0 v H
 - Wasser nicht über 1,0 v H
 - Schmelzpunkt des Rückstands nicht über 60° C
- c) Bitum. Material C. T. (Teer — kalte Anwendung).
Dieses soll folgenden Anforderungen entsprechen:

1. Der Teer soll homogen sein;
2. Spezifisches Gewicht bei 25° C 1,12—1,18
3. Spezifische Klebrigkeit bei 40° C 10—20
4. Gesamtbithumen, löslich in CS₂
 - unorganische, nicht lösl. Bestandteile nicht über 0,5 v H
5. Gesamtdestillat (nach Gewicht)
 - bis 170° C nicht über 5,0 v H
 - bis 270° C nicht über 28,0 v H
 - bis 300° C nicht über 33,0 v H
 - Wasser nicht über 2,0 v H
 - Schmelzpunkt des Rückstands nicht über 60° C

d) Bituminöses Material T. C. B. (Teer — kalt zu verwendendes Flickmaterial.) Dieses soll folgenden Bedingungen entsprechen:

1. Der Teer soll homogen u. wasserfrei sein.
2. Spezifisches Gewicht bei 25° C 1,16—1,20
3. Spezifische Viskosität bei 40° C 30—60
4. Gesamtbithumen, löslich in CS₂
 - unlösl. unorganische Bestandteile nicht über 0,5 v H
5. Gesamtdestillat (dem Gewicht nach)
 - bis 170° C nicht über 3—10 v H
 - bis 270° C nicht über 12—22 v H
 - bis 300° C nicht über 30 v H
 - Schmelzpunkt des Rückstands 50°—70° C
 - Spezifisches Gewicht des Destillats unter 235° bei 25° C nicht über 0,98

e) Bituminöses Material T. S. (Teer — Heißes Flickmaterial.)

1. wie bei d) 1.
2. Spezifisches Gewicht bei 25° C 1,18—1,25
3. Schwimmtest bei 50° C 90—120 Sekunden
4. Gesamtbithumen, lösl. in CS₂
 - unlösl. unorganische Bestandteile nicht über 0,5 v H
5. Gesamtdestillat (nach Gewicht)
 - bis 170° C nicht über 0,0 v H
 - bis 270° C nicht über 10,0 v H
 - bis 300° C nicht über 20,0 v H
 - Schmelzpunkt des Rückstandes nicht über Spezifisches Gewicht des Destillats bei 25° C nicht weniger als 70° C
1,03

Die Einbauverfahren sind im wesentlichen dieselben, wie bei uns. In solchen Gegenden, wo geeigneter Schotter nicht vorhanden, dagegen Sand leicht zu beschaffen ist, wurden mit Erfolg sogenannte Sandasphaltdecken ausgeführt. Bei dieser Bauweise wird auf den zuvor gründlich entwässerten Untergrund eine gleichmäßig aus Asphaltzement und grobem Sand bestehende Grundschiebung eingebracht und mit einer 6 bis 8 t schweren Tandemwalze bis auf 3" Stärke gewalzt. Hernach wird die nach dem Walzen 1½" starke Decklage aus Sand und Universalfüllstoff, die gleichmäßig mit Asphaltzement vermischt werden, bei einer Temperatur zwischen 265° F und 350° F aufgebracht und mittels einer 10 t schweren Tandemwalze befestigt. Eine sehr wesentliche Voraussetzung für den Erfolg dieser Bauweise ist ein gründlich entwässertes Planum. Die bis jetzt in Nordcarolina¹⁰⁾ gesammelten Erfahrungen zeigen, daß sich eine sachgemäß hergestellte Sandasphaltdecke zur Aufnahme eines unbegrenzten Verkehrs mit Personenzug und mit pneumatischen Reifen ausgestatteten Lastkraftwagen eignet. Wo große Sandmengen vorkommen, hat diese zugleich billig herzustellende (in Nordcarolina 1,37 \$ für 1 sqyd bei einer Strecke von 10 Meilen) Deckenart unbegrenzte Entwicklungsmöglichkeiten.

Schließlich darf noch auf einen Ausführungsfehler aufmerksam gemacht werden, der ein Ausweichen des Asphaltbelags zur Folge hat. In dieser Beziehung haben eingehende Untersuchungen gezeigt, daß die Hauptursache dieser Erscheinung ein zu hoher Gehalt an Bithumen und ein zu geringer Prozentsatz Feingemenge oder Füllstoff ist. Obwohl dies nicht der einzige, die Standfestigkeit beeinflussende Faktor ist, so bietet eine große Dichte der Mischung doch weit mehr Gewähr gegen Verschiebungen, als irgend ein anderer Umstand, falls gleichzeitig der Bithumengehalt der Mischung gerade ausreichend ist, alle Teilchen mit Bithumen zu umhüllen.

¹⁰⁾ Eng. News Record, Vol. 92, Nr. 3, Seiten 114/115, sowie Instructions to Bidders, Specifications, Proposal, Contract and Contract Bond for . . . State Highway Commission, State of Nord Carolina, 1924."

Beitrag zur zeichnerischen Spannkraftbestimmung räumlicher Fachwerkträger.

Von L. Geusen in Dortmund.

Alle Rechte vorbehalten.

1. Die zeichnerische Bestimmung der Spannkraften eines räumlichen Fachwerkträgers erfordert die Lösung der Grundaufgabe, eine gegebene Kraft P nach 3 gegebenen, nicht in derselben Ebene liegenden Richtungen s_1, s_2 und s_3 , die sich in einem Punkte C auf P schneiden, zu zerlegen bzw. die 3 in den Richtungen s_1, s_2 und s_3 wirkenden Kräfte S_1, S_2 und S_3 zu finden, die mit P im Gleichgewicht sind. Diese Aufgabe löst sich mit einem Kleinstmaß von Hilfslinien nach Abb. 1, in der der Angriffspunkt C der Einfachheit halber in der Schnittlinie der beiden ersten Projektionsebenen angenommen ist. Man trägt zunächst von C aus die Kraft P der Größe, der Richtung und dem Sinne nach als CD auf, wobei die Zeichnung stets gleichzeitig in Auf- und Grundriß auszuführen ist; durch den Endpunkt D legt man zu irgendeiner der Richtungen s , z. B. zu s_3 , eine Parallele, die die Grundrißprojektionen s'_1 und s'_2 der beiden anderen Richtungen in A' und B' schneidet; die diesen Punkten im Aufriß entsprechenden Punkte A und B , in denen s_1 und s_2 die durch $A''B''$ rechtwinklig zum Grundriß gelegte Ebene \mathcal{E}_g schneiden; die Verbindungslinie $A'B' = \lambda_a$ ist daher die Vertikalprojektion der Schnittlinie dieser Ebene \mathcal{E}_g mit der durch s_1 und s_2 bestimmten Ebene \mathcal{E}_{12} ; die Gerade λ_a schneidet die Parallele zu s'_3 im Aufriß in E' ; durch die Strecke $D'E'$ ist daher die Vertikalprojektion S'_3 der Spannkraft S_3 und damit das ganze Kräfteviereck in Auf- und Grundriß bestimmt¹⁾.

Die Konstruktion würde nur versagen, wenn sich λ_a/s'_3 ergäbe, dann läge aber s_3 mit s_1 und s_2 in ein und derselben Ebene, was der gemachten Voraussetzung widerspricht.

In manchen Fällen (z. B. bei lotrechter Last P) geht man zweckmäßiger vom Aufriß aus, und zwar an den Punkten \mathcal{A}' und \mathcal{B}' , in denen die Vertikalprojektion der Parallelen durch D' zu s'_3 die Aufrißprojektionen s'_1 und s'_2 der beiden anderen Richtungen schneidet; die diesen Punkten im Grundriß entsprechenden Punkte \mathcal{A}'' und \mathcal{B}'' bestimmen die Linie λ_g , die auf der Parallelen durch D'' zu s''_3 den Endpunkt E'' von S''_3 ausschneidet. Da die Punkte E' und E'' in derselben Vertikalen liegen müssen, so erhält man durch die Konstruktion beider Geraden λ_a und λ_g eine scharfe Zeichenprobe.

Den Zusammenhang mit dem Culmannschen Verfahren der Zerlegung einer Kraft nach 3 gegebenen Richtungen²⁾ erkennt

man leicht wie folgt. Legt man durch D'' eine lotrechte Ebene \mathcal{E}_g parallel zur Aufrißebene, deren Grundrißspur auf den gegebenen Richtungen die Punkte G'_1, G'_2 und G'_3 ausschneidet, und lotet diese Punkte nach G'_1, G'_2 und G'_3 in den Aufriß, so ist $\frac{G'_1 G'_2}{G'_3 D'}$ die Vertikalprojektion der Schnittlinie der durch

$\frac{s_1 s_2}{s_3 P}$ bestimmten Ebene \mathcal{E}_{12} mit \mathcal{E}_g ; der Schnittpunkt M' dieser beiden Schnittlinien ist daher ein Punkt der Vertikalprojektion der Durchdringungslinie der beiden Ebenen \mathcal{E}_{12} und \mathcal{E}_g ; da aber im Falle des Gleichgewichts in dieser Linie sowohl die Vertikalprojektion der Resultierenden aus S_1 und S_2 als auch die der Resultierenden aus S_3 und P liegen muß, so liegt der Punkt M' auf der Verbindungslinie CE' . Man sieht leicht ein, daß die vertikale Hilfsebene \mathcal{E}_g nicht parallel der Aufrißebene zu sein braucht, ebenso daß man, vom Aufriß ausgehend, durch D' eine zur Aufrißebene rechtwinklig stehende Ebene \mathcal{E}_a zur Konstruktion verwenden kann; beispielsweise ist in Abb. 1 durch D' eine zu s'_2 parallele Hilfsebene \mathcal{E}_a rechtwinklig zur Aufrißebene angenommen, die die Schnittpunkte \mathcal{G}'_1 und \mathcal{G}'_3 und daraus im Grundriß \mathcal{G}''_1 und \mathcal{G}''_3 bestimmt; die Verbindungslinie $\mathcal{G}''_3 D''$ schneidet sich dann mit der durch \mathcal{G}''_1 zu s''_2 gelegten Parallelen in einem Punkt \mathcal{M}'' der Verbindungslinie CE'' . Gerade die besondere Wahl der Hilfsebene $\frac{\mathcal{E}_g}{\mathcal{E}_a}$ parallel zu $\frac{s'_3}{s'_3}$ ergibt die in Abb. 1 durchgeführte Konstruktion mit nur einer einzigen Hilfslinie $\frac{\lambda_a}{\lambda_g}$.

2. Die Anwendung des Verfahrens auf die Bestimmung der Spannkraften und Stützdrücke eines Schwedlerschen Raumbauwerkes (Abb. 2), das im Punkte $C_1^{(0)}$ des Laternenrings mit der lotrechten Kraft P belastet ist, zeigt Abb. 3. Man erkennt zunächst, daß die in Abb. 2 schwach ausgezogenen, nicht benannten Stäbe bei dieser Belastung frei von Spannkraften

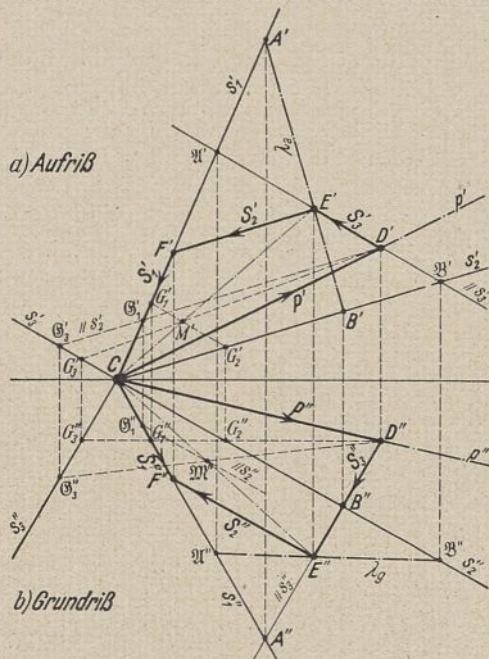


Abbildung 1.

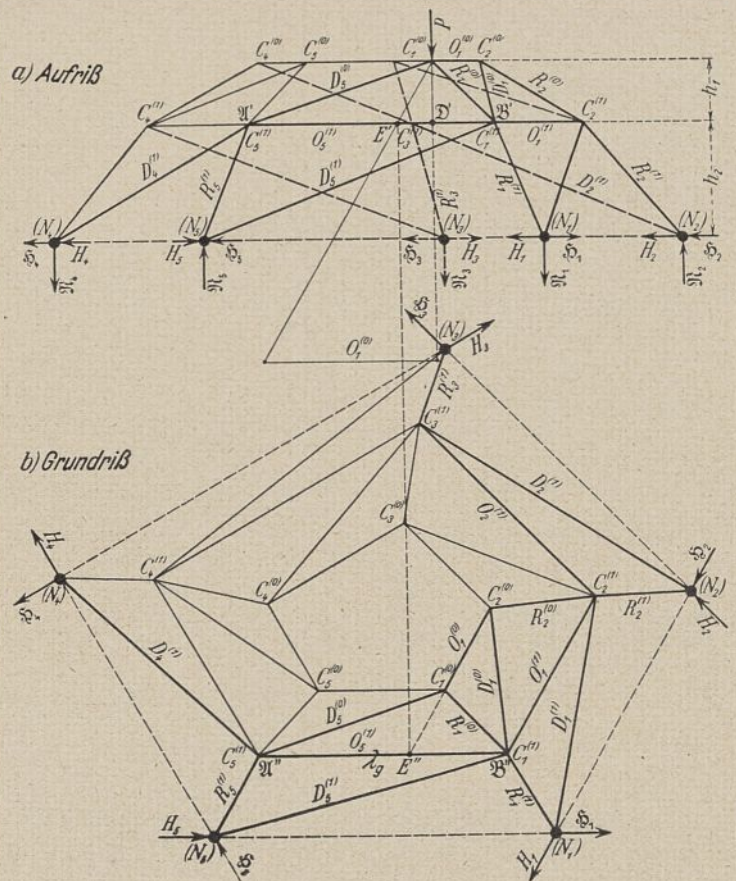


Abbildung 2.

¹⁾ Vgl. L. Henneberg, Graphische Statik der starren Systeme (Leipzig 1911); Henneberg benutzt zur Lösung nicht s_2 selbst, sondern eine beliebige zu s_2 parallele Gerade.

²⁾ Vgl. L. Henneberg a. a. O. und Aug. Föppl, Das Fachwerk im Raume (Leipzig 1892). Den Zusammenhang mit dem Müller-Breslauschen Verfahren (Zentralbl. der Bauverwaltung 1892) zeigt Henneberg a. a. O.

bleiben³⁾. Im Knotenpunkt $C_1^{(0)}$ zerlegt sich P nach den drei Richtungen $O_1^{(0)}$, $D_5^{(0)}$ und $R_1^{(0)}$; wählt man den Kräftemaßstab zunächst so, daß die Kraft P durch die Höhe $h_1 = C_1^{(0)}\mathcal{D}'$ (Abb. 2a) des oberen Geschosses dargestellt wird, und zieht durch \mathcal{D}' die Parallele zu $O_1^{(0)}$, so erkennt man, daß die Punkte \mathcal{X}' und \mathcal{Y}' der Abb. 1 hier im Aufriß mit $C_5^{(1)}$ und $C_1^{(1)}$, die Punkte \mathcal{X}'' und \mathcal{Y}'' daher im Grundriß mit $C_5^{(1)}$ und $C_1^{(1)}$, daher λ_g mit dem Ringstab $O_5^{(1)}$ zusammenfällt⁴⁾; die verlängerte Stabrichtung $O_1^{(0)}$ schneidet daher im Grundriß auf $O_5^{(1)}$ den Endpunkt E'' der Stabkraft $O_1^{(0)}$ aus; ihre Vertikalprojektion $\mathcal{D}'E'$ ist nunmehr noch im Verhältnis des im Kräfteplan (Abb. 3) wirklich gewählten Kräftemaßstabes zu vergrößern. Nach Bestimmung des Kräftevierecks für den Punkt $C_1^{(0)}$ ergibt die Zerlegung von $O_1^{(0)}$ nach den Richtungen $D_1^{(0)}$ und $R_2^{(0)}$ die in diesen Stäben wirksamen Spannkräfte. Im Punkte $C_5^{(1)}$ ist darauf die gefundene Spannkraft $D_5^{(0)}$ nach den Richtungen $D_4^{(1)}$, $R_5^{(1)}$ und $O_5^{(1)}$ zu zerlegen; man zieht durch den Punkt 1 Parallele zu $D_4^{(1)}$ und $R_5^{(1)}$, die auf der durch den Endpunkt von $D_5^{(0)}$ zu $O_5^{(1)}$ gezogenen Parallelen im Aufriß die Punkte \mathcal{X}' und \mathcal{Y}' ausschneiden; lotet man diese Schnittpunkte nach \mathcal{X}'' und \mathcal{Y}'' in den Grundriß, so schneidet die Verbindungslinie $\mathcal{X}''\mathcal{Y}'' = \lambda_g$ den Endpunkt \mathcal{D}'' auf der Parallelen zu $O_5^{(1)}$ aus. Im Punkte $C_1^{(1)}$ ist darauf die Resultierende $\mathcal{D}F$ der Spannkräfte $O_5^{(1)}$, $R_1^{(1)}$ und $D_1^{(0)}$ nach den drei Richtungen $D_5^{(1)}$, $R_1^{(1)}$ und $O_1^{(1)}$ zu zerlegen; die Parallelen zu $R_1^{(1)}$ und $D_5^{(1)}$ durch \mathcal{D} schneiden auf der Parallelen zu $O_1^{(1)}$ durch F im Aufriß die Punkte \mathcal{X}'_1 und \mathcal{Y}'_1 aus, die in den Grundriß gelotet die Punkte \mathcal{X}''_1 und \mathcal{Y}''_1 und in deren Verbindungslinie die Hilfsgerade λ'_g bestimmen, die den Endpunkt E'_1 der Spannkraft $O_1^{(1)}$ ausschneidet. Eine dritte Hilfslinie λ ist endlich für den Punkt $C_2^{(1)}$ zu bestimmen, wo die Resultierende E_2 aus $R_2^{(0)}$ und $O_1^{(1)}$ nach den drei Richtungen $D_1^{(1)}$, $R_2^{(1)}$ und $O_2^{(1)}$ zuzulegen ist; hier ist vom Grundriß ausgegangen, indem die Punkte A'' und B'' bestimmt sind, in denen die Parallelen zu $D_1^{(1)}$ und $R_2^{(1)}$ durch E die Parallele zu

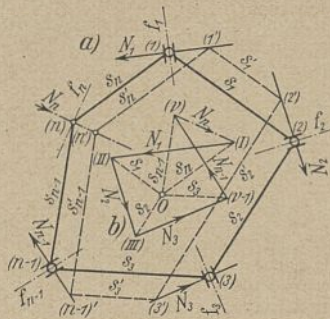


Abbildung 4.

$O_2^{(1)}$ durch 2 schneiden; die entsprechenden Aufrißpunkte A' und B' geben in ihrer Verbindungslinie die Aufrißgerade λ_a , die den Endpunkt E'_2 von $O_2^{(1)}$ ausschneidet. Alle übrigen Spannkräfte und Stützdrucke findet man nunmehr in Auf- und Grundriß durch Zerlegung einer Kraft nach zwei gegebenen Richtungen.

Die zur Prüfung der Zeichnung in allen drei Knotenpunkten ermittelten zweiten Hilfsgeraden λ_a bzw. λ_g sind in Abb. 3 wieder weggewischt, um die Abbildung nicht mit Linien zu überladen.

3. Sind $(n-1)$ Ecken eines n -Ecks (Abb. 4a) in bestimmten Geraden \mathcal{S}_1 bis \mathcal{S}_{n-1} geführt, so kann leicht die Gerade \mathcal{S}_n bestimmt werden, in der der letzte Eckpunkt (n) geführt werden muß, damit die n -Stützdrücke N_1 bis N_n ein Gleichgewichtssystem bilden. Man nimmt für einen Stützdruck z. B. N_1 die beliebige Größe (I)–(II) an (Abb. 4b), zerlegt ihn nach den Richtungen der beiden in (I) zusammenstoßenden Vieleckseiten s_n und s_1 , darauf das gefundene s_1 nach den Richtungen s_2 und N_2 usw.; die Verbindungslinie des Anfangspunktes (I) mit dem letzten Punkt (n) im Kräfteplan (Abb. 4b) ergibt dann die Richtung von N_n und rechtwinklig dazu die gesuchte Führungsgerade \mathcal{S}_n für den Endpunkt (n) . Konstruiert man nunmehr zu dem Kräfteviereck (mit dem Pol O , Abb. 4b) das geschlossene Seileck (1'), (2'), ... (n'), so ist die Richtung von N_n durch die Verbindungslinie $(n)-(n')$ bestimmt. Betrachtet man aber (1)–(1'), (2)–(2') usw. als die lotrechten Geschwindigkeiten der Eckpunkte (1), (2) usw., so ergeben die beiden Parallelen durch 1') bzw. $(n-1)'$ zu s_n bzw. s_{n-1} in ihrem Schnittpunkt den gesuchten Punkt (n') , so daß sich die Zeichnung des Kräftevierecks (Abb. 4b) erübrigt.

Bei dem nur im Oberringknotenpunkt (1) belasteten Netzwerkraumfachwerk (Abb. 5) muß die Resultierende der beiden an einem unbelasteten Knotenpunkt zusammentreffenden Ringstäbe im Grundriß parallel zu dem gegenüberliegenden (gedachten) Unterringstab sein; die unbelasteten Knotenpunkte sind daher als rechtwinklig zu den zugehörigen Unterringstäben geführt anzusehen. Zeichnet man daher gemäß Abb. 4 die lotrechten Geschwindigkeiten (2)–(2'), (3)–(3') bis (5)–(5') (wobei hier zur Verminderung der Zahl der Hilfslinien (2') und (3') zusammenfallend angenommen sind), so ergeben die Parallelen durch (2') bzw. (5') zu O_1 bzw. O_5 den Schnittpunkt (1') und in (1)–(1') die Richtung der Resultierenden ρ der am belasteten Knotenpunkt zusammentreffenden Ringstäbe O_1 und O_5 .⁵⁾ Zer-

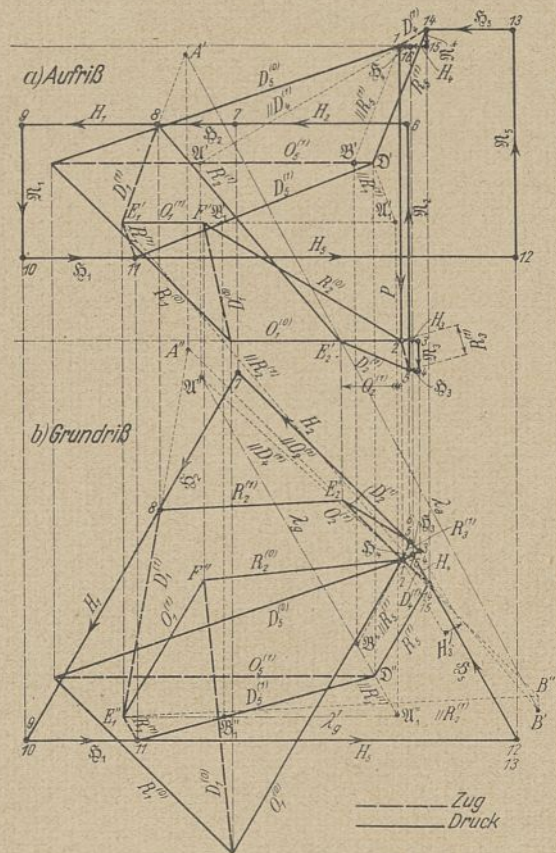


Abbildung 3.

³⁾ Vgl. Die Bautechnik 1923, Heft 55, und Zeitschr. für Bauwesen 1923, S. 54ff.

⁴⁾ Die in Abb. 1 zur Unterscheidung von Auf- und Grundriß angebrachten oberen Indizes ' und '' sind in Abb. 2 und 3 fortgelassen.

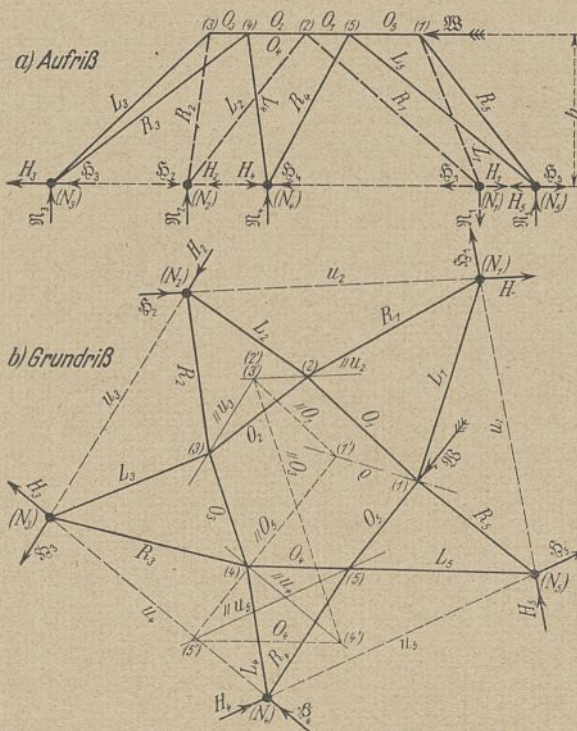


Abbildung 5.

⁵⁾ Eine andere Lösung zur Bestimmung von ρ durch Kräftezerlegung gibt Föppl a. a. O. Ergibt sich $\rho \parallel u_1$, so ist das Raumfachwerk unbrauchbar.

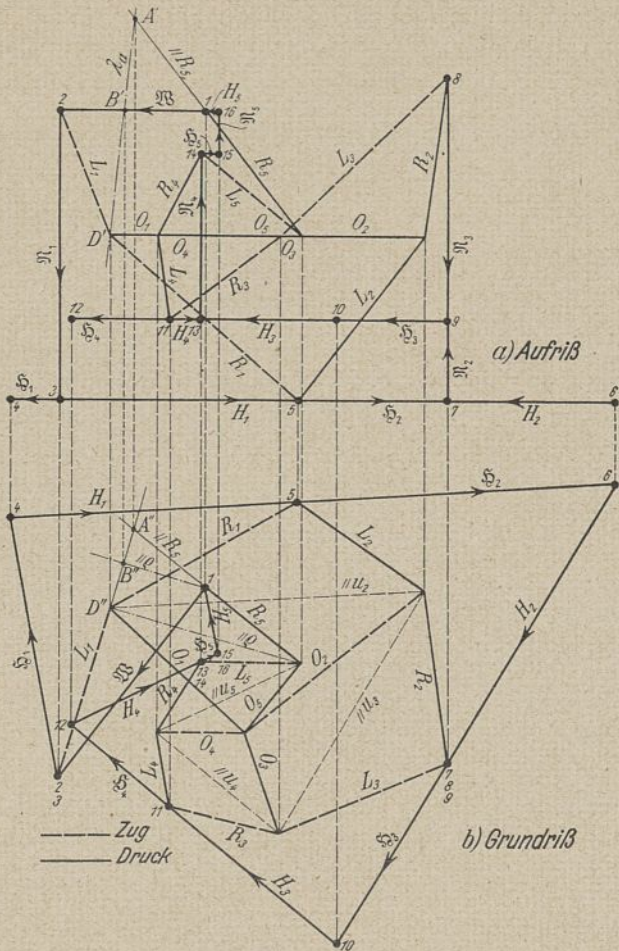


Abbildung 6.

legt man nunmehr die gegebene Kraft (hier die in der Richtung von O_5 wirkende wagerechte Windlast \mathbb{W}) mittels der durch die Punkte A'' , B'' (Abb. 6b) und A' , B' (Abb. 6a) bestimmten Hilfsgeraden λ_a gemäß Abb. 1 nach den 3 Richtungen ϱ , R_5 und L_1 und darauf ϱ nach den Richtungen O_1 und O_5 , so erhält man das Kräftefünfeck für den belasteten Knotenpunkt (1); die Vervollständigung des Kräfteplans für alle nicht belasteten Knotenpunkte mit Hilfe von Parallelen zu den zugehörigen Unterringstäben U bedarf dann keiner weiteren Erläuterung. Eine scharfe Zeichenprobe ergibt sich dadurch, daß die beim ersten Knotenpunkt (1) ermittelte Spannkraft O_5 mit der beim vorletzten Knotenpunkt (4) ermittelten Spannkraft O_4 eine zu U_5 parallele Resultierende ergeben muß.

4. Das in Abb. 7 dargestellte Raumschwerdlerchen mit dem Netzwerkfachwerk; es ist statisch bestimmt in 3 Punkten (N_1) bis (N_3) gelagert; seine Spannkraften sind von den Bewegungen der Auflagerpunkte und von den für alle Stäbe gleich groß vorausgesetzten Wärmeschwankungen unabhängig; daher findet es im bergbaulichen Senkungsgebiet als Unterbau für Fördertürme, Flüssigkeitsbehälter u. a. m. vielfach Verwendung.

Die 6 Stützdrücke (\mathcal{N}_1 bis \mathcal{N}_3 lotrecht und H_1, H_2, \mathcal{H}_1 waagrecht) lassen sich leicht zeichnerisch bestimmen. Für eine lotrechte äußere Kraft P ist diese Aufgabe zunächst in Abb. 8 gelöst. Man legt durch P und \mathcal{N}_3 sowie durch \mathcal{N}_1 und \mathcal{N}_2 Vertikalebene, deren Grundrißspuren sich in S'_{12} (Abb. 8b) schneiden; in der Vertikalen durch S'_{12} muß dann sowohl die Resultierende aus P und \mathcal{N}_3 als auch die aus \mathcal{N}_1 und \mathcal{N}_2 liegen. Zerlegt man daher P nach 2 beliebigen Richtungen 1 und 2 (Abb. 8c) und bringt im Seileck (Abb. 8a) die Seilseite 1 mit \mathcal{N}_1 in A und mit der Lotrechten durch S'_{12} in S'_{12} , die Seilseite 2 aber mit \mathcal{N}_3 in C zum Schnitt, so ist $S'_{12}C$ die dritte Seilseite 3; verbindet man ihren Schnittpunkt D auf \mathcal{N}_3 mit A , so ist in AD die vierte Seilseite und damit die Möglichkeit der Vervollständigung des Kräftecks (Abb. 8c) gegeben. Statt des Punktes S'_{12} kann man auch den Punkt S'_{13} oder S'_{23} zur Konstruktion verwenden; daher schneiden sich die Seilseiten 2 und 4 auf der Lotrechten durch S'_{23} , die Seilseite 1 und die Verbindungslinie FE aber auf der Lotrechten durch S'_{13} .

Für eine wagerechte äußere Kraft W ist die Bestimmung der Stützdrücke in Abb. 9 durchgeführt. Zunächst ergeben sich im Grundriß (Abb. 9b) die 3 waagerechten Stützdrücke mittels der Hilfslinie λ durch die bekannte Zerlegung der

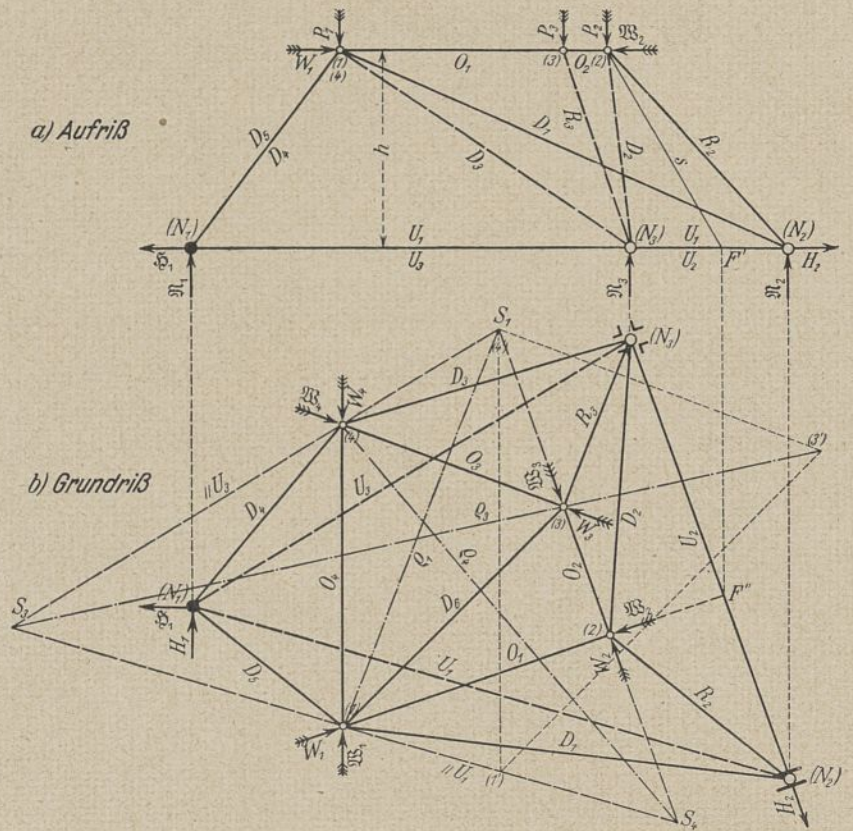


Abbildung 7.

Kraft W nach drei, mit ihr in derselben Ebene liegenden Richtungen (Abb. 9d), Zerlegt man W im Punkte S'_{23} parallel und rechtwinklig zu $(N_2)-(N_3)$ in $W \cos \alpha$ und $W \sin \alpha$, so ergibt sich für $(N_2)-(N_3)$ als Drehachse die Gleichung

$$\mathcal{N}_1 n_1 \cos \omega + W \sin \alpha h = 0,$$

wo n_1 die waagerechte Entfernung von (N_1) bis zur Linie $(N_2)-(N_3)$ und h die Fachwerkhöhe ist (Abb. 7a u. 9a); die Winkelbezeichnung ist aus Abb. 9b zu ersehen, Dividiert man durch $\cos \omega$, so ergibt sich $\mathcal{N}_1 n_1 = -\frac{W \sin \alpha}{\cos \omega} h = -W' h$, wo W' die zur Aufrißebene parallele Seitenkraft von W ist, die sich im Kräfteck (Abb. 9d) unmittelbar als (1) O'_1 ergibt. Lotet man den Endpunkt E'_1 von n_1 in den Aufriß nach E'_1 und ver-

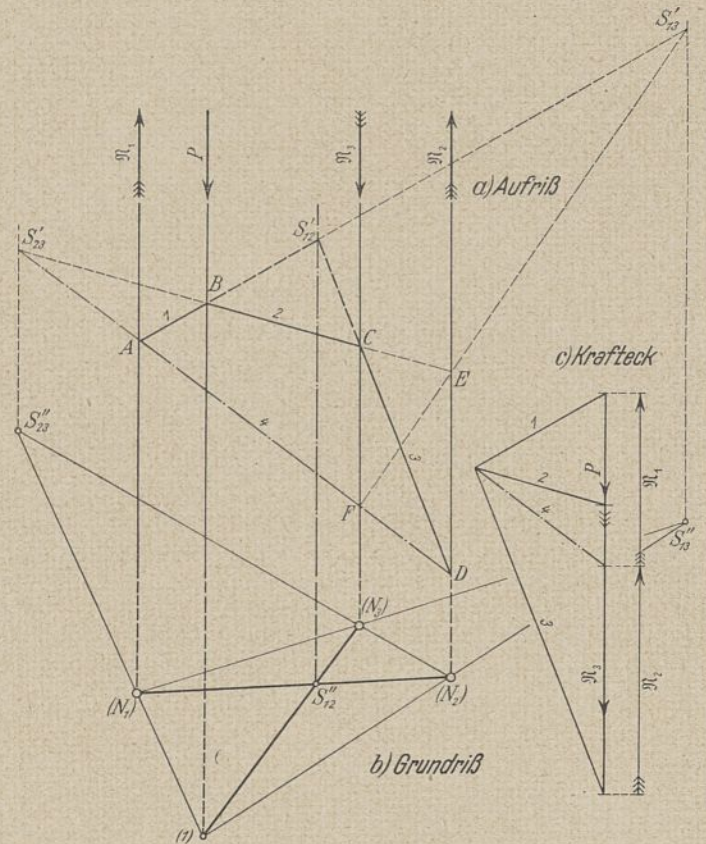


Abbildung 8.

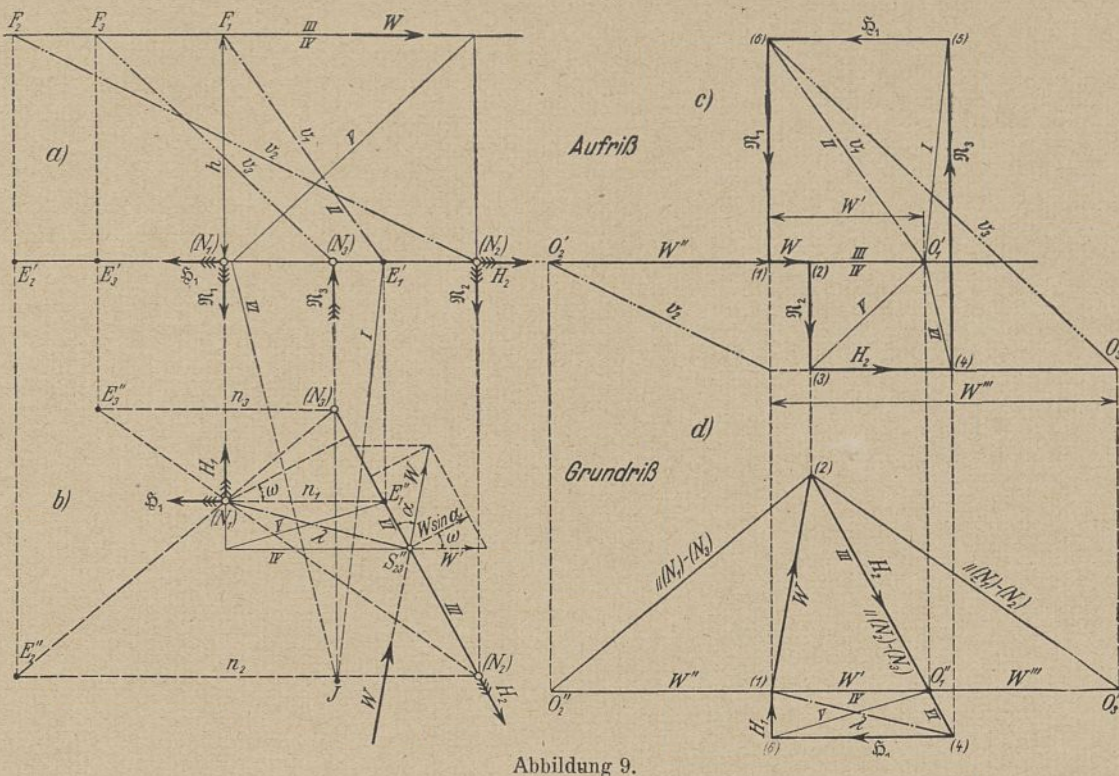


Abbildung 9.

bindet den Schnittpunkt F_1 von N_1 und W_1 mit E'_1 , so erhält man die Hilfsgerade $v_1 = F_1 E'_1$; zerlegt man endlich im Aufriß (Abb. 9c) die Kraft W' nach den Richtungen N_1 und v_1 , so ist der Stützdruck N_1 bestimmt. In derselben Weise werden aus den Punkten E_2 und E_3 die Hilfsgeraden v_2 und v_3 und dann aus den Seitenkräften W'' und W''' (Abb. 9d) die Stützdrücke N_2 und N_3 (Abb. 9c) ermittelt; nach Bestimmung von N_2 hat man in der Bedingung $N_1 + N_2 + N_3 = 0$ beim Ziehen der Parallelen zu v_3 eine scharfe Zeichenprobe. Eine weitere Probe ergibt sich, wenn man irgendeinen Punkt in Abb. 9c und d, z. B. O_1 , als Pol eines Kräftecks wählt; man erhält dann in Abb. 9a u. b die Seilseiten I bis VI; bei genauer Zeichnung müssen sich im Aufriß die Seiten I und VI in einem Punkte J auf N_3 , im Grundriß aber die Seiten V und VI im Punkte E''_1 schneiden.

Zur Berechnung der Spannkraft des Raumbachwerks (Abb. 7) ist im übrigen eine vorherige Bestimmung seiner Stützdrücke nicht erforderlich. Man erkennt zunächst, daß am Oberringknotenpunkt (2) die Stäbe O_2 , D_2 und R_2 in ein und derselben Ebene liegen, daß daher der Stab O_1 nur bei Belastung des Punktes (2) beansprucht wird; bei Belastung aller übrigen Knoten bleibt O_1 spannungsfrei. Ähnliches gilt beim Oberringknotenpunkt (3) vom Gratstab R_3 , der nur bei lotrechter Belastung des Punktes (3) eine Beanspruchung erleidet, bei allen übrigen Belastungen aber spannungsfrei bleibt, weil die anderen in (3) anschließenden Stäbe O_3 , O_3 und D_6 in der wagerechten Ebene liegen.

Ist daher nur der Knotenpunkt (1) belastet, so wird $O_1 = 0$ und $R_3 = 0$. In dem ebenen Dreieck (1) (3) (4) ist der Punkt (4) in einer zu U_3 rechtwinkligen Ebene geführt; der in (4) angreifende wagerechte Stützdruck ist daher parallel zu U_3 (vgl. Abb. 5b); der in (3) wirkende wagerechte Stützdruck fällt mit der Richtung von O_2 zusammen; beide Richtungen schneiden sich in S_1 (Abb. 7b); soll daher das Dreieck (1) (3) (4) in seiner Ebene im Gleichgewicht sein, so muß der in (1) wirkende Stützdruck die Richtung $\varphi_1 = (1) S_1$ haben. Man zerlegt daher die in (1) angreifende äußere Kraft nach der Grundaufgabe (Abb. 1) nach den drei Richtungen D_1 , D_5 und φ_1 und das so gefundene φ_1 nach den Richtungen O_4 und D_6 . Alle übrigen Spannkraften ergeben sich dann mit den Stützdrücken durch Zerlegung einer Kraft nach zwei Richtungen. Ist nur der Knotenpunkt (4) belastet, so erhält man die Richtung $\varphi_4 = (4) S_4$ der Resultierenden von O_3 und O_4 ganz ent-

sprechend wie bei alleiniger Belastung des Punktes (1).

Ist nur der Knotenpunkt (3) belastet, so greifen in den Ecken (1) und (4) des ebenen Dreiecks (1) (3) (4) die zu U_1 und U_3 parallelen Stützdrücke (1) S_4 und (4) S_1 an, die sich in S_3 (Abb. 7b) schneiden; soll daher das Dreieck in seiner Ebene im Gleichgewicht sein, so muß der in (3) angreifende wagerechte Stützdruck die Richtung $\varphi_3 = (3) S_3$ haben. Ist der Schnittpunkt S_3 auf der Zeichnung nicht zugänglich, so kann man einen Punkt (3') der Geraden φ_3 auch mittels der lotrechten Geschwindigkeiten nach Abb. 4 und 5b bestimmen. Wirkt daher in (3) zunächst die lotrechte Kraft P_3 (Abb. 7a), so zerlegt man P_3 im Aufriß nach der Richtung von R_3 und wagerecht; die Grundrißprojektion von R_3 zerlegt man nach den Richtungen von O_2 und φ_3 und das so gefundene φ_3 endlich nach O_3 und D_6 . Wirkt die wagerechte Kraft W_3 in der Richtung von O_3 , so hat man im Grundriß W_3 nach O_2 und φ_3 und darauf wieder φ_3 nach O_3 und D_6 zu zerlegen. Wirkt endlich die wagerechte Kraft W_3 in der Richtung von O_2 , so wird $O_2 = -W_3$; im Punkte (2) zerlegt sich dann, da $O_1 = 0$ ist, das gefundene O_2 nach den Richtungen R_2 und D_2 . Die in der Richtung von O_2 wirkenden wagerechten Kräfte $-W_3$ in Punkt (3) und ebenso W_3 in Punkt (2) — beanspruchen daher außer den Unterringstäben U nur das ebene Fachwerk (3, 2, N_2 , N_3).

Ist endlich nur der Punkt (2), und zwar zunächst lotrecht mit P_2 belastet, so legt man durch P_2 und O_1 eine Ebene, deren Grundrißspur (2) F'' ist; lotet man F'' in den Aufriß nach F' und zerlegt P_2 nach (2) $F' = s$ und wagerecht (Abb. 10a), so erhält man im Grundriß (Abb. 10b) die wahre Größe der Spannkraft O_1 ; diese läßt man nunmehr im Punkte (1) als äußere Kraft wirken, die nach D_5 , D_1 und φ_1 zerlegt wird; der danach in Abb. 10 gezeichnete Kräfteplan bedarf nach dem Vorhergehenden keiner weiteren Erläuterung. Die wagerechte Kraft W_2 zerlegt sich unmittelbar nach den Richtungen D_2 und R_2 . Die wagerechte Kraft W_2 endlich erzeugt $O_1 = -W_2$ und pflanzt sich daher durch O_1 auf den Knotenpunkt (1) als äußere Kraft fort, von dem aus beginnend der Kräfteplan ganz entsprechend der Abb. 10 gezeichnet werden kann.

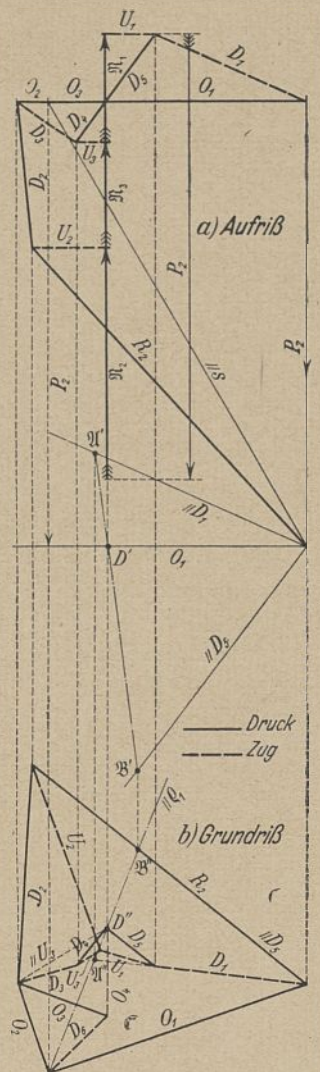


Abbildung 10.

**Druckfehlerberichtigung zu Heft 1—3 (Ingenieurbauteil)
der Zeitschrift für Bauwesen 1926.**

Auf Seite 8 ist an Stelle eines versehentlich eingestellten Druckstockes
der Plan mit dem hier gebrachten zu überkleben.

