DIE BAUTECHNIK

11. Jahrgang BERLIN, 6. Januar 1933 Heft 1/2

Zehn Jahre „Die Bautechnik"!

Zehn Jahre sind verflossen — Inflationszeit, schwere, emsige Aufbauzeit.

Wenn wir am heutigen Tage, an dem „Die Bautechnik" das zweite Jahrzehnt ihres Bestehens beginnt, Rückschau halten, dann können Schriftleitung und Verlag mit Genugtuung feststellen, daß das Ziel, das sie sich in schwerster Notzeit (1922) gesteckt hatten, nach glücklicher Überwindung mancher Schwierigkeiten im wesentlichen erreicht worden ist. „Die Bautechnik" hat, wie das vorliegende Heft 1/2 des Jahrgangs 1933 erneut bestätigt, im Laufe der Jahre die Mitarbeit der maßgeblichen deutschen Reichs- und Staatsbehörden und der deutschen Fachwelt gewonnen, ja, sie hat auch im Auslande zahlreiche Mitarbeiter. Sprunghaft ist von Anfang an die Abonnentenzahl in die Höhe gegangen; der Leserkreis ist von Jahr zu Jahr umfangreicher geworden.

Welch eine ergiebige Fundgrube für wertvolles Material aus den verschiedenen Gebieten des Bauingenieurfaches „Die Bautechnik" darstellt, davon erhält man einen Begriff, wenn man feststellt, in welch reichem Maße die in den letzten Jahren erschienenen Fachbücher unsere Zeitschrift auswerten konnten.

Im Ausbau der Fachschrift „Die Bautechnik" wurde diese zunächst (1924) um den Abdruck der „Zeitschriftenschau auf dem Gebiete des Bauingenieurwesens", dann (1928) durch die Beilage „Der Stahlbau" bereichert; für bestimmte Veröffentlichungen wurde vom Verlage (1930) die Sammlung „Mitteilungen auf dem Gebiete des Wasserbaues und der Baugrundforschung" begründet, von der bisher sechs Hefte vorliegen und deren weitere Hefte den „Bautechnik"-Abonnenten im Erscheinungsjahr zum Vorzugspreise abgegeben werden. Mit Beginn des Jahres 1932 hat der Verlag schließlich für bestimmte Verlagswerke den „Bautechnik"-Abonnentenpreis, gültig für das Erscheinungsjahr, geschaffen, um all denen, die in irgendeiner Weise zur Förderung der „Bautechnik" beigetragen haben, auf diesem Wege den Dank des Verlages zum Ausdruck zu bringen. Die Art der Herausgabe, wöchentliche Hefte und außerdem die verstärkten Vierteljahrshefte, hat sich als besonders zweckmäßig erwiesen; konnte doch auf diese Weise manch wertvolle umfangreiche Fachabhandlung geschlossen zur Veröffentlichung gebracht werden.

Trotz der gegenwärtig ganz besonders schwierigen Wirtschaftslage möchten viele die ihr lieb gewordene Zeitschrift „Die Bautechnik" nicht missen, wie zahlreiche Zuschriften und die überaus reichlich eingehenden Arbeiten zu erkennen geben.

Mit dankbarer Genugtuung möge hervorgehoben werden, daß seit Anfang 1932 „Die Bautechnik" nun auch vom Preußischen Ministerium für Landwirtschaft, Domänen und Forsten, wie seit Jahren von anderen deutschen Ministerien, in größerer Anzahl für die in Betracht kommenden Dienststellen bezogen wird.

Die allseitige uneingeschränkte Wertschätzung der „Bautechnik", und zwar im Inlande wie im Auslande, spricht dafür, daß sie der ihr zugewiesenen Aufgabe, eine das gesamte Bauingenieurwesen umfassende Fachschrift zu sein, die streng wissenschaftlich gehalten, in möglichst knapper Form die Bauingenieure über alles Neue auf ihrem Wissensgebiete unterrichtet, gerecht geworden ist. Gerade diese Erfolge aber werden dem Verlage auch fernerhin ein Ansporn sein, „Die Bautechnik", soweit es die äußeren Umstände erlauben, sach- und zeitgemäß weiter auszubauen.

Anläßlich des zehnjährigen Bestehens unserer Zeitschrift ist es uns ein Herzenswunsch, dem großen Kreise unserer Mitarbeiter, den Behörden und all denen, die uns bisher mit Rat und Tat zur Seite gestanden haben, auch an dieser Stelle unseren verbindlichsten Dank zu sagen und daran zugleich die Bitte zu knüpfen, der Zeitschrift „Die Bautechnik" auch weiterhin ihre Zuneigung und Mitarbeit zu erhalten.

Der Verlag. Die Schriftleitung.

Die „Bautechnik" und der Brücken- und Ingenieurhochbau der letzten zehn Jahre.

Alle Rechte vorbehalten.

Von G. Schaper.

Die „Bautechnik" blickt auf zehn Jahre schwerer, aber sehr erfolgreicher Arbeit zurück. Den Bemühungen des Verlages und der Schriftleitung ist es gelungen, die „Bautechnik" zu einer in der ganzen Welt anerkannten und hochgeschätzten Fachschrift auf dem Gebiete des gesamten Bauingenieurwesens zu machen. In allen Ländern, in denen ernste Wissenschaft auf dem Gebiete des Bauingenieurwesens getrieben wird, wird die „Bautechnik" gelesen, um sich über den neuesten Stand der wissenschaftlichen Forschung und über die neuesten Ausführungen auf allen Gebieten des Bauingenieurwesens zu unterrichten.

Die streng wissenschaftliche Einstellung, die kritischen Abhandlungen über die neuesten Versuchsforschungen, die ausführlichen Aufsätze über alle bemerkenswerten Neubauten und die vorzüglichen Abbildungen haben die Zeitschrift mit an die Spitze der führenden Fachschriften des Bauingenieurwesens gestellt.

Die „Bautechnik" veröffentlicht alle wichtigen wissenschaftlichen und praktischen Arbeiten der Behörden, der Industrie und der Technischen Hochschulen. Sie hat wesentlich der Erkenntnis zum Siege verholfen, daß nur durch das enge Zusammenwirken dieser drei Stellen eine wirklich fruchtbare Arbeit geleistet und ein wirklicher Fortschritt erzielt werden kann.

Auch die Deutsche Reichsbahn hat sich dieser Erkenntnis nicht verschlossen und sich bei ihren neuen Vorschriften auf dem Gebiete des konstruktiven Ingenieurbaues, bei der Einführung neuer Baustoffe und neuer Arbeitsverfahren, bei der Durchführung von Versuchsforschungen und auch bei ihren Bauausführungen von dem Gedanken leiten lassen, daß sie selbst durch die erwähnte Zusammenarbeit den größten Nutzen hat.

In diesem Zusammenhange sollen die Neuerungen und die Fortschritte auf dem Gebiete des Brückenbaues und des Ingenieurhochbaues der Deutschen Reichsbahn in den letzten zehn Jahren kurz behandelt werden:

1. An die Stelle der voneinander sehr abweichenden Vorschriften für die Berechnung der eisernen Eisenbahnbrücken der verschiedenen früheren Ländereisenbahnen traten die einheitlichen „Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken (BE)". Das Bemerkenswerteste in diesen Berechnungsvorschriften ist die Einführung der „Stoßzahlen" und des sogenannten „ω-Verfahrens" zur Berechnung gedrückter Stäbe.

2. Um die bauliche Durchbildung der stählernen Eisenbahnbrücken auf eine einheitliche einwandfreie Grundlage zu stellen, wurden die „Grundsätze für die bauliche Durchbildung stählerner Eisenbahnbrücken (GE)" herausgegeben. Diese Grundsätze enthalten alle Regeln, die eine zweckmäßige Konstruktion und eine lange Lebensdauer der stählernen Eisenbahnbrücken verbürgen.

3. Für die Berechnung und für die bauliche Durchbildung der nach den Regeln der Ingenieurbaukunst herzustellenden Holztragwerke (Brücken, Dachbinder u. dgl.) wurden die „Bestimmungen für Holztragwerke (BH)" bearbeitet. Sie füllten eine lang empfundene Lücke aus und gaben dem Konstrukteur eine sichere Handhabe, hölzerne Brücken und Dachbinder zweckmäßig und sicher zu entwerfen.

4. Um die Güte der Stahlbauarbeiten auf der Baustelle sicherzustellen, wurde den Bauüberwachungsbeamten die „Anleitung für die Bauüberwachung von Stahlbauwerken auf der Baustelle (AStBau)" an die Hand gegeben.

5. Der wirtschaftlich so wichtige Rostschutz der Stahlbauten war bis vor kurzem eine in das Dunkel von Geheimnissen der Farbwerke gehüllte Angelegenheit. Hier haben die „Technischen Vorschriften für den Rostschutz von Stahlbauwerken" klare Verhältnisse geschaffen und dem Rostschutz der Stahlbauwerke sichere Wege gezeigt.

6. Zur Sicherstellung einwandfreier Überwachung und Untersuchung der Brücken und Ingenieurhochbauten wurden die „Vorschriften für die Überwachung und Prüfung der Brücken, Hallen und Dächer (BUeP)" herausgegeben. Besonders wichtig ist in diesen ausführlichen Vorschriften die Bestimmung, daß die Hauptprüfungen von den Brückendezernaten der Reichsbahndirektionen wahrzunehmen sind, um diesen Zentralstellen die Möglichkeit zu bieten, umfangreiche Erfahrungen auf diesem Gebiete zu sammeln, diese Erfahrungen wieder nutzbar zu machen, einen guten Überblick über den Zustand der Brücken zu gewinnen und sich über die Zweckmäßigkeit und Bewährung von Neuerungen selbst zu unterrichten.

7. Die „Anweisung für Mörtel und Beton (AMB)" gibt umfangreiche Anleitungen für die zweckmäßige und wirtschaftliche Herstellung von Ingenieurbauten aus Stein und Beton durch richtige Auswahl, Behandlung und Verarbeitung der Baustoffe.

8. Die zweckmäßige und einwandfreie Herstellung von Mauerwerk und Beton genügt aber allein nicht, um einen langen Bestand der Bauwerke aus Stein und Beton sicherzustellen. Hierzu bedarf es auch der richtigen Abdichtung gegen das Eindringen von Feuchtigkeit. Die „Anweisung für die Abdichtung von Ingenieurbauwerken (AIB) gibt klare Regeln für die Auswahl, Prüfung und Verarbeitung der Dichtungsstoffe.

9. In engster Zusammenarbeit mit den großen Stahlwerken wurde der hochwertige Baustahl St 52 geschaffen, dessen Verwendung für sehr weit gestützte Brücken bei den neuen schweren Lastenzügen technisch notwendig wurde und bei weitgespannten Bauwerken erhebliche Ersparnisse bringt. Die „Vorschriften für die Lieferung von Stahlbauwerken aus Baustahl St 52" bringen die nötigen Bestimmungen über die Beschaffenheit des neuen Baustoffes und Konstruktions- und Berechnungsregeln.

10. Die „Lichtbogenschweißung" wurde nach gründlichen Versuchen auch im Brücken- und Ingenieurhochbau eingeführt. Die Schweißverbindungen bieten gegenüber den Nietverbindungen oft erhebliche wirtschaftliche Vorteile und in vielen Fällen auch konstruktive Vorzüge. Dynamisch beanspruchte Fachwerkträger können jedoch heute noch nicht mit genügender Sicherheit im Schweißverfahren hergestellt werden. Bei der Herausgabe der DIN 4100 „Vorschriften für geschweißte Stahlbauten" wirkte die Deutsche Reichsbahn maßgebend mit.

11. Zur wesentlichen Erleichterung der Entwurfsarbeiten wurden die „Hilfswerte für das Berechnen und Entwerfen stählerner Eisenbahnbrücken" (HE) herausgegeben.

12. Im Brückenmeßwesen wurde von der Deutschen Reichsbahn in langjähriger Arbeit ein „dynamisches Meßgerät — der sogenannte Kohlefernmesser — durchgebildet, durch das auf elektrischem Wege statische und dynamische Spannungen einwandfrei ermittelt werden können. Auch zur Feststellung statischer und dynamischer senkrechter und waagerechter Durchbiegungen von Brücken stehen jetzt einwandfrei arbeitende Geräte zur Verfügung.

Zur Feststellung des dynamischen Verhaltens ganzer Bauwerke und zur dynamischen Untersuchung von Probeträgern besitzt die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft sogenannte „Schwingungsmaschinen".

Abb. 1. Unterführung der Voltairestraße in Berlin.

Abb. 2. Friedatalbrücke bei Schwebda.

13. Zur Prüfung der Güte der Schweißnähte an Bauten in der Werkstatt und auf der Baustelle wurde eine Röntgenanlage beschafft. Sie hat sich für diesen Zweck sehr gut bewährt und auch für die Ermittlung der Eiseneinlagen in älteren Eisenbetonbauten, von denen keine Zeichnungen und Berechnungen vorhanden waren, sehr gute Dienste geleistet.

14. Zur Klärung noch offener Fragen wurden teils selbständig, teils in Verbindung mit anderen interessierten Stellen folgende Versuche durchgeführt:

a) Versuche zur Feststellung der Knickspannungslinie stählerner Druckstäbe.
b) Versuche zur Ermittlung der Knickfestigkeit hölzerner Druckglieder.
c) Versuche zur Erprobung von Anstrichstoffen und Anstrichverfahren von Stahlbauwerken.
d) Versuche zur Feststellung der Dauerfestigkeit von ungelochten, gelochten und genieteten Stäben der verschiedenen Stahlsorten.
e) Versuche zur Ermittlung der Dauerfestigkeit von Schweißverbindungen.
f) Versuche zur Feststellung des Zusammenwirkens von Nieten und Schweißnähten.
g) Versuche zur Feststellung der Eignung des Schweißeisens für das Zusammenschweißen mit Flußeisen.
h) Versuche zur Ermittlung der Bremsbeanspruchung der Lager, Widerlager und Pfeiler der stählernen Brücken.
i) Versuche zur Feststellung des Korrosionswiderstandes der verschiedenen Baustähle.
k) Versuche zur Feststellung der verschieden großen Durchbiegungen der beiden Hauptträger zweigleisiger Eisenbahnbrücken bei einseitiger Belastung.
l) Versuche zur Feststellung des Reibungskoeffizienten zwischen Baugrund und Bauwerk.
m) Versuche zur Ermittlung der Druckverteilung unter der Sohle von Pfeilern und Widerlagern durch Einbau von Meßdosen nach dem System Goldbeck[1]).

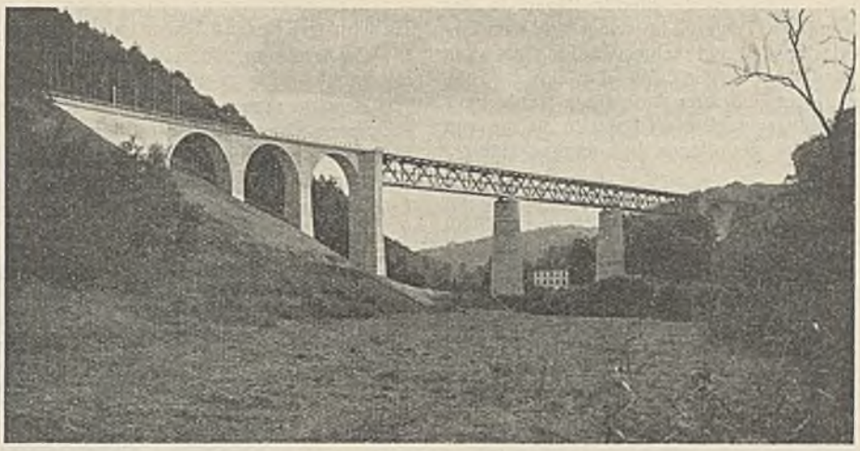


Abb. 3. Eistalbrücke.

15. Um die großen dynamischen Einflüsse, die die Schienenstöße auf den Brücken und im unmittelbaren Anschluß an diese jenseits der Widerlager auf die Brücken und Widerlager ausüben, auszuschalten, wurden diese Schienenstöße in großem Umfange geschweißt.

16. Zur Sicherstellung der einwandfreien und schnellen Prüfung der Baustoffe für Bauten aus Mauerwerk und Beton, namentlich auch der Abdichtungsstoffe, und zur Beratung der Baustellen in den Fragen der richtigen Auswahl solcher Baustoffe wurden bei den Reichsbahndirektionen die Baustoffprüfstellen eingerichtet.

Abb. 4. Überführung der Ringbahnpersonengleise über die Hamburg-Lehrter Bahn.

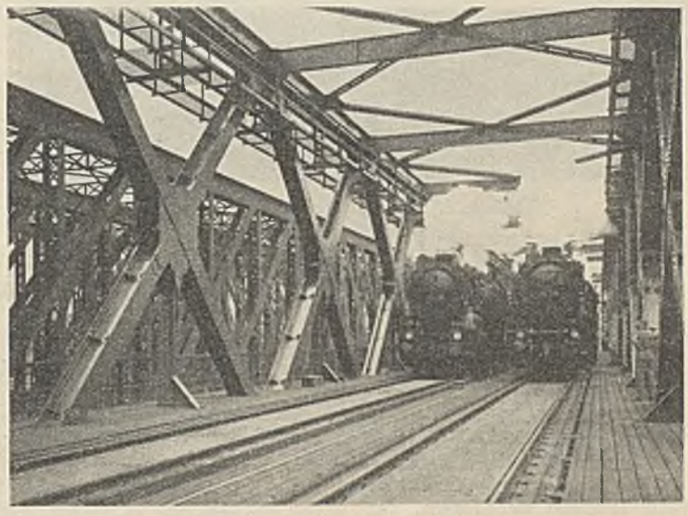


Abb. 6. Neue Eisenbahnbrücke über den Rhein zwischen Ludwigshafen und Mannheim. Durchblick.

Abb. 5. Gesamtansicht der alten und der neuen Brücke über den Rhein zwischen Ludwigshafen und Mannheim.

In den letzten zehn Jahren mußte die Deutsche Reichsbahn infolge des Anwachsens der Betriebslasten eine sehr große Anzahl großer, mittlerer und kleiner stählerner Überbauten durch stärkere ersetzen. Hierbei wurden schlichte, einfache und ansprechende Trägerformen gewählt und bei Brücken mit mehreren Öffnungen solche Trägerarten bevorzugt, die ein geschlossenes Brückenbild gaben. Der vollwandige Träger verdrängte den gegliederten Träger bis zu

[1]) Vgl. Bautechn. 1932, Heft 35, S. 443.

Stützweiten von 40 m und mehr. Die Gründe hierfür liegen in der längeren Lebensdauer des vollwandigen Trägers, in seiner größeren Unempfindlichkeit gegenüber Überlastungen und seinem befriedigenderen Aussehen gegenüber dem gegliederten Träger. Auf die einwandfreie, kräftige Ausbildung der Fahrbahnträger und ihrer Anschlüsse wurde ganz besonderer Wert gelegt, weil erfahrungsgemäß diese Bauteile als die von den Betriebslasten am unmittelbarsten getroffenen bei unzweckmäßiger Bauart bald zerstört werden.

Teilweise wurden Brücken mit stählernen Überbauten durch Brücken aus Stein oder Beton ersetzt, aber auch umgekehrt Brücken aus Stein oder Beton durch Brücken mit stählernen Überbauten.

Viele stählerne Überbauten wurden mit dem Nietverfahren, aber auch mit dem Schweißverfahren verstärkt.

Viele Brücken aus Stein und Beton wurden durch Auspressen mit Zementmörtel wieder instand gesetzt und durch Einziehen neuer Gewölbe unter oder über den bestehenden verstärkt.

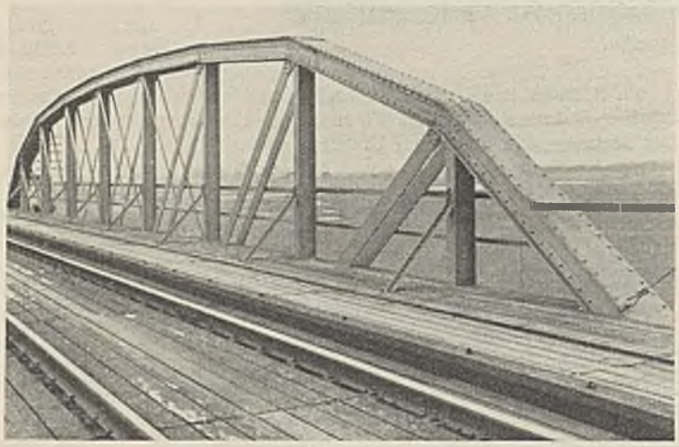


Abb. 7. Elbebrücke bei Dömitz. Unverstärkter Überbau.

Über diese Bauausführungen und über andere Neu- und Ersatzbauten ist in großen Zügen in den ersten Jahresheften der „Bautechnik" vom Jahre 1926 an berichtet worden.

Auf einzelne, in der letzten Zeit vollendete charakteristische Bauwerke sei noch besonders hingewiesen:

1. Unterführung der Voltairestraße in Berlin (Abb. 1).

Vollwandiger, über drei Öffnungen durchgehender Träger mit Gelenken in den Seitenöffnungen. Stützweiten 3,9—12,9—3,9 m.

Bemerkenswertes: Schlichte, einfache Formen der Träger, der stählernen Mittelstützen und der Geländer. Die Mittelstützen sind so stark ausgebildet und gelagert, daß sie durch gegenprallende Straßenfahrzeuge nicht umgeworfen werden können. Die Widerlager sind mit durchgehenden Auflager-Eisenbetonbändern ausgerüstet.

2. Friedatalbrücke bei Schwebda (Abb. 2).

Parallelgurtige Vollwandträger über drei Öffnungen. Stützweiten 23,70—36,45—23,70 m.

Bemerkenswertes: Ruhiges, schönes, sich in die Landschaft einpassendes Brückenbild. Durchlaufende Auflager-Eisenbetonbänder auf Pfeilern und Widerlagern.

3. Eistalbrücke auf der Strecke Eisenberg—Enkenbach in der Pfalz (Abb. 3).

An den Talhängen Eisenbetongewölbe, über dem Tal drei stählerne Überbauten mit parallelgurtigen Fachwerkhauptträgern von je 48 m Stützweite.

Bemerkenswertes: Sehr gutes, sich in die schöne Landschaft einfügendes Brückenbild[1]).

[1]) Vgl. Stahlbau 1932, Heft 22, S. 173 u. f.

4. Überführung der Ringbahnpersonengleise über die Hamburg-Lehrter Bahn in Berlin (Abb. 4).

Zweigleisiger, 88 m weit gestützter stählerner Überbau aus St 52 mit parallelgurtigen, unterteilten Ständerfachwerk-Hauptträgern.

Bemerkenswertes: Schlichte Trägerform. Klarer Durchblick. Geschlossene Querschnitte aller Bauglieder. Vermeidung jeder Vergitterung. Daher sehr ruhiges Brückenbild.

5. Zweigleisige Eisenbahnbrücke über den Rhein zwischen Ludwigshafen und Mannheim (Abb. 5 u. 6).

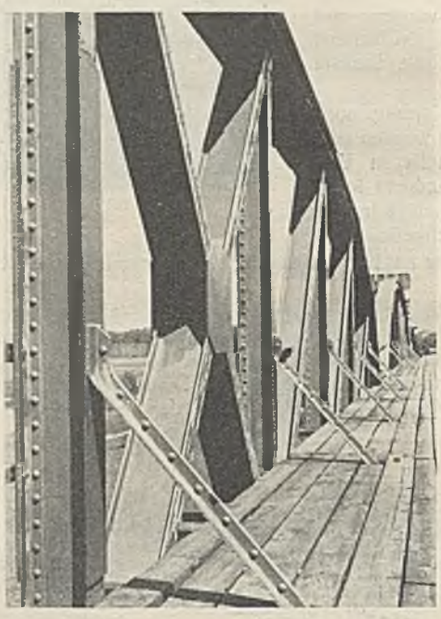


Abb. 8. Elbebrücke bei Dömitz. Verstärkter Überbau.

Über drei Öffnungen durchlaufender stählerner Überbau aus St 52 mit parallelgurtigen Fachwerkhauptträgern von je 91,3 m Stützweite.

Bemerkenswertes: Rhombenausführung der Hauptträger mit Aufhängung der Querträger nur in den Kreuzungspunkten der Streben. Klare, weitmaschige Gliederung der Stäbe der Hauptträger und der Verbände. Vollwandige Ausbildung der Haupttragglieder (vgl. dagegen das Stabgewirr der danebenliegenden alten Brücke)[2]).

6. Verstärkung der schweißeisernen Überbauten der Elbebrücke bei Dömitz durch Schweißung (Abb. 7 u. 8).

Abb. 7 zeigt einen unverstärkten Überbau mit schlaffen Diagonalen, Abb. 8 die durch eingeschweißte Stege versteiften Diagonalen und die durch aufgeschweißte Lamellen verstärkten Pfosten. Die unverstärkten Überbauten wiesen große Durchbiegungen, starke Schwankungen und erhebliche Ausbiegungen der schlaffen Diagonalen unter den Betriebslasten auf. Durch die eingeschweißten Verstärkungen sind diese Mißstände restlos beseitigt worden.

7. Geschweißte Bahnsteighalle des Bahnhofes Jannowitzbrücke in Berlin (Abbild. 9).

Einfache, klare, schön wirkende Innenansicht. Gute Belichtung.

Abb. 9. Halle Jannowitzbrücke.

Möchte die „Bautechnik" im zweiten Jahrzehnt ihres Bestehens ebenso wie im ersten Jahrzehnt Gelegenheit haben, weitere große Fortschritte auf allen Gebieten des Bauingenieurwesens bekanntzugeben.

[2]) Vgl. u. a. Bautechn. 1932, Heft 45, S. 595 u. f.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Arbeiten der Reichswasserstraßenverwaltung im Jahre 1932.

Von Ministerialdirektor Dr.-Ing. ehr. Gährs.

Die bekannten schwierigen finanziellen Verhältnisse des Deutschen Reiches wirkten sich bei Aufstellung des Haushaltsplanes 1932 für die Reichswasserstraßen in ziemlich katastrophaler Weise aus. Immer wieder wurden neue Abstriche vorgenommen, so daß der schließlich durch Notverordnung in Kraft gesetzte Haushaltplan für 1932 nur noch folgende Mittel bereit stellte:

für Unterhaltung und Betrieb der Binnenwasserstraßen 24 000 000 RM (gegenüber 28 494 000 RM, die für 1931 endgültig zur Verfügung standen);

für Unterhaltung und Betrieb der Seewasserstraßen (ohne Kaiser-Wilhelm-Kanal) einschließlich des Seezeichen- und Lotsenwesens . . . . . 15 534 000 „ (gegenüber 17 419 000 RM als endgültige Summe für 1931).

Der außerordentliche Haushalt kam vom Jahre 1932 ab in Fortfall, und es wurden die einmaligen Ausgaben, aber ausschließlich Geräteersatz, und die Ausgaben für Neubauten und größere Bauvorhaben zusammengefaßt und hierfür insgesamt bereitgestellt die Summe von . . . . . 50 362 300 „ (gegenüber 87 301 500 RM im Jahre 1931).

Diese starke Kürzung der Mittel hatte zur Folge, daß an eine Inangriffnahme neuer Bauarbeiten nicht zu denken war und daß sogar eine Reihe wichtiger Bauvorhaben, zunächst eingestellt werden mußten, wie der Bau der zweiten Schleuse Ransern bei Breslau sowie die Arbeiten an der Elbe bei Barförde und am Kurzen Wurf. Es gelang dann aber, im Sommer aus den Mitteln des Arbeitsbeschaffungsprogramms einen Betrag von 50 Mill. RM. für die Aufgaben an den Reichswasserstraßen zu erhalten, mit denen es möglich war, alle stillgelegten Arbeiten weiterzuführen und darüber hinaus in allen Strom- und Kanalgebieten eine Reihe von Aufgaben, die früher immer zurückgestellt werden mußten, durchzuführen, bzw. große begonnene Bauten energischer als bisher zu fördern. Die Mittel aus der Arbeitsbeschaffung verteilen sich auf etwa 120 Einzelvorhaben, die, abgesehen von einigen großen Projekten, in den Jahren 1932 und 1933 durchgeführt werden müssen, so daß über alles gesehen im Jahre 1932 an den Wasserstraßen eine lebhafte Tätigkeit einsetzte, die sich in den einzelnen Bezirken wie folgt auswirkte:

A. Seewasserstraßen.

1. Verbesserung des Fahrwassers nach Elbing.

Der Ausbau der Fahrstraße Elbing—Pillau durch Vertiefung von 3,14 m auf 4,00 m unter MW konnte infolge des frühen Frosteintritts im Jahre 1931 nicht vollständig durchgeführt werden. Die Restarbeiten sind 1932 beendet worden.

2. Verbesserung der Seeschiffahrtstraße Stettin—Swinemünde.

Der im Jahre 1924 begonnene Ausbau der Seeschiffahrtstraße Stettin—Swinemünde zur Herstellung einer Wassertiefe von 9 m wurde fortgesetzt; er soll Schiffen von 8000 Bruttoregistertonnen und 8 m Tiefgang den Zugang von der See zum Stettiner Hafen mit 50 cm Spielraum unter dem Schiffskiel noch bei Wasserständen ermöglichen, die 50 cm unter dem gewöhnlichen Wasserstande liegen.

Im Anschluß an die Herstellung des Durchstiches durch den Schützenwerder unterhalb von Stettin im Jahre 1931 ist der Durchstich durch das zwischen Oder und dem Dammschen See gelegene Große Oderbruch im Unternehmerbetrieb fertiggestellt und am 1. Oktober 1932 in Betrieb genommen (Abb. 1). Die früher zwischen Stettin-Gotzlow und Ihnamünde stark gekrümmte und unübersichtliche Fahrwasserstrecke der Oder hat nach Fertigstellung dieser beiden Durchstiche und der dadurch erst ermöglichten einwandfreien Befeuerung mit den bereits in Betrieb befindlichen Richtfeuern Ihna und Swante eine bedeutende Verbesserung erfahren, so daß für die Navigierung jetzt keine Schwierigkeiten mehr bestehen. Die angeschnittenen Ufer der beiden Durchstiche konnten in

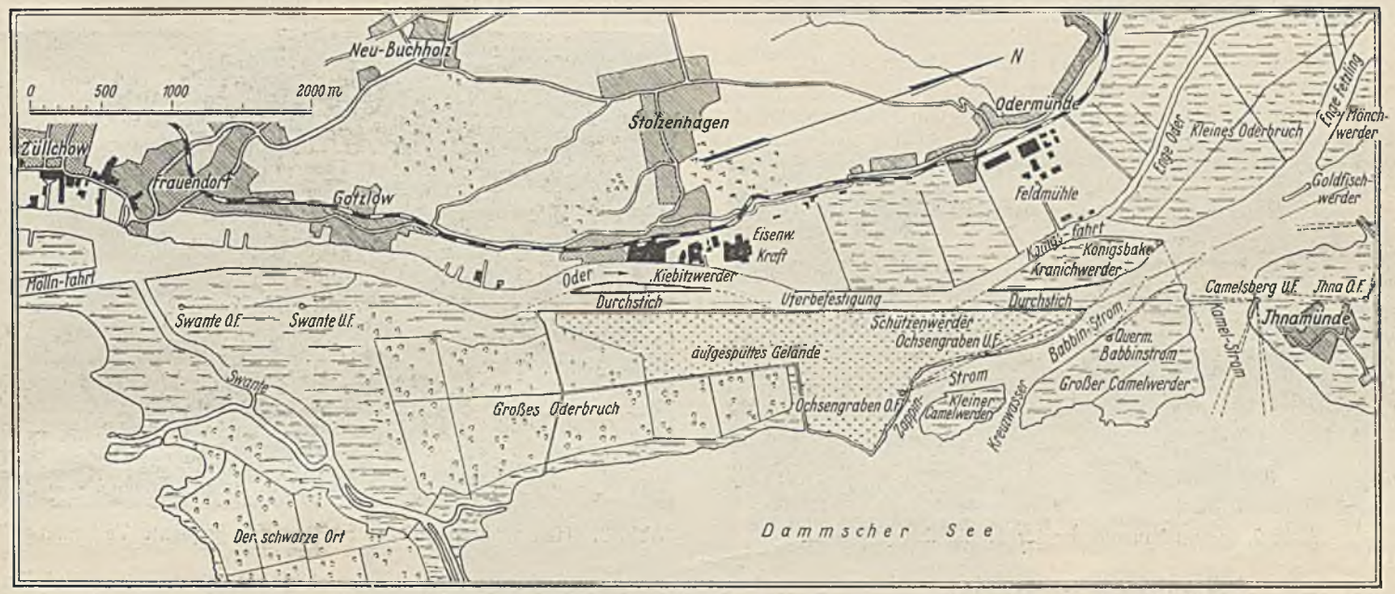


Abb. 1. Lageplan der Oder unterhalb Stettin.

diesem Jahre teils im Eigenbetrieb, teils im Wege des Arbeitbeschaffungsprogramms durch Unternehmer bereits auf ganzer Länge — rd. 5300 m — befestigt werden.

Auch die Uferbefestigungsarbeiten in der Mellinfahrt bei Swinemünde sind fast völlig fertiggestellt.

Die umfangreichen Baggerungen im Eigenbetriebe nahmen auf der ganzen Strecke von Stettin bis Swinemünde planmäßig ihren Fortgang. Die angestrebte Wassertiefe ist schon überall erreicht, mit Ausnahme einer rd. 5 km langen Strecke im Papenwasserdurchstich, sowie einer kurzen Strecke bei Schwankenheim am Südende des Papenwassers und in der Mellinfahrt.

Von dem Umfang der bisher geleisteten Baggerarbeiten geben folgende Zahlen ein Bild. Seit 1924 sind insgesamt rd. 27 Mill. m³ Boden (im Prahm gemessen) gebaggert worden, davon im Jahre 1932 rd. 2,1 Mill. m³. Das Baggergut konnte zu einem großen Teil nutzbringend Verwendung finden zur Aufhöhung von niedriggelegenen Ländereien und zur Schaffung von Neuland oder Badestrand für Orte am Haff, Papenwasser und an der unteren Oder.

Für die Baggerarbeiten im Eigenbetrieb mußten in den Jahren 1925 bis 1932 als Ersatz von abgängigen Geräten mit einem Kostenaufwand von rd. 2 230 000 RM verschiedene Geräte neu beschafft werden, die nach dem Ausbau bei der späteren Unterhaltung Verwendung finden sollen. Neben zwei Schleppfahrzeugen und sechs Spülschuten von 300 m³ Laderaum sind besonders zu erwähnen die beiden Dampfbagger „Usedom“ und „Swantewitz“ von je 200 PSi mit einer Stundenleistung von je 300 m³, sowie der Spüler „Ziegenort“ mit Dieselmotorantrieb, der bei einer Leistung von 575 PSe rd. 300 m³ Baggerboden stündlich auf eine Entfernung von 1200 m 5 m hoch aufspülen kann.

Auf Grund des Arbeitsbeschaffungsprogramms ist Anfang September in der Mellinfahrt mit dem Bau eines Schutzbauwerkes gegen Hochwassereinströmungen begonnen worden. Durch dieses Bauwerk wird das Durchflußprofil beiderseits im Bereich der Uferböschungen durch einen vorspringenden, mit eisernen Spundwänden gefaßten Keil eingeschränkt. Abb. 2 zeigt die östliche Seite des Bauwerkes und läßt die beabsichtigte Einschnürung des Swinestromes erkennen.

Weiterhin ist auf Grund des Arbeitsbeschaffungsprogramms die seit Jahren geplante Regulierung der unteren Swine, bei der zum Schutze des Leuchtturms Osternothafen und der Ostmole neben umfangreichen Baggerungen eine Verlegung und Verkürzung des weit in den Strom vorspringenden Hohenzollernbollwerkes sowie ein Umbau der Gleise des Hafenbahnhofs vorgesehen sind, in Angriff genommen worden. In die Fliegeraufnahme (Abb. 3) ist in der rechten oberen Ecke die Verschwenkung und Verkürzung des Bollwerks sowie die Begrenzungslinie für die Baggerungen eingetragen. Die Arbeiten werden Anfang 1933 beendet sein.

Als Arbeiten, die über den Rahmen der laufenden Unterhaltung hinausgehen, sind noch die Hebung der versackten Westmole an der Swinemündung, sowie die Verlängerung der Westmole an der Dievenowmündung zu nennen. Letztere Arbeit hat den Zweck, die Spülströmung der Dievenow länger zusammen zu halten, um dadurch die Barrenbildung vor der Mündung zu erschweren. Die erforderlichen Mittel sind im Rahmen des Arbeitsbeschaffungsprogramms bereitgestellt worden.

Abb. 2. Schutzbauwerk in der Mellinfahrt (Ostseite).

3. Die Elbe unterhalb Hamburg.

Die Regulierungsarbeiten an der Ostebank und am Pagensand sind planmäßig fortgesetzt worden. Am Osteriff beschränken sich die Neubauarbeiten in der Hauptsache noch auf die Fertigstellung der Strombauwerke; die Herstellung des Fahrwassers in der neuen, wesentlich gestreckteren Lage und mit einer um rd. mindestens 2 m vergrößerten Tiefe ist im allgemeinen beendet. Ob nach der Fertigstellung der Strombauwerke des vorläufigen Planes bereits eine vollständige Selbsträumung des Fahrwassers eintreten wird oder ob und inwieweit zur Erreichung einer solchen noch etwa ergänzende strombauliche Maßnahmen zweckmäßig sein werden, unterliegt der Prüfung. Am Pagensand hat im Zusammenhang mit dem Bau der Strombauwerke durch umfangreiche Baggerungen bereits jetzt eine erhebliche Streckung und Verbreiterung des Fahrwassers durchgeführt werden können. Die vor der Inangriffnahme der Regulierung vielfach geäußerten Befürchtungen, daß diese ungünstige Einwirkungen auf die Binnenelbe und die Pinnau und Krückau haben könnten, haben sich bisher nicht bestätigt.

Neben den fortgeführten Arbeiten zum Ausbau der Ufer der Lühe hat nunmehr auch der Ausbau der Ufer der Este unter Beteiligung einer hierzu gebildeten Ufergenossenschaft an den Kosten begonnen werden können. Beide Maßnahmen haben eine erhebliche Förderung und Beschleunigung durch das Arbeitsbeschaffungsprogramm erfahren.

Im Rahmen dieses Programms sind ferner eine Reihe örtlicher Regulierungsmaßnahmen an der Krückau begonnen worden, die eine weitere Verbesserung der Stromführung, der Schiffahrt- und Uferverhältnisse zum Ziele haben.

Ähnliche Ausführungen als Notstandsmaßnahmen werden an der Eider unterhalb Rendsburg ausgeführt und auch an der Pinnau und Stör vorbereitet und dort voraussichtlich bald begonnen werden.

4. Die Weser unterhalb Bremen.

An der Unterweser sind nunmehr auch die Restarbeiten an der Stromkrümmung bei Vegesack ausgeführt und damit der Ausbau für 8 m tiefgehende Schiffe abgeschlossen. Das Ausbauverfahren hat im preußischen Gebiet einen vorläufigen Abschluß durch die endgültige Entscheidung der Ministerialinstanz im Beschwerdeverfahren gefunden; endgültig ist damit aber eine größere Zahl von Ansprüchen noch nicht erledigt; die Entscheidung über sie ist einem späteren Verfahren vorbehalten geblieben, das eingeleitet werden soll, sobald die durch den Ausbau eingetretenen Veränderungen der Wasserverhältnisse abschließend übersehen werden können, was naturgemäß erst nach einer Reihe von Jahren der Fall sein wird.

Neben dem Ausbauverfahren für das preußische Gebiet läuft vor besonderen oldenburgischen bzw. bremischen Beschlußbehörden je für das oldenburgische bzw. bremische Gebiet ein getrenntes Verfahren; diese sind noch nicht abgeschlossen. Die einstweilen noch fehlende Vereinheitlichung des Verfahrens und des materiellen Rechts für den Ausbau von Wasserstraßen hat bei der Gemengelage der drei Länder im Unterwesergebiet zu ganz besonders auffälligen Erschwerungen und Verzögerungen in der Planfeststellung geführt. Für Oldenburg und Bremen haben sogar erst besondere Gesetze ad hoc geschaffen werden müssen.

Die bei Elsfleth in die Weser mündende Hunte, deren Begradigung und teilweise Vertiefung und Verbreiterung im Rahmen des Küstenkanalbaues geplant und teilweise — durch Deichverlegungen und einzelne Durchstiche — auch schon eingeleitet ist, wird zur Zeit durch Vorwegnahme einzelner Maßnahmen dieses Planes, die aber auch für sich einen selbständigen Erfolg versprechen, im Rahmen des Arbeitsbeschaffungsprogramms verbessert. Es werden einige Deichverlegungen und Durchstiche ausgeführt. Damit werden auch die Seeschiffahrtinteressen des Hafens Oldenburg gefördert.

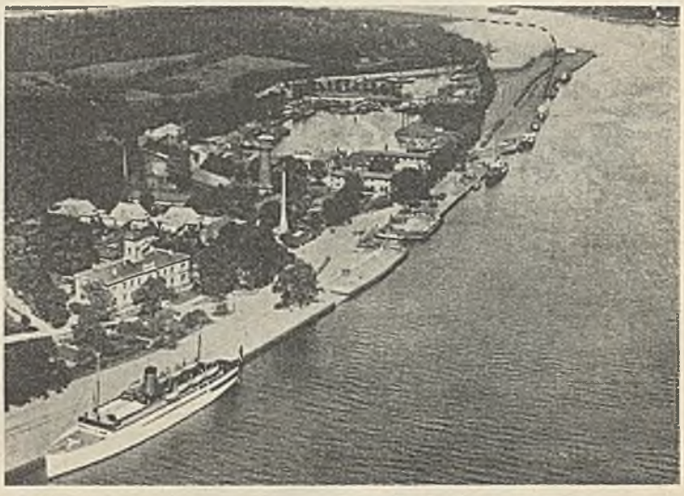


Abb. 3. Hohenzollernbollwerk Swinemünde (geplante Verkürzung).

5. Die Ems unterhalb Pagenburg.

Die Teilregulierung der Ems an der Knock ist im großen und ganzen abgeschlossen; im Gange ist noch durch Baggerung die Herstellung des Fahrwassers in der endgültig geplanten gestreckteren Linienführung. Schon bei der Ausführung dieser Baggerungen zeigt sich, daß die bisher die Fahrwasserunterhaltung stark erschwerenden und verteuernden Querströmungen aus der durch die Regulierungswerke nunmehr abgeschnittenen Nebenrinne aufgehört haben, so daß nach Herstellung des neuen Fahrwassers auch mit seiner ständigen Offenhaltung ohne erhebliche Baggerungen wird gerechnet werden dürfen. Ein Beharrungszustand kann in diesem ganzen Strombereich von Emden bis in das ostfriesische Gatje aber erst eintreten, wenn auch oberhalb der Knock die Ursachen ständiger Sandeintreibungen, die hier infolge von Querströmungen über die Geiseplate aus dem Dollart kommen, durch Regulierung unterbunden sein werden. Erfreulicherweise ist es möglich, diese rd. 2 Mill. RM erfordernde weitere Teilregulierung im Rahmen des Arbeitsbeschaffungsprogramms durchzuführen; die Arbeiten sind im Gange. Von ihnen wird wie an der Knock neben der Erleichterung für die Schiffahrt eine bedeutende finanzielle Entlastung durch dauernde Ersparnis an Baggerkosten erwartet.

6. Die Insel Borkum.

Der Umbau der Buhnen 1 bis 7 ist beendet; der durch den Umbau erstrebte technisch-wirtschaftliche Erfolg, die Buhnen gegenüber den Angriffen der See standsicher zu machen und ihre Unterhaltungskosten auf ein Mindestmaß einzuschränken, ist nach den in vielen Sturmfluten inzwischen gesammelten Erfahrungen erreicht. Die Ursachen der ständigen Strandabnahme mit all ihren Folgen für die Sicherheit des ganzen Inselschutzes sind damit noch nicht beseitigt und konnten damit nicht beseitigt werden; sie liegen in dem — elementaren Gesetzen und Gewalten folgenden — Herandrängen einer tiefen Strömung, des Strandgatje, an die Insel. Weitere Maßnahmen, die diesen Ursachen zu begegnen imstande sind, werden nicht umgangen werden können und sind in Vorbereitung.

7. Der Kaiser-Wilhelm-Kanal.

Die Verkabelung des Fernsprech- und Fernschreibnetzes wurde fortgesetzt, sie soll 1933 beendet werden.

Abb. 4. Staudamm Ottmachau mit Grundablaß.

8. Seezeichenwesen.

Nordseegebiet.

Die deutschen Seefunkfeuer der Nordsee wurden am 1. Oktober 1932 einer im Jahre 1931 in London zwischen England, Frankreich, Holland, Deutschland, Dänemark und Norwegen getroffenen Vereinbarung entsprechend in einen sämtliche Seefunkfeuer dieser Länder umfassenden einheitlichen Sendeplan eingegliedert, wobei die Kennungen, Wellenlängen, Sendetöne und Sendezeiten eine Änderung erfuhren.

An der Ems wurden das Leitfeuer Campen und in Verbindung damit das Richtfeuer Rysum zwecks Ersparung von Betriebs- und Bedienungskosten an das Überlandstromnetz angeschlossen und das Leitfeuer Campen dabei von Bogenlicht auf elektrisches Glühlicht umgestellt.

Für die Fischerei- und Kleinschiffahrt wurde zur besseren Befahrung der Osterems am Südostrande des Memmert-Sandes eine mit Flüssiggas betriebene Leuchtbake errichtet.

Auf der Weser wurde zur sicheren Befahrung der Weserstrecke zwischen Beckumer-Siel und Sandstedt im Bereiche der Richtfeuerlinie Großer Pater ein elektrisch betriebenes Uferfeuer erbaut und in Betrieb genommen.

Auf der Elbe wurde zur Bezeichnung der Einfahrt in die Wischhafener Süderelbe ein mit Flüssiggas betriebenes Leitfeuer errichtet.

Im Zusammenhang mit den Arbeiten zur Regulierung des Stromes bei der Insel Pagensand wurde auf dem Kopf des ersten neuen Stacks unterhalb der Insel ein mit Flüssiggas betriebenes Uferfeuer „Pagensand Mitte" errichtet.

Abb. 5. Staudamm Ottmachau. Absturzbauwerk 1.

Ostseegebiet.

An der Schiffahrtstraße Stettin—Swinemünde wurde der Bau des im Jahre 1931 begonnenen Ersatzunterfeuers für das der Befahrung der Kaiserfahrt dienende Richtfeuer Kaseburg fertiggestellt und das neue Feuer, das als elektrisches Glühlichtfeuer und im Störungsfalle als Flüssiggasglühlichtfeuer betrieben wird, endgültig in Betrieb genommen.

Im Rahmen des Ausbaues der Mellinfahrt hat diese an Stelle der bisherigen eine neue Befeuerung erhalten, die aus einem Doppelrichtfeuer (zwei Oberfeuer mit gemeinsamem Unterfeuer) auf der Insel Großer Mellin, einem Gegenrichtfeuer im Friedrichstaler Forst und drei Uferfeuern am Rande des Großen Mellin besteht. Alle diese Feuer werden als elektrische Feuer betrieben.

Auf der unteren Oder sind das Swante-Richtfeuer als Gegenrichtfeuer zu dem im Jahre 1931 erbauten, der Befahrung des Schützenwerder-Durchstichs dienenden Camelsberg-Richtfeuer und das Ochsengraben-Richtfeuer als Gegenrichtfeuer zu dem ebenfalls im Jahre 1931 erbauten, der Befahrung des Damanschen und des Babbin-Stromes dienenden Flankengraben-Richtfeuer in Betrieb genommen worden. Sie werden als Flüssiggasfeuer betrieben. Die Neubefeuerung der Schiffahrtstraße Stettin—Swinemünde im Rahmen ihres Ausbaues kann damit als abgeschlossen gelten. — In der Dievenow wurde die Befeuerung des Fahrwassers nach Wollin durch Inbetriebnahme zweier elektrischer Richtfeuer Sager und Galgenberg vervollständigt. — Die Oderbankbefeuerung wurde den Erfordernissen der tiefgehenden Schiffe angepaßt und durch Auslegen einer großen Leuchtschalltonne auf der Ostseite der Untiefe verbessert.

Im Frischen Haff ist für das der Befahrung der Pillauer Rinne dienende Richtfeuer, um diesem eine größere Schärfe zu geben, ein neues Oberfeuer erbaut worden, während das bisherige Oberfeuer als Leitfeuer Nehrung für den Königsberger Seekanal beibehalten wurde.

Außerdem wurde eine große Zahl kleinerer Verbesserungen an den Leuchtfeuern und der Betonnung vorgenommen.

B. Binnenwasserstraßen.

1. Bezirk Ostpreußen.

Bei den Regulierungsarbeiten an der Krummen Gilge mittels Seitenkanal und Schiffschleuse bei Jedwilleiten wurden nach Beendigung des Aushubes der oberen Kanalhaltung ausschließlich des Anschlusses an die Gilge im Jahre 1932 die Aushubarbeiten der wesentlich kürzeren unteren Haltung bis an den Gilgedeich heran fertiggestellt. Der Aushubboden wurde für die Schüttung des nördlichen Deiches der oberen Haltung verwendet, so daß nach dessen Fertigstellung im nächsten Jahre der Durchstich von der oberen Haltung zur Gilge ausgeführt werden kann. Ferner wurden die Grundbauten des Schöpfwerkes zur Entwässerung des abgetrennten Polders ausgeführt, um die vorhandene Grundwasserabsenkung auszunutzen. Im übrigen mußte der Bau des Schöpfwerkes wegen Geldmangels auf das nächste Jahr verschoben werden.

Wie bereits früher angegeben, ist die Kanalisierung des Oberpregels von Insterburg bis Woynothen fertiggestellt. Bis auf die Zwischenstrecke von Woynothen bis Wehlau ist der Pregel jetzt jederzeit — wenn nicht Hochwasser oder Eisstand ist — für Fahrzeuge von 1,10 m Tiefgang befahrbar. Für diese Zwischenstrecke sind auch bereits Entwürfe für die Weiterkanalisierung aufgestellt, bzw. werden sie zur Zeit noch bearbeitet.

Aus Mitteln des Arbeitbeschaffungsprogramms sind für die eine der beiden noch erforderlichen Staustufen — Taplacken — 1 400 000 RM zur Verfügung gestellt, so daß mit diesen Arbeiten noch im Herbst 1932 begonnen werden konnte. Neben diesen Kanalisierungsarbeiten muß noch der sehr stark gewundene Pregellauf auf der Strecke Woynothen—Wehlau etwas begradigt werden, um die Strecke voll leistungsfähig zu machen. Es handelt sich hierbei um geringe Abflachungen, Verbauen von Übertiefen in starken Kurven und verschärfte Regulierungsarbeiten. Diese Arbeiten sind bisher aus den laufenden Unterhaltungsmitteln und Zuschüssen dazu ausgeführt worden. Um die Arbeit zu beschleunigen, sind ebenfalls aus den Mitteln des Arbeitsbeschaffungsprogramms 322 000 RM zur Verfügung gestellt worden.

2. Odergebiet.

a) Die Arbeiten am Staubecken bei Ottmachau sind auch im Jahre 1932 tatkräftig gefördert worden, so daß das Staubecken dem Plane gemäß im Frühjahr 1933 in Betrieb genommen wird.

Der 6,5 km lange hufeisenförmige Staudamm (Abb. 4) und die als Hochwasserentlastung dienende, ebenfalls etwa 6,5 km lange Umflutmulde sind fertiggestellt. Die Abnahme fand am 15. Oktober 1932 statt. Auch die drei Absturzbauwerke der Umflutmulde (Abb. 5) sind vollendet worden. Der Bau des 236 m langen und über 5 m hohen Überfallbauwerkes (Abb. 6), das die aus dem Becken überströmenden Hochwässer in die Umflutmulde abgibt, geht seinem Ende entgegen. Die für eine planmäßige fischereiliche Bewirtschaftung und aus sanitären Gründen notwendige Vorflutregelung und Abholzung im Beckengelände sind im Gange.

(Fortsetzung folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Neuzeitlicher Ausbau der Staatsstraßen in Bayern.

Von Ministerialrat Vilbig, München.

Als im Jahre 1926 in Bayern begonnen wurde, die Staatsstraßen nach dem Bauprogramm um- und auszubauen, wie es in der Denkschrift vom Jahre 1925 „Die Bayerischen Staatsstraßen. Die Ursachen ihres Verfalles und die notwendigen Maßnahmen zu ihrer Verbesserung" entwickelt ist, lagen die Straßenverhältnisse in Bayern ebenso wie in den meisten deutschen Ländern gar sehr im argen.

Während des Krieges und in der anschließenden Inflationszeit wurde an den Straßen förmlich Raubbau getrieben. Aus Mangel an Arbeitskräften, Betriebsmitteln und Geld kamen in dieser Zeit rd. 776 000 m³ Deckmaterial zu wenig auf die rd. 6750 km messenden Staatsstraßen. Die Straßendecken waren teilweise bis auf den Grundbau abgefahren. Die Straßen waren voller Schlaglöcher und glichen vielfach einem Acker. Der Verkehr war sehr erschwert und die Verkehrsmittel litten außerordentlich. Dichte Staubwolken begleiteten die Kraftfahrzeuge und wurden zu einer Qual für Menschen und Tiere.

Dabei hatte der Kraftwagenverkehr sich 1926 gegenüber der Vorkriegszeit etwa vervierfacht und bekam, als nach der Inflationszeit eine wirtschaftliche Besserung und später sogar eine Scheinblüte einsetzte, eine schnelle Steigerung. Die Zunahme betrug gegenüber dem Vorjahr durchschnittlich etwa 25 %.

Heute, sechs Jahre nach dieser Zeit, kann man sich in die damaligen Verhältnisse nicht mehr recht zurückdenken. Man ist vielfach schon so verwöhnt, daß man sich über Straßenstrecken beklagt, mit deren Zustand man damals sehr zufrieden gewesen wäre.

Die Finanzierung des Straßenausbaues in Bayern wurde bis 1931 fast ausschließlich durch die Kraftfahrzeugsteuer ermöglicht, die seit Erlaß des Kraftfahrzeugsteuergesetzes vom 21. Dezember 1927 als reine Zwecksteuer nur für Wegebauzwecke verwendet werden durfte. Der Gesamtertrag der Kraftfahrzeugsteuer stieg von 105 Mill. RM im Jahre 1926 auf 209 Mill. RM in den Jahren 1929 und 1930. 1931 fiel er infolge der eingetretenen wirtschaftlichen Depression auf 192 Mill. RM und wird voraussichtlich in diesem Jahr noch stark weiter herabsinken. Dementsprechend gestaltete sich auch der schlüsselmäßige Anteil Bayerns an der Kraftfahrzeugsteuer: 1926 bis 1930 jährlich rd. 13,8 bis 27,6 Mill. RM, 1931 rd. 22,9 Mill. RM. Dieser Anteil wurde wiederum seit dem Jahre 1928 verteilt in folgender Weise: 55 % Staat, 27 % Bezirk, 18 % Gemeinden.

Mit den verhältnismäßig sehr beschränkten Mitteln, die der Staatsbauverwaltung seit dem Jahre 1926 darnach zur Verfügung standen, wurde die Unterhaltung der insgesamt rd. 6750 km Staatsstraßen durchgeführt. Gleichzeitig wurde es ermöglicht, alljährlich bis zum Jahre 1931 soviel Anleihe aufzunehmen, zu verzinsen und zu tilgen (18jährige Tilgungsdauer gerechnet), daß der neuzeitliche Ausbau der Staatsstraßen (Beseitigung von Verkehrshindernissen und neuzeitliche Decken) programmgemäß durchgeführt werden konnte.

Die wirtschaftlichen Schwierigkeiten, die seit dem Jahre 1931 überall eingetreten sind, machen sich auch in Bayern sehr bemerkbar. Der Unterhaltungsaufwand für die Straßen wurde auf das alleräußerste abgedrosselt. Neubauten und Decken konnten nur als Notstandsarbeiten und im Rahmen des Reichsarbeitsbeschaffungsprogramms zur Ausführung gelangen.

Trotz aller finanziellen Schwierigkeiten ist heute nach siebenjähriger Bauzeit doch schon ziemlich viel erreicht.

Insgesamt sind einschließlich der zur Zeit noch in Ausführung befindlichen Neubauten des Arbeitsbeschaffungsprogramms rd. 600 km Staatsstraßen umgebaut und die hier befindlichen Verkehrshindernisse beseitigt. Da Verkehrshindernisse (Steigungen, unübersichtliche und scharfe Kurven, geringe Straßenbreite, schlechte Untergrundverhältnisse usw.) nach den Erhebungen im Jahre 1925 durchschnittlich auf rd. 3442 km Staatsstraßen vorhanden waren, sind also bis jetzt rd. 17,5 % aller Verkehrshindernisse beseitigt.

Rd. 4210 km, d. s. rd. 62,3 % aller Staatsstraßen, besitzen heute eine neuzeitliche Decke.

Davon sind

rd. 3120 km = rd. 74,2 % Walzdecken mit Oberflächenbehandlung,

rd. 340 km = rd. 8,1 % bituminöse Tränkdecken, Teerschotterdecken (Einstreudecken, Teerfugendecken usw.) und Zementschotterdecken,

rd. 478 km = rd. 11,3 % bituminöse Kunstdecken offener Bauweise (Teer-Makadam, Asphalt-Makadam, Teer-Asphalt-Makadam), bei denen die Erreichung eines Hohlraumminimums in der Tragdecke nicht verlangt ist, die gegen Abnutzung durch eine Oberflächenbehandlung geschützt sind,

rd. 63 km = rd. 1,5 % bituminöse Kunstdecken geschlossener Bauweise, sog. Verschleißdecken (Teerbeton, Asphaltbeton, Sandasphalt, Walzasphalt oder Topeka, Guß- oder Stampfasphalt, Bitulithikdecken usw.),

rd. 212 km = rd. 5 % schwere Decken (davon 32,2 km Betonstraßen, der Rest fast ausschließlich Kleinpflasterdecken).

Die Grundsätze, die in der Denkschrift 1925 für den Ausbau der Staatsstraßen aufgestellt wurden, werden auch heute noch im allgemeinen festgehalten. Es hat sich namentlich kein Anlaß ergeben, von den technischen und wirtschaftlichen Grundlagen abzuweichen.

Die Voraussetzungen finanzieller Art, also die Bereitstellung der erforderlichen Mittel zur Durchführung des Mindestbauprogramms, dagegen haben sich besonders in den letzten Jahren nicht in vollem Maße erfüllen lassen.

Von Anfang an sah man klar, daß die finanziellen Mittel, mit denen vernünftigerweise gerechnet werden durfte, nicht ausreichen, in wenigen Jahren sämtliche Straßen mit neuzeitlichen Decken zu versehen oder gar die Straßen in ihrer Gesamtheit so vollständig umzubauen, daß sie nach Linienführung, Breite, Querprofil usw. vollkommen den Wünschen und Bedürfnissen des Kraftwagenverkehrs entsprechen. Das Bauprogramm wurde deshalb von vornherein auf 15 Jahre erstreckt. Im Anfang wurden viele Stimmen laut, die gegen diese lange Dauer ankämpften, sie als falsch bezeichneten und die Forderung erhoben, daß in längstens 8 Jahren das Programm durchgeführt werden müsse. Alle diese rechneten nicht mit den finanziellen Möglichkeiten. Die Entwicklung, die die deutsche Volks- und Finanzwirtschaft seitdem genommen hat, hat der nüchternen Annahme der Staatsregierung vollauf recht gegeben.

Auch die Annahme, die in der Denkschrift über die voraussichtliche Entwicklung des Kraftfahrzeugverkehrs gemacht wurde, daß die Verkehrszunahme voraussichtlich gegenüber dem Jahre 1925 in den Jahren 1928, 1930, (1931), 1932 jeweils das 1,8, 2,8, (3,5), 4,3fache betragen werde, ist bis zum Jahre 1931 vollständig zugetroffen. 1925 zählte man in Deutschland 174 655 Personen- und 80 362 Lastkraftwagen, 161 508 Krafträder und 9264 sonstige Kraftfahrzeuge (Zugmaschinen usw.), zusammen 425 790 Kraftfahrzeuge.

1931: rd. 523 943 Personen-, 161 072 Lastkraftwagen, 792 075 Krafträder und 31 039 sonstige Kraftfahrzeuge, insgesamt also 1 507 129 Kraftfahrzeuge. Die Zahl der Kraftfahrzeuge gegenüber 1925 ist also 1931 rd. 3,5mal größer.

Die Größe des Verkehrs, die im Verkehrsgewicht (Tonnenkilometer) ihren sichersten Ausdruck findet, verläuft durchaus nicht gleichförmig mit der Größe des Verkehrs, gemessen an der Anzahl der Straßenfahrzeuge (Kraftfahrzeuge und bespannte Fuhrwerke). Die Fuhrwerke nehmen absolut und noch mehr relativ mit steigender Zunahme der Kraftfahrzeuge ab. Die leichten Wagen und Krafträder nehmen im Personenkraftverkehr immer mehr zu, ebenso aber auch wächst die Zahl der schweren Personenautobusse. Der Lastkraftwagenverkehr nimmt weniger der Zahl als der Gesamtbelastung nach zu. Besonders die starke Zunahme der Fernverkehrslastzüge verursacht eine außerordentliche Belastung der Straßen. Man könnte vermuten, daß bei der jetzigen wirtschaftlichen Depression der Straßenverkehr eine rückläufige Bewegung einnehmen wird. Die Verkehrszählung, die in den Monaten August und September 1932 auf allen deutschen Fernverkehrsstraßen durchgeführt wurde, scheint aber, wenigstens nach den bis jetzt vorliegenden Teilergebnissen einiger bayerischer Bezirke überraschenderweise zu ergeben, daß der Verkehr sowohl nach der Zahl wie nach dem Gewicht der Fahrzeuge vielfach gegenüber der allgemeinen Verkehrszählung vom Jahre 1928/29 meist zugenommen hat. Ein besonders hoher Prozentteil dieser Verkehrszunahme scheint den Lastkraftwagen zuzukommen.

Bemerkt sei hier nebenbei, daß der Gesamtdurchschnittsverkehr je km bayerischer Staatsstraßen ungefähr dem Verkehrsdurchschnitt auf den Staats- und Provinzialstraßen des Reiches entspricht.

Verkehrszählung	Reichsdurchschnitt		Bayern	
	Anzahl der Fahrzeuge	Gewicht t	Anzahl der Fahrzeuge	Gewicht t
1924/25	142	323	152	351
1928/29	319	733	290	626

Auf jeden Fall haben sich die Verkehrsverhältnisse ungefähr so entwickelt, wie bei Aufstellung der Denkschrift angenommen wurde.

Dementsprechend sind auch die technischen Grundlagen für den Ausbau der Straßen im allgemeinen richtig gewählt und durchgeführt worden. Diese Grundlagen entsprechen im allgemeinen den Richtlinien, die im Jahre 1929 von den Regierungen der Länder im Einvernehmen mit der Reichsregierung für den Ausbau der Fernverkehrsstraßen festgelegt wurden.

Das Hauptgewicht wird nach wie vor auf Schaffung größtmöglicher Übersichtlichkeit für den Fernverkehr gelegt. Die Straßen sollen demgemäß in waagerechter und senkrechter Richtung möglichst zügig und übersichtlich ausgestaltet werden. Krümmungen nicht unter 300 m werden im allgemeinen angestrebt. Wenn bei schwierigen Geländeverhältnissen

schärfere Kurven angewendet werden müssen, werden die Fahrbahnen nach innen verbreitert. Bei Krümmung unter 150 m muß diese Verbreiterung vorgenommen werden, wenn die Fahrbahn nicht breiter als 6 m ist. Diese Verbreiterung soll in den kleinsten Krümmungen (50 m Halbmesser) etwa 1,80 m betragen und ist selbstverständlich um so geringer, je größer der Kurvenhalbmesser ist. Der Übergang zwischen den Geraden und den Krümmungen soll nach Parabeln geschehen. In den Krümmungen unter 300 m ist die Außenfahrbahn zu überhöhen, so daß einseitiges Quergefälle entsteht. Die Fahrbahnüberhöhung kann je nach der Art des vorherrschenden Verkehrs bis zu 6 % betragen. Eine weitergehende Überhöhung der Fahrbahn, wie sie sich aus der Fliehkraft für große Geschwindigkeiten errechnen würde, verbietet die Rücksicht auf den noch bestehenden Verkehr mit Zugtieren. Die einseitige Überhöhung soll in dem gleichen Querschnitt beginnen, wo auch die Verbreiterung der Fahrbahn begonnen wird. Am Krümmungsanfang soll einerseits die volle Überhöhung und anderseits die Hälfte der vorgesehenen Verbreiterung vorhanden sein.

Die möglichst rasche allgemeine Durchführung der Kurvenverbesserung durch einseitige Überhöhung ist zu einer von Jahr zu Jahr dringlicher werdenden Aufgabe des Straßenausbaues geworden. Gestützt auf gewisse Gerichtsentscheidungen sind in verschiedenen Fällen schon Schadenersatzansprüche für Straßenunfälle, die auf Quergefälle in den Kurven zurückgeführt werden, an den Staat gestellt worden. Bei Straßenneubauten (Verlegungen, Umbauten und neuzeitlichen Deckenbauten) werden selbstverständlich gleichzeitig auch die Kurven überhöht. Trotzdem wird noch eine lange Reihe von Jahren vergehen, bis alle notwendigen Kurvenüberhöhungen durchgeführt sind. Nach den Erhebungen im Jahre 1930 waren auf den Staatsstraßen in Bayern insgesamt rd. 11 000 Kurven unter 300 m Halbmesser vorhanden. Die Überhöhung dieser Kurven erfordert einen Gesamtaufwand von rd. 19,5 Mill. RM. Bis heute sind rd. 2000 Kurven bereits mit Überhöhungen versehen.

Eine weitere Maßnahme zur Verbesserung der Übersichtlichkeit in Kurven bildet die Schaffung von sog. Sichtbermen in etwa 1 m Höhe auf den inneren Böschungen.

Anstatt der Verbreiterung zu schmaler Straßen auf die Normalbreite (8 m = 6 + 2 · 1,00 m bei den Fernverkehrsstraßen und = 5,5 + 2 · 1,25 m bei den übrigen Straßen) werden in einzelnen Fällen und aus besonderen Gründen (Schonung vorhandener Alleen, teuere Grunderwerbung, schwierige Geländeverhältnisse usw.) seitlich des alten Straßenkörpers getrennte Rad- oder Fußgängerwege angelegt. Durch die so durchgeführte Trennung und Erleichterung des Verkehrs erübrigt sich oft eine kostspielige Straßenverbreiterung.

Wegen Steigungen werden Straßen in viel weniger Fällen umgebaut, als bei Aufstellung des Programms angenommen wurde. Die Kraftwagen sind heute in der Lage, ohne jede Schwierigkeit Steigungen bis 10 % und mehr zu überwinden. Lediglich die Rücksicht auf Glätte und die dadurch entstehende Gefahr des Rutschens und Schleuderns ergibt die Notwendigkeit, Straßenverlegungen zur Verringerung der Steigungen auszuführen.

Es gibt auch verschiedene neuzeitliche Beläge, die genügend rauh und griffig sind, um auch auf Bergstrecken verwendet werden zu können: Oberflächenteerung mit Grobsplitt, Rauhasphalt, Riesenschotter, Kleinpflaster usw. In verschiedenen Fällen hat es sich als zweckmäßig erwiesen, alte steile Straßenstrecken, jedoch mit zügiger Linienführung, die vor dem Kriege mit Rücksicht auf den Zugtierverkehr unter Anwendung geringer Steigungen (4 bis 5 %) und kleiner Krümmungshalbmesser (damals zulässiger Mindesthalbmesser = 30 m) verlegt wurden, wieder aufzusuchen, die stärksten Steigungen möglichst in der Straßenachse auszugleichen und so die alten Straßen als für den neuzeitlichen Verkehr besser geeignet wieder zu verwenden.

Eine immer größer werdende Sorge für den Straßenbauer bilden die Frostschäden, die sich bei den neuzeitlichen Deckenbelägen naturgemäß viel schlimmer auswirken und viel größere Mittel zu ihrer Behebung erfordern als bei den früheren gewöhnlichen Makadamstraßen. Die Frostschäden, die sich als Frostbeulen, Frostblähungen und Auffaltungen mit Rissebildung in den Decken äußern, sind auf Bodenbewegungen, Quellungen und Hebungen zurückzuführen, die im Untergrunde unter der Einwirkung des Wassers bei Frost eintreten. Besonders empfindlich sind hier Bodenarten, die ihrer Beschaffung nach wenig wasserdurchlässig sind, wie Feinsand, Ton, Letten, Lehm und stark lehmhaltiger Boden. Der ganze Vorgang des Frierens und Auftauens derartig frostgefährlichen Materials, der in der Hauptsache wohl physikalischer Natur ist, ist noch nicht völlig aufgeklärt, die Anschauungen über die Ursache der auftretenden Erscheinung und ihre zweckmäßigste Bekämpfung sind noch geteilt. Zwei jüngere Beamte der bayerischen Staatsbauverwaltung, Reg.-Baurat Dr.-Ing. Syffert und Reg.-Baurat Schönleben, haben sich in den letzten Jahren mit Unterstützung des Ministeriums mit den wichtigen Fragen der Entstehung und Bekämpfung der Frostschäden in den Straßendecken beschäftigt. Das bisherige Ergebnis ihrer Forschungen ist im Jahrbuch für Straßenbau 1930/31 (Richard Pflaum, Verlag, München) niedergelegt. Die Untersuchungen werden noch weiter fortgesetzt.

Die Frostschäden haben in einzelnen Gegenden Bayerns, namentlich im nordöstlichen Franken, aber auch im Osten und Süden des Landes, oft großen Umfang angenommen, der in einzelnen Jahren sich auf viele Zehntausende von RM bezifferte. Leider sind die sichersten Mittel gegen das Auftreten der Frostschäden: Vollständiger Ersatz der frostgefährlichen Materialien, gründliche Entwässerung und Durchlüftung des Untergrundes usw., sehr kostspielig, so daß sie nur in beschränktem Umfange ausgeführt werden können. Auch durch Sperrung des Verkehrs auf den gefährdeten Straßen während der Zeit des Frostaufganges könnten die Schäden sehr vermindert werden. Ich kenne Fälle, wo elastische Teer- und Teerasphaltbeläge bis zu 50 cm aufgetrieben waren, starke Risse bekamen, nach der Austrocknung des Untergrundes wieder in die alte Lage zurückgingen und die Risse sich allmählich wieder vollkommen schlossen. Würde aber über eine solche Aufblähung ein schweres Fuhrwerk gefahren sein, so würde sicher das Rad in den weichen Untergrund eingebrochen und die Decke in großem Umfange zerstört worden sein. Die jetzige schlimme Lage der Straßenbaupflichtigen zwingt daher trotz der wohl verständlichen Klagen und Beschwerden der Verkehrsinteressenten dazu, in der kritischen Zeit des Frostaufganges in Zukunft Verkehrssperrungen in größerem Maße als bisher durchzuführen.

Bevor ich nun zu den Deckenbauten übergehe, noch einige Worte über die sonstigen Straßenzubehörungen.

Alleen werden auch heute noch angelegt, obwohl aus Verkehrsinteressentenkreisen öfters Stimmen laut werden, die sich für völlige Beseitigung der Bäume aussprechen und auf die baumlosen Straßen in Amerika verweisen. Bäume bilden eine Zierde der Straße. Der Naturfreund möchte sie nicht missen. Sie bilden auch bei Nacht, Nebel und Schnee gute Richtungszeichen für den Verkehr. Die Bäume werden heute jedoch meist in größeren Abständen (mindestens 25 m) gesetzt. Die Innenseite der Krümmung wird mit Rücksicht auf gute Sicht von Bäumen freigelassen. Obstbäume werden nur mehr in besonders günstigen Obstlagen gepflanzt. Für Birken besteht eine besondere Vorliebe. Eschen sind wegen ihrer starken Wurzelbildung und Pappeln wegen Verkehrsgefährdung durch Windbruch ausgeschlossen.

Die meist mit Kasein-(Kasinat-)Farben hergestellten weißen Flächenmarken, die seit dem Jahre 1927 an den Hohlseiten der Kurven unter 250 m Halbmesser in der Längsrichtung der Straße an Bäumen, Abweissteinen, Telephonstangen, Masten, Hausecken, Pfosten u. dgl., wenn möglich in einer Höhe von 1,0 bis 1,5 m über dem Boden, angebracht werden, haben sich sehr gut bewährt und allgemein Beifall gefunden. Straßendämme, die höher als 1 m über dem Gelände liegen, erhalten Einfriedigungen. In Betracht kommen Brüstungen, feste Geländer, Abweissteine und Hecken.

Die Aufstellung von Warnungstafeln, Wegweisern und Ortschildern nach internationalen oder wenigstens für Deutschland einheitlichen Mustern wurde von den großen Verkehrsverbänden, Bayerischer Automobil-Club, Allgemeiner Deutscher Automobil-Club und Deutscher Touring-Club im guten Zusammenarbeiten mit den staatlichen Baubehörden allgemein durchgeführt. In den letzten Jahren ist auch an einzelnen besonders wichtigen Straßenstrecken der Straßenhilfsdienst eingerichtet worden. Die telephonische Herbeirufung von Hilfe bei Straßenunfällen ist dadurch ermöglicht. Ebenso ist auch die Numerierung der Fernverkehrsstraßen, die systematisch für ganz Deutschland vorgesehen ist, durch Anbringung eines Nummernschildes an den Wegweisertafeln bereits überall durchgeführt.

Der wichtigste Teil des neuzeitlichen Straßenausbaues besteht in der Herstellung geeigneter Decken, die fest und eben sind, keine Löcher, Wellen und Wulste haben, glatt, aber dabei doch griffig sind, so daß die Zugtiere nicht ausgleiten und die Kraftfahrzeuge nicht ins Schleudern kommen. Die Decken sollen ferner wasserdicht sein, denn Wasser und Frost befördern ihre Zerstörung. Vor allem aber wird verlangt, daß sie staubfrei sind.

Die Straßenbautechnik ist so weit vorgeschritten, daß die Herstellung solcher Decken keine technischen Schwierigkeiten bereitet. Aber nicht die technischen Möglichkeiten sind heute im Straßenbau ausschlaggebend. Finanzielle und wirtschaftliche Momente sind vor allem bestimmend.

Es muß daher mit aller Sorgfalt und in jedem einzelnen Fall danach getrachtet werden, daß die drei Hauptforderungen, die an eine Decke zu stellen sind, möglichst ausgeglichen werden, daß die Decke einmal vom Standpunkte der Technik und des Verkehrs bestgeeignet ist, daß sie ferner in Anlage und Unterhaltung möglichst billig und wirtschaftlich ist.

Von Anfang an wurde der Grundsatz durchgeführt, daß für die Auswahl der Decke in erster Linie das reine Verkehrsbedürfnis und die örtlichen Verhältnisse bestimmend sein müssen. Es wurde als ebenso falsch und unwirtschaftlich betrachtet, eine leichte, billige Decke von geringer Dauer auf einer Strecke anzuwenden, wo vielleicht eine Kleinpflasterdecke das gegebene wäre, und umgekehrt.

Schon die rasche Zunahme des Verkehrs nötigte dazu, mit dem Ausbau der Straßendecken möglichst rasch vorwärtszukommen. Daher der weitere Leitgedanke: Es ist für den Verkehr besser, wenn 100 km Straßen einen Belag besitzen, für den die Benotung „genügend" zutrifft, als wenn von diesen 100 km vielleicht 30 km eine Decke besitzen, die die Note

„sehr gut oder gut" verdient, während den übrigen 70 km die Note „schlecht oder ungenügend" zukommen würde.

Auf Grund derartiger Überlegungen und eingehender wirtschaftlicher Untersuchungen wurde im Programm 1925 festgelegt, in Strecken größeren Verkehrs, also vor allem auf den Ausfallstraßen in der Umgebung größerer Städte und Industrieorte (täglicher Verkehr über 800 bis 1000 Fuhrwerke und Kraftfahrzeuge), schwere Bauweisen in Beton, Pflaster, Bitumen, Teer usw. anzuwenden, im Anschluß an diese und auf Strecken mit geringerer Verkehrsdichte und -schwere (etwa 400 bis 500 Fuhrwerke) sog. „mittelschwere" Bauweisen zu wählen und bei allen übrigen Strecken sich mit billigen leichteren Decken zu begnügen.

Inzwischen haben sich auf Grund der gemachten Erfahrungen und gewisser wirtschafts- und sozialpolitischer Erwägungen verschiedene Abweichungen von diesem allgemeinen Ausbauprogramm als notwendig und zweckmäßig erwiesen.

Es hat sich nicht nur in Bayern, sondern auch in anderen Ländern, besonders auch in England gezeigt, daß leichte Decken, also vor allem auch die Walzdecken mit Oberflächenbehandlung viel größeren Verkehr auszuhalten vermögen, als früher angenommen wurde. Solche Decken können, wenn die technischen Vorbedingungen, trockene und offene Lage, einwandfreier Untergrund, gute Baustoffe, sachverständige und sorgfältige Ausführung usw., gegeben sind, ohne Bedenken auch auf Strecken mit einem Verkehr von weit über 1000 t/km/Tag verwendet werden. Eine Oberflächenteerung z. B., die auf einer aus weichem Schotter hergestellten alten Makadamdecke bei München-Pasing im Jahre 1926 ausgeführt wurde, befindet sich heute noch in völlig tadellosem Zustande, obwohl hier ein durchschnittlicher Tagesverkehr von rd. 4000 t vorhanden ist. Nachteerungen waren nur dreimal (1927, 1930 und 1932) notwendig.

Auch die Güte der anderen leichten und mittelschweren Bauweisen hat sich mit fortschreitender Verbesserung der Materialien (Teer, Bitumen usw.), der zunehmenden Bauerfahrung und verbesserte Bauausführung wesentlich gehoben. Man darf daher wohl sagen, daß die Verkehrsgrenzen, die man für die Anwendbarkeit der leichten und mittelschweren Decken setzte, eine beträchtliche Erweiterung nach oben erfahren haben (leichte Decken, vielleicht bis 1500 t, mittelschwere Decken bis 2500 t), so daß die seit dem Jahre 1925 eingetretene allgemeine Verkehrssteigerung bei weitem ausgeglichen ist. Der tatsächliche Verwendungsbereich oder, anders ausgedrückt, der prozentuale Anteil der leichten und mittelschweren Decken würde also eigentlich mit Rücksicht auf den Verkehr eine Vergrößerung und anderseits das Anwendungsgebiet der schweren und teuren Decken (in erster Linie also der Kleinpflasterdecken) eine Einschränkung erfahren können.

Das will aber mit Rücksicht auf die Notlage der Steinindustrie und die große Arbeitslosigkeit, die namentlich in den Gebieten der bayerischen Ostmark (Bayerischer Wald und Fichtelgebirge) und der Westmark (Pfalz) herrscht, möglichst vermieden werden. Es wird daher neuerdings die Verwendung von Steinpflaster auf solche Straßenstrecken ausgedehnt, bei denen weniger die Größe des Verkehrs als andere Ursachen vorliegen, die die Verwendung von Pflaster technisch und wirtschaftlich gerechtfertigt erscheinen lassen. Hier kommen vor allem in Betracht: Ortsdurchfahrten mit größerem landwirtschaftlichen Verkehr, wo durch starke Verunreinigungen bituminöse Decken der Gefahr der Zerstörung ausgesetzt sind; dann Ortsdurchfahrten, die sehr eng sind oder feucht liegen, wo also Luft und Licht wenig Zutritt haben, ferner starke Steigungen und scharfe Kurven, wo ein rauher, griffiger und dabei besonders widerstandsfähiger Belag erwünscht erscheint. In den beiden letztgenannten Fällen kann auch meiner Meinung nach der sog. Riesenschotter (ein Mosaikpflaster, bestehend aus billigen Ausschußpflastersteinen) zweckmäßig zur Anwendung kommen.

Der Wille, Pflaster in größerem Umfange zur Anwendung zu bringen, wird unterstützt durch die in den letzten Jahren eingetretene Verbilligung des Pflastermaterials und der Arbeitslöhne. Während Granit-Kleinsteinpflaster 8/10 cm im Jahre 1925 noch etwa 16,80 RM/m² kostete (ein Waggon Kleinsteine ab Werk 410 RM), sank der Preis dann später auf etwa 13 RM/m² und beträgt heute nur mehr rd. 9 bis 10 RM/m² (ein Waggon Steine ab Werk rd. 200 RM).

Gleichwohl kommt bei den knappen Mitteln, die heute für Straßenbau aufgebracht werden können, für den größten Teil der Straßen, namentlich auf dem flachen Lande, immer noch die leichte Decke in Betracht. Ihr verhältnismäßig geringer Preis (rd. 3,0 bis 3,5 RM/m²) gibt allein die Möglichkeit, mit dem neuzeitlichen Deckenausbau rasch vorwärtszukommen. Wassergebundene Decken mit Oberflächenteerung kommen allerdings immer seltener zur Ausführung. Walzdecken mit Leichttränkung (3,5 bis 5,0 kg Teer mit 15% Bitumenzusatz), sog. Einstreudecken (Teerfugendecken) oder andere ähnliche Bauweisen, die einschl. der unentbehrlichen Oberflächenbehandlung im Preise nicht teurer kommen, aber in der Ausführung zweckmäßiger und in der Unterhaltung billiger sind, treten an ihre Stelle.

Die Verwendung von weichem Gestein (Dolomit, Kalk usw.) für das Schottergerüst derartiger Decken ist nach den Erfahrungen zulässig, vorausgesetzt, daß das Gestein frostbeständig und genügend zäh ist. Die Walze sollte nicht über 10 t Gewicht haben, damit das Steinmaterial nicht zerdrückt wird. Als Splittmaterial für die Oberflächenteerung sollte man möglichst gutes Gestein verwenden (Basalt, Diorit usw.).

Teerasphaltdecken (Teppichdicke 3 bis 5 cm), Essener Asphaltdecken, Bitulithikdecken und andere ähnliche Decken mit einem Preise von etwa 0,80 bis 1,00 RM je cm Dicke kommen als mittelschwere Decken auf Strecken mit größerem Verkehr oder dort zur Anwendung, wo aus besonderen Gründen (Fremdenverkehr usw.) ein besonders schöner Belag gewünscht wird.

Betondecken werden bei der starken Preisverminderung der Kleinpflasterdecken in Bayern wohl nur mehr auf neugebauten Straßen zum Zuge kommen können, wo die Betondecke gleichzeitig den Ersatz für Grundbau, Ausgleichschicht und obere neuzeitliche Decke bildet. Ein Beispiel hierfür bildet eine soeben fertiggestellte Decke von 2060 m Länge (18 cm dick, 6 m breit) bei Merching auf der wichtigen Straße von München nach Augsburg.

Dagegen haben Zementschotterdecken als billige Decken leichter Bauart erheblich an Bedeutung gewonnen. Derartige Decken von etwa 8 cm Dicke gelangten in den letzten beiden Jahren auf verschiedenen Straßenstrecken zur Ausführung. Als Bindemittel wurde neben gewöhnlichem Portlandzement auch das sog. Bindemittel B 10 (Zement mit einem bituminösen Zusatz) der Firma Sager & Woerner verwendet. Der Preis der fertigen Decke ist etwa 4,00 bis 4,50 RM/m². Die Ausführung geschieht jetzt fast ausschließlich nach dem sog. Sandwich-Verfahren. Die Erfahrungen über Zementschotterdecken sind noch nicht abgeschlossen. Einzelne Strecken liegen ausgezeichnet, während andere ohne bis jetzt erkennbare Ursache mehr oder weniger beschädigt sind. Einzelne Strecken mußten bereits eine Oberflächenteerung erhalten, einen Schutz, der bei Zementmakadamdecken wohl auf jeden Fall früher oder später aufgebracht werden muß. Das Anwendungsgebiet der Zementschotterdecken sehe ich vor allem auf feuchten und wenig sonnigen Strecken.

Zusammenfassend kann man sagen, daß die Straßenbautechnik in den letzten Jahren in Deutschland ungeheure Fortschritte gemacht hat. Wissenschaftliche Ergebnisse und praktische Erfahrungen setzen die Baubehörden und Bauunternehmungen instand, auf dem Gebiete des Straßenbaues beste Leistungen zu erzielen. Möge bald auch die wirtschaftliche und finanzielle Grundlage wieder so erstarken, daß die Baubehörden in die Lage kommen, nicht nur das bereits Geschaffene zu erhalten, sondern auch das Begonnene fortzuführen und zu vollenden.

Die Arbeiten der Wasserbauverwaltung des Landes Sachsen in der Nachkriegszeit.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Ministerialdirektor Dr.-Ing. ehr. Sorger, Dresden.

Die Ansprüche des öffentlichen Wohles und der privaten Wirtschaft an die Wasserschätze des Landes Sachsen steigern sich ständig. Vielerorts sind diese Ansprüche nur schwer zu befriedigen, große Sorgen bedrücken daher die Ingenieure, denen die Verantwortung für die Bereitstellung und für die richtige, zweckentsprechende Benutzung des Wassers anvertraut ist. — Nicht ohne Interesse wird es daher sein, die Arbeiten zu betrachten, die von der Sächsischen Wasserbauverwaltung zur Behebung oder wenigstens zur Linderung dieser Not ums Wasser in den Nachkriegsjahren durchgeführt werden konnten. Sie geben das Bild technischer Arbeit auf fast allen Gebieten des Wasserbaues und der Wasserwirtschaft, sie zeigen eine Mannigfaltigkeit von interessanten Aufgaben, wie sie in der Regel nur in einem industriell so hoch entwickelten und so dicht besiedelten Lande wie Sachsen dem Wasserbauingenieur gestellt werden. Dabei würde es über den Rahmen dieses Aufsatzes hinausgehen, technische Einzelheiten der verschiedenen Bauten zu behandeln, sie sind schon wiederholt in dieser Zeitschrift vorgetragen worden und sollen auch weiter in der Bautechnik behandelt werden. Der Aufsatz will nur das Grundsätzliche der Arbeiten bringen und diese zum Teil kritisch in ihrer Auswirkung betrachten.

Die Nutzung der Wasserschätze des Landes Sachsen befand sich in der Vorkriegszeit noch vielfach auf dem Standpunkt, auf dem die Bodenbewirtschaftung zu jener Zeit war, als der natürliche Ertrag des Feldes und des Waldes für die wachsenden Bedürfnisse der Menschheit nicht mehr ausreichte. Man mußte damals den Raubbau an Feld und Wald abschaffen und zu einer planmäßigen Bewirtschaftung der Felder und Wälder übergehen, die unsere Lebensnotwendigkeiten befriedigte. Ebenso wie aus dieser planmäßigen Arbeit an Feld und Wald ein höherer, ertragreicherer Nutzen gezogen wird, so mußten auch die Wasserschätze einer geregelten, planmäßigen Bewirtschaftung zugeführt werden; wir mußten auch hier von dem Raubbau zu dem Wirtschaftssystem kommen.

Die Grundlage für jede erfolgreiche Wasserwirtschaft bildet die genaue Kenntnis der Größe unserer oberirdischen und unterirdischen Wasserschätze. Wir brauchten also zunächst eine Statistik dieser Schätze. Leider hat diese Notwendigkeit erst spät die erforderliche Beachtung gefunden.

Während früher vielfach die gleichgültigsten und oft nichtigsten Sachen statistisch erfaßt wurden, schenkte man der Statistik des Wassers keine oder nur eine geringe Beachtung. Erst seit wenigen Jahrzehnten — in Sachsen seit dem Jahre 1907 — wurden in den meisten deutschen Ländern Ämter eingerichtet, denen neben anderen wichtigen gewässerkundlichen Untersuchungen besonders die Erforschung der Größe der ober- und unterirdischen Wassermengen sowie der Beziehungen zwischen Niederschlag, Verdunstung, Versickerung und Abfluß zufiel. — Es muß anerkannt werden, daß diese deutschen Ämter viel fruchtbare Arbeit geleistet haben und daß ihren Vorarbeiten und auch ihrer Arbeit die Erfolge mit zu verdanken sind, die die Wasserwirtschaft in den letzten Jahren erzielt hat. In Sachsen wurden in den sieben Hauptflußgebieten Wassermeßstellen in geschlossenen und regelmäßig gestalteten Flußstrecken errichtet, die auch Hochwässer größeren Umfanges aufnehmen können. — Den Stand der unterirdischen Gewässer erforscht an vielen Beobachtungsstellen seit mehreren Jahren das Geologische Landesamt in Leipzig, und in gemeinsamer Arbeit dieses Amtes und des Amtes für Gewässerkunde werden so die Grundlagen für die Pläne der Wasserbauingenieure geschaffen.

Die Arbeiten der sächsischen Wasserbauverwaltung gründen sich vornehmlich auf folgende Feststellungen: erstens auf den großen, sich ständig steigernden Bedarf an Trink- und Brauchwasser der in den Großstädten dicht zusammengeballten Bevölkerung, zweitens auf den immer mehr wachsenden Bedarf der Industrie an Nutzwasser und die sich ständig steigernde Notwendigkeit der Industrie, die Flußläufe zur Ableitung der Abwässer zu benutzen, und drittens auf die großen Schäden, die in den letzten Jahren katastrophale Hochwässer und Perioden langer Dauer von Niederwasser hervorgerufen haben. — Diese drei Tatsachen zeichneten dem Wasserbauingenieur klar die Aufgaben vor, die er lösen mußte, wenn er der Bevölkerung und der Wirtschaft Sachsens helfen wollte.

Für die Nutzungsmöglichkeit eines Flußlaufes kommt vornehmlich die Größe seiner Niedrigwasserführung in Betracht; dies gilt für die Ausnutzung des Wassers zu Triebzwecken, für die Verwendung des Wassers als Fabrikationswasser und für die Leistungsfähigkeit der Flußläufe, Abwässer aufzunehmen. Die Wasserführung unserer sächsischen Flußläufe ist infolge der Größe der Niederschlagsgebiete und infolge der geologischen und orographischen Struktur des Landes nicht unbeträchtlichen Schwankungen unterworfen. Im Sommer des außergewöhnlich trockenen Jahres 1911 sank die Wasserführung fast aller sächsischen Flußläufe monatelang auf ein solch geringes Maß herab, daß jede wirtschaftliche Nutzung des Wassers ausgeschlossen war. Unheilvoll wirkten auch die Hochwässer, es sei nur an das katastrophale Hochwasser im Müglitz- und Gottleubagebiet des östlichen Erzgebirges im Juli des Jahres 1927 erinnert.

Talsperren.

Das wirksamste technische Mittel zur Behebung der Abflußschwankungen der Wasserführung eines Flusses sind in Sachsen Talsperren. Sie schützen bei richtiger Bemessung ihrer Speicherräume die Täler gegen Hochfluten und geben den Triebwerken gleichmäßiges Aufschlagwasser, sie liefern den Werken Fabrikationswasser und erhöhen die Leistungsfähigkeit der Gewässer zur Einleitung von Abwässern. Dabei eignen sich in Sachsen viele Flußgebiete zur Abgabe des Talsperrenwassers als Trinkwasser — selbstverständlich nach entsprechender Aufbereitung.

Bei Festlegung des Trägers von Talsperrenanlagen stand in Sachsen von vornherein fest, daß Gemeinden und Wirtschaft im allgemeinen allein den großen Anforderungen an Finanzkraft, organisatorischen Notwendigkeiten und technischem Personal nicht gewachsen sein konnten, die die Lösung dieser wasserwirtschaftlichen Aufgaben stellte. — Dazu kommt, daß Talsperren — auch als Trinkwassersperren — zumeist so weiten Kreisen wasserwirtschaftlich zu dienen und so verschiedene, vielseitige wasserwirtschaftliche Aufgaben zu erfüllen haben, daß die kleineren und mittleren Gemeinden ebensowenig wie die Genossenschaften als die geeigneten Organe zur Durchführung und zum Betriebe dieser Unternehmungen angesehen werden konnten. Hier kam in Sachsen nur ein Träger in Frage, der in der Lage ist, die vielseitigen, oft gegensätzlichen Interessen der Nutznießer des Wassers gegeneinander abzuwägen und auszugleichen, von höherer Warte aus das Einzelunternehmen einer größeren Aufgabe einzugliedern und einem höheren Ziele — der Wohlfahrt der Gesamtheit — methodisch nutzbar zu machen. Das ist aber in Sachsen auf Grund der geschichtlichen Entwicklung der Staat. Der entscheidende Grund also, Talsperrenbau und -betrieb in Sachsen als Staatsaufgabe zu betrachten, ist die Notwendigkeit für den Staat, die Wasserwirtschaft des Landes einheitlich zu gestalten und sie unter den Gesichtspunkt des öffentliches Wohles zu stellen. Aus diesem Grunde muß der Staat vor allen Dingen in der Lage sein, den Wasserwirtschaftsplan im Talsperrenbetriebe seinen größeren Zwecken unterzuordnen, ohne zu sehr von örtlichen Sonderinteressen abhängig zu sein. Zunächst — vor dem Kriege — glaubte der sächsische Staat, sich darauf beschränken zu sollen, Führer und Helfer zu sein. Damals hielt er vornehmlich die Selbstverwaltung für berufen, die in Form der Wassergenossenschaft im Sinne von §§ 96 ff. des sächsischen Wassergesetzes Gemeinden und Wirtschaft in sich einte, diese Aufgabe durchzuführen. Der Staat lieh damals die Mittel, übernahm Zinsgarantie für weitere Anleihen und stellte sein technisches Können und seine Verwaltungserfahrung zur Verfügung. So kam es vor dem Kriege zur Gründung der Weißeritz-Talsperrengenossenschaft und in den Jahren 1909 bis 1913 zum Bau der Sperren Malter und Klingenberg im Weißeritzgebiete unweit Dresden. — Diese Talsperren dienen der Erhöhung der Niederwässer, der Abminderung der Hochwässer und im besonderen die Talsperre bei Klingenberg der Trinkwasserversorgung des Landesteiles Groß-Dresden. Die Talsperre bei Klingenberg im Tale der Wilden Weißeritz hat einen Fassungsraum von 16,4 Mill. m³ und die bei Malter im Tale der Roten Weißeritz einen solchen von 8,8 Mill. m³.

Beide Talsperren haben sich in jeder Hinsicht bewährt; sie haben in Trockenzeiten durch Abgabe von Zuschußwasser die Niederwässer für viele Monate erhöht und schädliche Hochwässer zum Segen der Unterlieger in den Sperren aufgefangen. Auch die Trinkwasserversorgung der Talsperre Klingenberg liefert ein völlig einwandfreies, vorzügliches Wasser für die Gemeinden des Plauenschen Grundes und die Stadt Dresden.

Die sächsische Wasserbauverwaltung hat weiter schon seit Jahrzehnten fast alle Flußgebiete Sachsens systematisch auf die technisch-wirtschaftliche Möglichkeit der Anlage von Talsperren untersucht. Eingehende Vorarbeiten sind besonders für das Zwickauer und das Freiberger Muldengebiet, das Müglitz- und Gottleubagebiet durchgeführt worden. Die Untersuchungen lieferten das Ergebnis, daß die Anlage von Talsperren zum Hochwasserschutz, zur Aufhöhung der Niederwässer und auch zur Trinkwasserabgabe in diesen Flußgebieten technisch möglich und daß die Wirtschaftlichkeit der Sammelbecken, vor allem wenn Trink- und Nutzwasser aus den Sperren abgegeben werden kann, durchaus gegeben ist.

Der Krieg verhinderte zunächst die weitere Verfolgung dieser Pläne. Aber die Erwerbslosennot der Nachkriegszeit, die das Erzgebirge und das Vogtland besonders schlimm heimsuchte, zwangen Reich und Land zur Inangriffnahme von Notstandsbauten, bei denen eine große Zahl von Erwerbslosen eingesetzt werden konnte. So entstand zunächst in den Jahren 1921 bis 1925 die Talsperre bei Muldenberg i. V. Neben Hochwasserschutz für die Unterlieger soll sie vornehmlich eine große Anzahl von Gemeinden des oberen Vogtlandes mit Trinkwasser und Fabrikbetriebswasser versorgen, hierfür können bis zu 100 l/sek Wasser aus der Talsperre abgegeben werden.

Die sächsische Wasserbauverwaltung baute in den Jahren 1926 bis 1931 im Verfolg ihrer früheren Vorarbeiten vier weitere Talsperren: die Talsperre bei Weiterswiese an der Wilzsch im Vogtlande, die Talsperre am Koberbach bei Crimmitschau, die Talsperre an der Zschopau bei Kriebstein und die Talsperre im Tale der Wilden Weißeritz an der Lehnmühle bei Dippoldiswalde.

Die Talsperre bei Weiterswiese[1]) ist die zweite Talsperre im Gebiete der Zwickauer Mulde, die vom Staat zur planmäßigen Förderung der Wasserwirtschaft des oberen westlichen Erzgebirges und des östlichen Vogtlandes gebaut worden ist; sie erfüllt die gleichen Aufgaben wie die Talsperre bei Muldenberg, besonders bildet sie zusammen mit der Talsperre Muldenberg das Fundament einer Gruppenwasserversorgung für das östliche Vogtland und das westliche Erzgebirge.

Die Talsperre am Koberbach bei Crimmitschau[2]) dient vornehmlich zur Versorgung der Industrie von Crimmitschau und Umgegend mit einwandfreiem und ausreichendem Fabrikbetriebswasser. In der Regel deckt die Industrie von Crimmitschau und Umgegend ihren Wasserbedarf aus der Pleiße. Das Wasser der Pleiße zeigt bei Niederwasser durch die Einleitung gewerblicher Abwässer einen so hohen Grad der Verunreinigung, daß es zu Fabrikationszwecken nicht mehr verwendbar ist. Schon vor dem Kriege wurde deshalb von der Industrie dieses Flußtales wiederholt angeregt, einwandfreies Fabrikationswasser durch Talsperren im Koberbach, einem Zufluß der Pleiße, zu beschaffen. Das Tal des Koberbaches ist durch einen Erddamm von 18 m größter Höhe abgeschlossen, dadurch wurde ein Staubecken von rd. 2,5 Mill. m³ Fassungsraum gebildet. Die Staubeckengröße gestattet — neben Hochwasserschutz für die Unterlieger — die werktägliche Abgabe von mindestens 7900 m³ Wasser.

Die Talsperre bei Kriebstein im Tale der Zschopau[3]) dient in erster Linie dem Hochwasserschutze, und zwar wird sie die Hochwasserspitzen abfangen. Das Einzugsgebiet der Zschopau an der Sperrstelle ist 1740 km² groß, der Beckeninhalt nur rd. 12 Mill. m³. Das bis jetzt bekannte größte Hochwasser vom 4. Mai 1909 betrug rd. 900 m³/sek. Ohne größeren Schaden können im Flußbett rd. 600 m³/sek unterhalb der Sperre abgeführt werden. Durch Einrichtung eines Hochwassermeldedienstes kann bei richtiger Handhabung des Betriebes durch die Grundablaßrohre in der Sperrmauer und durch die Hochwasserüberfälle der Mauer, deren Abfluß durch Schütze geregelt wird, rechtzeitig der Beckenspiegel so abgesenkt werden, daß die Hochwasserspitzen um rd. 200 m³/sek ab-

[1]) Bautechn. 1931, Heft 1, S. 4.
[2]) Bautechn. 1931, Heft 1, S. 5.
[3]) Bautechn. 1930, Heft 11, 15 u. 16, S. 149 ff.; 1931, Heft 1, S. 6.

gemindert werden können. Da erfahrungsgemäß erst die Hochwasserspitzen die größten Schäden verursachen, bietet die Talsperre also einen nicht unerheblichen Hochwasserschutz. Es setzt der Betrieb der Talsperre natürlich einen vollkommenen sicheren Hochwassermeldedienst voraus. Die bisherigen Erfahrungen in Sachsen mit der Einrichtung dieses Meldedienstes lassen einen solchen einwandfreien Dienst erwarten. Mit dem an der Sperrmauer zur Verfügung stehenden Nutzgefälle von rd. 20 m werden jährlich überdies durchschnittlich 25 Mill. kWh gewonnen, der erzeugte Strom wird an benachbarte Industrien abgegeben.

Die Talsperre „Lehnmühle“[4]) liegt im Tale der Wilden Weißeritz, ungefähr 12 km oberhalb der Klingenberger Sperre. Ihre Entstehung folgt aus der Sorge für eine ausreichende und einwandfreie Trinkwasserversorgung des Landesteiles Groß-Dresden. Die Wasserversorgung dieses Gebietes ruht zurzeit vornehmlich auf Grundwasser der Elbaue, nur zu einem kleinen Teil auf dem Wasser der Klingenberger Talsperre. Die Grundwasserschätze im Gebiete Groß-Dresden sind aber durch ständige Steigerung des Bedarfs aufs äußerste in Anspruch genommen, so daß sich die zwingende Notwendigkeit ergab, die weitere Wasserversorgung auf andere Grundlagen zu stellen. Das größtenteils bewaldete Niederschlagsgebiet der Wilden Weißeritz beträgt bis zur Sperrstelle rd. 61 km². Bei einer Ausbaugröße des Talsperrenbeckens von rd. 20 Mill. m³ können 950 l/sek Wasser abgegeben werden. Dieses geregelte Wasser wird zunächst zur Talsperre Klingenberg und von dort nach entsprechender Aufbereitung in das Versorgungsgebiet Groß-Dresden geleitet. Diese Bauten sind ein Schulbeispiel dafür, wie in industriell hoch entwickelten, stark Wasser verbrauchenden Landesteilen durch Aufspeicherung und den Bedürfnissen entsprechende Verteilung des Wassers die vielseitigsten Wünsche der einzelnen Bevölkerungs- und Wirtschaftsgruppen befriedigt werden können.

Auch für das Müglitz- und Gottleubagebiet im östlichen Erzgebirge wurden bereits vor Kriegsausbruch Talsperrenplanungen bearbeitet. Diese Vorarbeiten sahen als Hauptregler der Wasserwirtschaft Talsperren bei Lauenstein und Bärenstein im Müglitzgebiete und beim Hammergut Haselberg rd. 800 m oberhalb der Stadt Gottleuba im Gottleubatal vor. Die Untersuchungen des Verlaufes des 1927er Julihochwassers[5]) führten zu einer Abänderung der früheren Talsperrenplanungen für das Müglitztal, bei der Planung für die Talsperre im Gottleubatal zu einer Vergrößerung des Hochwasserschutzraumes auf Kosten des Nutzwasserraumes. Die beiden Talsperren bei Lauenstein und bei Bärenstein wurden in eine Talsperre bei Bärenstein mit größerem Speicherraum zusammengefaßt. Bei Neuaufstellung dieser Planungen ist untersucht worden, ob es nötig ist, bei dem künftigen Betrieb der Talsperren einen Hochwasserschutzraum im Becken freizuhalten. Diese Frage ist bekanntlich unter den Wasserbauingenieuren eine umstrittene. Bei dem bisherigen Betrieb der Talsperren Malter, Klingenberg und Muldenberg ist ein solcher Raum nicht freigehalten worden; auch bei der Talsperre Kriebstein ist — wie erwähnt — die Freihaltung eines solchen Raumes nicht geplant. Nach dem Betriebsplan für diese Sperren ist die Hochwasserwelle unterhalb der Sperren — neben dem Zurückhaltungsvermögen des Beckens — dadurch abgeschwächt worden, daß durch rechtzeitiges Öffnen der Grundablaßschieber der Sperrenwasserspiegel für die Aufnahme von Hochwasserspitzen abgesenkt wird. Legt man die Abflußmengen des Julihochwassers 1927 und vor allem die Zeitdauer ihrer Anschwellung von Niederwasser bis zum Höchststande den gleichen Untersuchungen für die künftigen Sperren im Gottleuba- und Müglitzgebiet zugrunde, so ergibt sich, daß es bei gefüllter Sperre unmöglich gewesen wäre, eine Abschwächung der Hochwasserspitze durch rechtzeitiges Absenken des Wasserspiegels in solchem Umfange zu erreichen, daß Gefahren für die Unterlieger ausgeschlossen wären. Die Hochwasserspitzen dieser Julikatastrophe traten in den Flüssen binnen wenigen Stunden nach der Niederwasserführung ein. Diese fast plötzliche Anschwellung der Wasserführung von Niederwasser bis zu einer bisher nicht gekannten Höhe wurde bedingt einesteils durch Niederschläge im Zuflußgebiet in bisher unbekannter Höhe und Ausdehnung und anderenteils durch die Größe, die orographische Struktur, den geologischen Aufbau, die Bodenbeschaffenheit des Zuflußgebietes und das Gefälle des Flußlaufes. Die Müglitz und die Gottleuba durchschneiden von den hoch gelegenen Quellengebieten ab die Abdachung des wenig bewaldeten Gebirges in tief eingeschnittenen, meist engen und vielfach gewundenen Tälern mit durchgehend starkem Gefälle. Die Abflachung der Sohlenneigung und die Verbreiterung der Täler beginnt erst bei dem Eintritte in das Mittelgebirge, das sich zwischen dem Randgebirge und der Tiefebene einschaltet.

Zur Beurteilung der Frage, ob Hochwasserschutzräume in Talsperren freizuhalten sind, wird daher neben der Größe der Seefläche, der Höhe der größten Zuflußmengen und der Breite des Hochwasserüberfalles an der Sperrmauer vor allem die Größe, die Höhenlage, die Gestaltung, die Bodenbeschaffenheit des Niederschlagsgebietes und das Gefälle des Flußlaufes ausschlaggebend sein müssen.

[4]) Bautechn. 1929, Heft 1, S. 1; 1931, Heft 1, S. 4.

[5]) Bautechn. 1928, Heft 8, S. 101.

Maßnahmen zur Reinhaltung der Flußläufe.

In Abhängigkeit von dem zunehmenden Verbrauche des Landes Sachsen an Nutzwasser steht die Verunreinigung der Flüsse durch die Abwässer der Gemeinden und deren Industrie. — Man hat im sächsischen Wassergesetz Pflichten der Wasserinteressenten gegenüber dem Wasser geschaffen und auch verwaltungstechnische Maßnahmen getroffen, um der Verunreinigung der fließenden Gewässer wirksam entgegenzutreten. So hat man die Landesstelle für öffentliche Gesundheitspflege in Dresden mit chemischen, biologischen und bakteriologischen Flußwasseruntersuchungen beauftragt, man hat die Flußaufsichtsbeamten der Wasserbauämter in Untersuchungen der Beschaffenheit des Flußwassers besonders ausgebildet, und man hat auch sonst technische Anweisungen an die Verwaltungsbehörden für die Reinhaltung der Gewässer gegeben. Trotzdem sind die öffentliche Wohlfahrt und die wirtschaftliche Nutzung des Wassers durch die starke Verunreinigung der Gewässer schwer gefährdet. Polizeimaßnahmen haben eben einen befriedigenden Erfolg nicht herbeizuführen vermocht.

Mit großer Besorgnis verfolgen daher die Regierung und alle beteiligten Kreise diesen unerträglichen Zustand unserer sächsischen Flußläufe. Es wird nur dann eine Besserung dieser Verhältnisse eintreten, wenn sich unter Führung des Staates die Gemeinden und Industrien, die an nutzungsfähigem Flußwasser interessiert sind, zu gemeinsamer Arbeit zusammenschließen und Zweckverbände über ganze Flußgebiete oder wenigstens über wesentliche Teile der Flußgebiete mit dem Ziele bilden, den Flußläufen denjenigen Reinheitsgrad zu geben, der das Wasser seiner Zweckbestimmung zuführt und den Gemeingebrauch am Wasser wieder ermöglicht. — Es ist daher beabsichtigt — die Vorarbeiten sind abgeschlossen —, im Westen Sachsens, im industriereichen Pleiße-, Luppe- und Elstergebiet, zwischen den Ländern Sachsen, Preußen und Thüringen unter Beteiligung der Gemeinden und Industrien dieser Länderteile einen großen zwischenstaatlichen Zweckverband zu gründen, der durch Schaffung gemeinsamer Kläranlagen, durch Regelung der Vorflut und Ausbau der Flußläufe erträgliche, gesündere Abflußverhältnisse in den Wasserläufen schaffen soll. Durch Staatsverträge zwischen den drei beteiligten Ländern, Preußen, Thüringen und Sachsen, und durch Sondergesetze werden diesem Verband zur Durchführung seiner bedeutsamen Aufgaben besondere Vollmachten gegeben werden müssen. Als Musterbeispiel können hier die vorbildlichen Einrichtungen des Ruhrverbandes und der Emschergenossenschaft dienen. Leider ist der Vertrag noch nicht zum Abschluß gebracht worden, weil das Land Thüringen aus wirtschaftlichen Gründen zunächst noch die Gründung des Verbandes aufgeschoben wissen will. Der Zeitpunkt wird nicht mehr fern sein, wo diese für die öffentliche und private Wirtschaft so wichtige Gründung erfolgen muß.

Ausbau und Unterhaltung der Flußläufe.

Eine weitere Aufgabe des sächsischen Wasserbaues bildet der Ausbau und die Unterhaltung der Flußläufe. Nach dem sächsischen Wassergesetz ist diese Aufgabe den Flußunterhaltungs-Genossenschaften und den bezirksfreien Städten zugewiesen. Diese sollen, soweit es das öffentliche Interesse erfordert, die fließenden Gewässer mit den dazugehörigen Flutrinnen und Hochwasserschutzdämmen unterhalten, die Wasserlaufbetten — nicht das Wasser selbst — rein halten und die im Bereiche des Gewässers gelegenen Grundstücke vor Uferangriff, Überschwemmung, Eisgang und Versumpfung schützen. Mitglieder der Unterhaltungsgenossenschaft sind die Eigentümer der an den Wasserlauf angrenzenden Grundstücke und Anlagen. — Die Unterhaltungsgenossenschaften haben die ihnen zugewiesenen Aufgaben — bis auf wenige Ausnahmen — nicht erfüllt. Wo Ausbauten hergestellt sind, geschahen diese im allgemeinen auf Anregung und fast ausschließlich auf Kosten des Staates. Und doch erfordert der Zustand vieler unserer sächsischen Flußläufe dringend Flußregelungsarbeiten. Schon im Oberlaufe der Flüsse zeigen sich vielfach Verwilderungen, Uferbeschädigungen, ausgedehnte Verschotterungen durch abgelagerte Geröllmassen, die den Wasserablauf ständig stören und behindern. Je mehr aber die Wasserläufe sich dem Flachlande nähern, je mehr sich die Täler erweitern, desto häufiger ist die Flußrinne verwildert. Die Abrisse und Zerstörungen mehren sich, die Windungen und Krümmungen werden willkürlicher, die Versandungen und Verheerungen der Sohle werden wechselnder und die Querschnittformen des Flußbettes immer mannigfaltiger. Alle diese Zustände beeinflussen in ihren Wechselwirkungen die unbehinderte Abströmung des Wassers, besonders des Hochwassers. Man hat Regelungspläne für einzelne Flußsysteme aufgestellt. Dabei hat es sich in der Regel gezeigt, daß die Hauptarbeiten der Instandsetzungen nicht in jenen Flußgebieten auszuführen sind, in denen bisher die größten Verheerungen und Zerstörungen waren, sondern im Ursprungsgebiet und im Oberlauf der Flüsse, wo die Ursachen der Geröllbewegung durch Verbauung und Befestigung der Flußsohlen und Ufer zu beheben sind. Wenn die zweckmäßige Durchführung dieser Wasserbauarbeiten von den zur Zeit nach dem sächsischen Wassergesetz hierzu Berufenen nicht möglich ist, so wird als Folge das Wassergesetz entsprechend geändert werden müssen. Die Vorarbeiten hierzu sind im

Gange. Dabei würde bei Festsetzung des Kreises der Unterhaltungspflichtigen der Flußläufe besonders zu beachten sein, daß die leistungsfähigsten Wasserinteressenten oft am Unterlaufe sitzen und daß bei entsprechendem Ausbau und ordentlicher Instandhaltung des Mittel- und Oberlaufes weniger Flußbauarbeiten am Unterlauf auszuführen sind. Da also die Interessenten am Unterlauf großes Interesse daran haben müssen, daß auch die Arbeiten im Oberlauf sachgemäß ausgeführt werden, muß der Wasserlauf sowohl in seiner flußbautechnischen Bearbeitung als auch in der gerechten Verteilung der Beiträge zu den Instandsetzungs- und Unterhaltungsarbeiten als ein Ganzes betrachtet werden. Man kann, wie es leider jetzt oft auf Grund der wassergesetzlichen Bestimmungen geschieht, unmöglich den Flußlauf für seine Bearbeitung in verschiedene Teile zerlegen. Es müssen die Mittel für die Unterhaltung und den Ausbau eines ganzen Flußlaufes nach einem einheitlichen Plane verwendet werden, wenn nicht die Arbeiten selbst Schaden leiden sollen. Erst nach Aufstellung eines Gesamtplanes für die Regelung eines Flußlaufes sollten Teilausbauten ausgeführt werden. Die sächsische Wasserbauverwaltung hat solche Pläne für den Lauf der Spree einschließlich des Löbauer Wassers in der Lausitz und für den Lauf der Röder im nördlichen Sachsen bearbeitet und die Regelungen dieser Flußläufe in den letzten Jahren nach vorstehenden Gesichtspunkten zum Teil bereits ausgeführt. Diese Flüsse liegen vornehmlich im Gebiete des Flachlandes, sie zeigen in ihrem Unterlaufe starke Verwilderungen, Uferbeschädigungen und Unregelmäßigkeiten, auf große Längen sind die Flußquerschnitte so ungenügend und die Vorflut ist so mangelhaft, daß große Landflächen beiderseits der Ufer versumpft sind und schon bei einer Mittelwasserführung der Flüsse überschwemmt werden.

Eine Flußbauarbeit der sächsischen Wasserbauverwaltung ist noch besonders zu erwähnen, die Regelung der Zwickauer Mulde in Glauchau, einer Industriestadt im westlichen Sachsen. Der in der Muldenaue gelegene, dicht besiedelte und industriereiche untere Stadtteil von Glauchau ist schon bei mittleren Hochwässern überschwemmt, wie sie sich regelmäßig in Zeitabschnitten von wenigen Jahren zu wiederholen pflegen. Bei einem Niederschlagsgebiet der Mulde in Glauchau von 1163 km² ist mit einer größten Hochwasserführung von 600 m³/sek zu rechnen. Durch eine Flutrinne von 3,2 km Länge und rd. 90 m Breite werden die schadenbringenden Hochwässer bis zu 600 m³/sek außerhalb des Stadtgebietes schadlos abgeführt. Dem Flußbett der Zwickauer Mulde wird nur das für den Gemeingebrauch und für die Wasserbenutzungen nötige Wasser zugeführt, so daß auch bei den größten Hochfluten der Flußlauf innerhalb des Stadtgebietes höchstens 20 m³/sek abzuführen hat. In Verbindung mit dieser Regelungsarbeit ist von der Glauchauer Industrie für die Reinigung bestimmter Flußwassermengen eine Kläranlage gebaut worden. Von dieser Anlage wird durch eine Betriebswasserleitnng das gereinigte Flußwasser den einzelnen Fabriken zugeführt.

Wasserkraftausnutzung.

Eingehend hat auch die sächsische Wasserbauverwaltung die jetzige Wasserkraftausnutzung an den Flußläufen studiert und die Mittel und Wege untersucht, die der Förderung des Wasserkraftausbaues an den sächsischen Flußläufen dienen können. Der hohe Kapitalbedarf für neue Wasserkraftbauten, die große Kapitalknappheit, die Erlangung von Kapital nur zu einem sehr hohen Zinsfuß haben den Ausbau der Wasserkräfte in den letzten Jahren gehemmt. In Sachsen sollte — abgesehen von privatwirtschaftlichen Ausbauten beschränkten Umfanges — zurzeit der Ausbau nur dort stattfinden, wo entweder besondere volkswirtschaftliche Notwendigkeiten, wie die Behebung großer Erwerbslosennot, oder besondere energiewirtschaftliche Vorteile mit diesem Ausbau verbunden sind. Denn die Wirtschaftlichkeit des Wasserkraftausbaues wird — abgesehen von der Verwendungs- oder Absatzmöglichkeit der erzeugten Kraft — ausschlaggebend beeinflußt von der Höhe der Verzinsung und Tilgung des jetzt sehr teuren Baukapitals; die jährlichen Betriebs- und Unterhaltungskosten einer Wasserkraftanlage spielen bei Berechnung der Wirtschaftlichkeit in der Regel eine nebensächliche Rolle.

In Sachsen werden die Wasserkräfte — von wenigen Ausnahmen abgesehen — als sogenannte Laufwasserkräfte ausgenutzt, d. h. die Energie der fließenden Welle wird, je nach ihrer Größe in dem Krafthause in nutzbare Arbeit umgeformt. Da die Wassermenge unserer Flüsse aber großen Schwankungen unterworfen ist, werden auch die Leistungen innerhalb gewisser Grenzen, je nach der Ausbaugröße des Werkes, schwanken. Die Verwertung dieser schwankenden Leistungen wird nur für solche Industriezweige ohne Ersatzkraft, wie z. B. Holzschleifereien, gegeben sein, die ihren Betrieb dieser nicht konstanten Leistung anpassen können. Diejenigen Betriebe, die eine tunlichst gleich hohe Kraftquelle stets zur Verfügung haben müssen, müssen sich in den Zeiten des Wassermangels Ersatzkraft bereithalten. Der Wert einer Wasserkraft wird erhöht, wenn eine Speichermöglichkeit besteht. Diese Speicherung kann in verschieden hohem Ausmaße erfolgen, in Sachsen ist z. B. schon eine Tagesspeicherung oft von Vorteil für ein Werk. Speichermöglichkeiten größeren Umfanges, vor allem Speicherung zum Ausgleich der Wasserschwankungen innerhalb eines Jahres, die eine gleich hohe Kraftleistung dauernd abgeben können, sind an unseren Flüssen nur an wenigen Stellen und auch nur dann mit wirtschaftlichem Erfolge durchführbar, wenn das Speicherwerk noch andere wichtige Aufgaben, vor allem solche im Landeskulturinteresse, mit zu erfüllen hat.

Von der sächsischen Wasserbauverwaltung sind in den letzten Jahren mehrere Wasserkraftanlagen erbaut worden, und zwar für den Staat: die Wasserkraftanlage am Schwarzwasser bei Aue, an der Zwickauer Mulde bei Waldenburg, an der Freiburger Mulde bei Klosterbuch, an der Vereinigten Mulde bei Wurzen, und für die Kraftwerke Freital AG: die Anlage an der Wilden Weißeritz bei Tharandt unterhalb der Lehnmühlen- und der Klingenberger Talsperre.

Die Wasserkraftanlagen — mit Ausnahme der Wasserkraftanlage bei Tharandt — verarbeiten das Wasser so, wie es dem Wehrteich zufließt. Eine Aufspeicherung zum Zwecke der besseren Ausnutzung konnte nicht stattfinden. Im zehnjährigen Jahresmittel werden bei den fünf Anlagen zusammen rd. 44 Mill. kWh erzeugt. Die Anlage Tharandt erhält aus den oberhalb gelegenen Talsperren ziemlich gleich groß bleibende Wassermengen.

Die hohen Leistungen der einzelnen Wasserkraftanlagen werden dadurch erreicht, daß sämtliche Anlagen unter schärfster Ausnutzung des Flußgefälles mit Turbinen neuester Bauart ausgestattet sind, die selbst bei geringsten Wassermengen oder bei Hochwasserrückstau im Untergraben noch gute Wirkungsgrade aufweisen.

Eine andere wichtige Aufgabe der Wasserkraftnutzung, die in Zukunft auch für Sachsen von Bedeutung werden kann, darf nicht unerwähnt bleiben. Die Hauptquellen der Landesenergieversorgung sind die beiden Dampfgroßkraftwerke in Hirschfelde im Osten und in Böhlen im Westen Sachsens. Der Energieabsatz der Werke innerhalb eines Tages ist ungleichmäßig; die Höhe der Tagesabgabe erreicht im Winter für wenige Stunden ungefähr das Dreifache der Höhe der Nachtabgabe; nur für wenige Tagesstunden wird also die maschinelle Leistungsfähigkeit der Großkraftwerke voll ausgenutzt. Es liegt daher der Gedanke nahe, auch während der übrigen Stunden — besonders während der Nacht — die in den Dampfkraftwerken zur Verfügung stehende Kraft zu verwerten. Diese Kraft kann dadurch veredelt werden, daß sie durch Pumpspeicherung in hochwertige Tageskraft verwandelt wird. Demzufolge wird die nachts in den Dampfgroßkraftwerken bereitstehende Kraft dazu benutzt, Wasser aus einem tiefer liegenden Becken in ein anderes, höher liegendes Becken zu pumpen und dort aufzuspeichern. Tagsüber, zur Zeit der größten Belastung, wird das Wasser durch eine Falldruckrohrleitung in das tiefer gelegene Becken wieder zurückgeführt. Das Wasser leistet dabei in einem Kraftwerk veredelte Arbeit, indem es die Spitzen der Bedarfskurve während der Hochstbelastung des Netzes deckt. Die Rückpumpspeicheranlage erfüllt aber weiter noch die Aufgabe einer sogenannten Störungsreserve; denn bei Unterbrechungen in der Stromzuführung aus den Großkraftwerken kann unverzüglich eine Wasserabgabe aus dem oberen Becken zur Krafterzeugung bis zur Beseitigung der Störung geschehen. Für diese Zwecke wird im oberen Becken ein gewisser Wasservorrat ständig bereitgehalten, während im Kraftwerk ein Maschinensatz als Momentanreserve in Bereitschaft steht. Die Energieversorgung Groß-Dresden AG, deren Träger die Aktiengesellschaft Sächsische Werke und die Stadt Dresden sind, haben in den Jahren 1928 bis 1930 den Bau der Rückpumpspeicheranlage Niederwartha bei Dresden[6]) bis auf eine Höchstleistung von zunächst 60 000 Kilowatt durchgeführt. Bei diesem Bau mußten die ausführenden Ingenieure eine Fülle von technisch-wirtschaftlichen Problemen lösen. Unter anderen konnte das obere Speicherbecken, da gesunder, tragfähiger Felsen in erreichbarer Tiefe nicht anstand, nur durch Abschluß eines Tales mit einem rd. 42 m hohen Erddamm gebildet werden. Eine zweite Pumpspeicheranlage ist in Nähe des Industriegebietes der Stadt Chemnitz geplant. Die Ausführung wird aber wohl für längere Zeit noch zurückgestellt werden müssen, da der Energieabsatz — wie allgemein in Deutschland — infolge der schlechten Wirtschaftslage zurückgegangen ist, so daß zur Zeit nicht einmal die in den Dampfkraftwerken installierte Leistung voll ausgenutzt wird.

Ausbau der Elbe.

Und noch einige Worte über die Elbe, den einzigen schiffbaren Wasserweg Sachsens; seit vielen Jahren gilt ein wesentlicher Teil der Arbeit der Wasserbauverwaltung dem Ausbau dieses Schiffahrtweges. Der große Aufschwung, den der Verkehr auf der Elbe, besonders auf der Oberelbe genommen hat, zeigt den Erfolg der Arbeit, besonders der Arbeit der Ingenieure der alten sächsischen Wasserbauverwaltung.

Das Ziel der Regelung ist die Festlegung des Laufes der Elbe, die Verbesserung der Fahrwassertiefe und der Fahrwasserbreite neben der Ausgleichung ungünstiger Wasserspiegelgefälle und der Beseitigung zu scharfer Krümmungen. Die planmäßige Verbauung des sächsischen Elbstromes geschieht durch Parallelwerke und durch die Herstellung von

[6]) Bautechn. 1927, Heft 25, S. 375.

Grund- und Kopfschwellen. Dabei ist der Ausbau der Elbe nicht etwa allein vom Standpunkte ihrer Verkehrsbedeutung aus durchgeführt, sondern er hat auch allgemeine wasserwirtschaftliche Zwecke mit erfüllen müssen, wie den Schutz der anliegenden Ländereien gegen Überschwemmung oder die Sicherung der Vorflutinteressen. Durch die bisherigen Strombauarbeiten, deren Ziel u. a. die Herstellung einer Mindestfahrwassertiefe von 1,10 m ist, wurde das Fahrwasser der sächsischen Elbe so verbessert, daß die mittlere Tragfähigkeit der in Sachsen beheimateten Frachtschiffe von 46 t im Jahre 1832 auf 182 t im Jahre 1876 und weiterhin auf 524 t im Jahre 1925 gestiegen ist. Eine weitere Steigerung der Fahrwassertiefe der Elbe wird sich noch dadurch erreichen lassen, daß im Zuflußgebiet der Elbe Wasser in Talsperren aufgespeichert wird, um es als Zuschußwasser zur Aufhöhung der schiffbaren Wasserstände in Zeiten der Wasserklemme abzulassen. Vor dem Kriege sind eingehende Vorarbeiten hierfür von den österreichischen Ingenieuren geleistet worden; so planten diese eine große Talsperre von rd. 650 Mill. m³ Inhalt im Beraunetale oberhalb Prag zwischen Pilsen und Beraune, die u. a. auch der Kraftversorgung mit dienen sollte. Durch Abgabe von Zuschußwasser aus dieser Sperre soll in Niederwasserzeiten der Wasserspiegel der Elbe in Dresden um rd. 20 cm gehoben werden können. Die Möglichkeit der Erhöhung der Niedrigwasserstände durch dieses Zuschußwasser wird noch gründlich untersucht werden müssen, besonders wird zu beachten sein, daß das Maß der Erhöhung von der geologischen Struktur des Elbtales und der Höhenlage der Grundwasserstände des Elbgebietes abhängig ist. Jedenfalls steht fest, daß dieses Zuschußwasser aus den Talsperren keinesfalls imstande sein würde, die Niedrigwasserregelung zu ersetzen, diese Regelung muß trotzdem das Fundament des Elbausbaues bilden.

Kanalpläne.

Der zur Zeit auf den Elbstrom beschränkte Anteil Sachsens an der deutschen und mittteleuropäischen Binnenschiffahrt würde bei Ausführung der deutschen Kanalpläne erheblich erweitert. — In der Hauptsache handelt es sich hierbei um drei Kanalpläne: den Mittellandkanal, den Elbe-Oder-Donau-Kanal und den Elbe-Spree-Oder-Kanal. Der Mittellandkanal ist für das Wirtschaftsleben Sachsens von doppeltem Wert. Erstens bringt er der sächsischen Elbe über Magdeburg die Verbindung auf dem Wasserwege auch nach dem Rheingebiet, besonders nach dem rheinisch-westfälischen Industriebezirk; zweitens hat dieser Kanal eine hohe wirtschaftliche Bedeutung für Westsachsen, besonders für das Industriegebiet von Leipzig und Umgebung, da der schon seit Jahrzehnten geplante Elster-Saale-Kanal ein Teilglied der großen Mittellandkanalplanung ist.

Des weiteren ist für Sachsen der Bau des Elbe-Oder-Donau-Kanals von hoher Bedeutung: Er soll eine schiffbare Verbindung zwischen Elbe, der Oder und besonders der Donau herstellen. Seine Linienführung geht von Pardubitz an der Elbe nach Prerau und von dort in zwei Kanalstrecken zur Oder und zur Donau. Der Kanal würde einen großen Schiffahrtweg von dem Norden nach dem Süden, eine große europäische Binnenwasserstraße von der Nordsee bis zum Schwarzen Meer schaffen und auch in der nördlichen und nordöstlichen Tschechoslowakei durch industriell und landschaftlich hochentwickelte Gebiete führen. Leider mußten in der Kriegs- und Nachkriegszeit diese Pläne zunächst zurückgestellt werden.

Der dritte Kanalplan ist die Verbindung des Gebietes der Mittelelbe mit den östlichen Flußgebieten der Spree und der Oder. Er ist in der allerletzten Zeit durch Vorarbeiten, die vom Reichsverkehrsministerium angeordnet worden sind, wieder in den Vordergrund des Interesses gerückt. Diese Wasserstraße soll das Niederlausitzer Braunkohlenindustriegebiet mit der Elbe einerseits, mit dem Oder-Spree-Kanal und der Oder bei Frankfurt anderseits verbinden. Sachsen muß bei der für die gesamte deutsche Wirtschaft hohen Bedeutung seines oberelbischen Wirtschaftslebens ganz besonderen Wert darauf legen, daß bei der Linienführung des Kanals auch seine wirtschaftlichen Interessen berücksichtigt werden und der Kanal in Riesa in die Elbe einmündet.

Die Wasserwirtschaft Sachsens hat für die öffentliche und die private Wirtschaft in den nächsten Jahren und Jahrzehnten noch große Aufgaben zu erfüllen. Sie hat in dem letzten Jahrzehnt das Bild des Aufstiegs gezeigt. Die Not der Zeit hat jetzt diese Arbeit wieder zum Teil zum Stillstande kommen lassen. Hoffen wir, daß es die Finanzlage des Landes bald oder wenigstens in absehbarer Zeit wieder gestattet, die technischen Behörden weiter schöpferisch tätig in den Dienst derjenigen wasserwirtschaftlichen Aufgaben zu stellen, die noch ihrer Erfüllung harren.

Alle Rechte vorbehalten.

Entnahme von Bodenproben in ungestörter Verfassung.

Von Regierungsbaurat Dr.-Ing. Emil Burkhardt, Stuttgart.

Nach einem Vortrage des Verfassers vor dem Ausschuß für Baugrundforschung der Deutschen Gesellschaft für Bauwesen.

Vor etwa zwei Jahren berichtete ich über ein neues Verfahren zur Aufschließung des Untergrundes[1]). In der Zwischenzeit bot sich Gelegenheit, das Verfahren an verschiedenen Staustufen des Neckarkanals sowie an anderen Stellen in großem Ausmaße weiter zu erproben. Neben der Erprobung der Bohreinrichtung gestatteten die zum Teil zahlreichen Bohrungen auf ein und demselben Gelände, besonders das Auswertungsverfahren auszubauen und darüber hinaus die Bodenarten in Klassen verschiedenen Widerstandes bzw. zulässiger Bodenpressungen einzuteilen. Insgesamt sind mit dem Bohrpfahl etwa 800 lfdm gebohrt worden. Der Zweck der Bohrungen war die Feststellung der Höhenlage des festen Baugrundes, die Bestimmung der Bodenarten und ihre Reihenfolge, sowie die Ermittlung des Kiesvorkommens und dessen Beschaffenheit, also von Merkmalen und Eigenschaften, wie sie für die Entwurfaufstellung, die Vergebung und Ausführung von Tiefbauarbeiten unerläßlich sind und im Hinblick auf ihre große Bedeutung erfahrungsgemäß nicht sorgfältig und umfangreich genug gemacht werden können. Das Gelände, in dem gebohrt wurde, lag zum Teil weit weg von menschlichen Siedlungen, die Entfernung der Bohrlöcher betrug bis zu 2000 m. Die Abgelegenheit der Bohrstellen bedingte Unabhängigkeit von einer fremden Kraftquelle sowie eine einfache und betriebsichere Bohreinrichtung; die große Entfernung der Bohrlöcher erforderte ein leicht zu beförderndes Bohrgerät bei weitgehender Schonung des bewachsenen Geländes. Von den bei den Versuchen angewandten Rammgeräten wurde einer Delmag-Explosionsramme der Vorzug gegeben, da diese von einer fremden Kraftquelle, wie Elektrizität, Druckluft oder Dampf unabhängig ist, sich unschwer befördern läßt und wenig raumsperrend ist. Für die Delmag-Ramme sprach in hohem Maße auch die große Zahl der Rammschläge, durch die sie in der Wirkung einem Dampfhammer gleichkommt. Die selbsttätige Regelung der Zündung gewährleistet gleichbleibende Rammarbeit, was für die Auswertung der Bohrergebnisse wichtig ist.

Form		Schlagen	Drücken
	ϕ mm	a/b cm	a/b cm
	8	8,5/11,8	3,5/11,8
	10	11/13	5/13
	10	11/12,2	6/12,2
	12	11,6/12,6	6/12
	12	12,3/12,7	7,5/12,7
	16	12,2/12,5	8/11,5
	20	12/12,4	10/12
Versuchsand		50% 0,2 ÷ 0,5 mm 30% 0,5 ÷ 1,0 mm 20% 1,0 ÷ 3,0 mm	

Abb. 1.

Welche Bedeutung dem Rammen des Bohrgerätes bei der Kerngewinnung gegenüber seinem Eindrücken zukommt, darüber gaben bereits die früher zur Erprobung der Idee mit Glasröhrchen angestellten Versuche Aufschluß. Wie aus Abb. 1 ersichtlich, war der Kern beim Eindrücken der Röhrchen bis über 50 % mehr zusammengedrückt, als wenn die Röhrchen mit raschen Schlägen eingetrieben wurden. Bei zunehmendem Durchmesser ging die Zusammendrückung zurück, blieb aber immer noch größer, als wenn die Röhrchen mit raschem Schlag eingetrieben wurden.

Das Rammgerüst für die Bohreinrichtung bestand aus einem Dreibeingerüst mit verstärktem Mäkler und Sprossen auf einem Grundrahmen auf Rollen, auf dessen Bühne zwei Winden zum Anheben der Ramme und des Bohrpfahls aufgestellt wurden (Abb. 2). Das Ziehen des Pfahlrohres nach Beendigung der Bohrung geschah wie bei den Versuchen

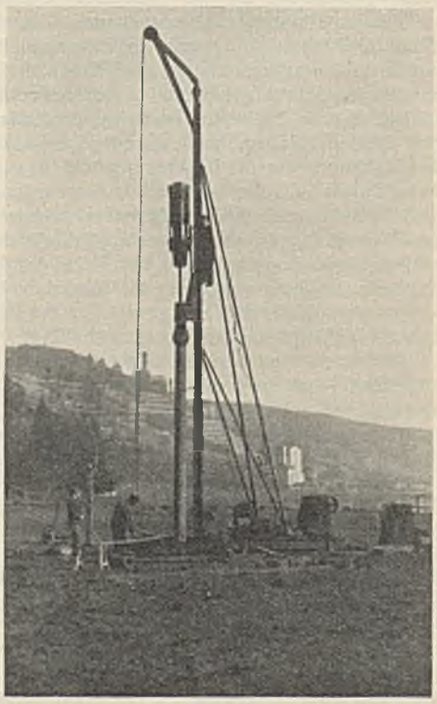


Abb. 2.

[1]) Bautechn. 1931, Heft 17, S. 247 ff.

Abb. 3.

Abb. 4.

mit Druckwasserhebeböcken, die an einer kräftigen Rohrschelle angriffen, nur wurden die Pumpen motorisch angetrieben.

Die Ablagerungen, die bei den Bohrungen durchfahren wurden, gehörten dem Alluvium und dem Diluvium an und bestanden aus Humus, Lehm und Kies von einer Mächtigkeit bis zu 18 m. Der anstehende Fels gehörte den tertiären Schichten an und bestand je nach Höhenlage aus Mergel, weißem Sandstein, Kalkstein und Buntsandstein. Der plattig geschichtete Fels war in den oberen Schichten von tonigen Zwischenlagerungen durchsetzt.

Bei der Bohrung durch Rammung wird das ganze durchrammte Gebirge als Kern gewonnen. In diesem Kern kommen die Schichten in der Reihenfolge und Zusammensetzung zutage, wie sie in der Erde anstehen. Der Kern ist von so tadelfreier Beschaffenheit, daß alle Merkmale über Bodenart, Arten der Beimengungen, Farbe, Beschaffenheit, genau festgestellt werden können. Auch im Grundwasser erleidet der Aufschluß keine Störungen. Der große Durchmesser des Kernrohres von 210 mm ermöglicht aber auch die Gewinnung von Geröllen bis zur Größe eines Kinderkopfes. Durch den scharfen Pfahlschuh wurde selbst der plattige Kalkstein des oberen Hauptmuschelkalkes bis zu 4,5 m durchschlagen. Während in diesem Fall Rotationskernbohrung vielleicht nur 20 % Kern geliefert hätte, da die Tonzwischenlagen und der Kalkstein zum Teil zermahlen und fortgespült worden wären, liefert der Bohrpfahl 100 % Kern. Wie der Kern nach dem Öffnen des Kernrohres herauskommt, zeigt Abb. 3. Abb. 4 zeigt den Kern nach dem Auseinandernehmen; der untere Teil, nur zum Teil auseinandergenommen, besteht aus plattigem Muschelkalk mit Tonzwischenlagen.

Der Bohrpfahl ist so konstruiert, daß nach Herausnahme des Innenrohres ohne weiteres auch ein Rotationskernbohrer oder ein Sondierrohr zur Entnahme von Bodenproben in bestimmter Tiefe für bodenphysikalische Untersuchungen eingesetzt werden kann. Im vorliegenden Falle wurde das Bohrgerät besonders für den stark wechselnden Schichtenbau im südlichen Deutschland entwickelt. Sind die Ablagerungen homogener, wie in Norddeutschland, wo Sande oder Tone vorherrschen, so kann der Durchmesser des Bohrgerätes wesentlich kleiner und das Hilfsgerät leichter gehalten werden.

Mißt man den mit dem Bohrpfahl gewonnenen Kern, so zeigt sich, daß er kleiner ist als die Eindringung des Pfahlrohres, und zwar um so kleiner, je weicher die Schichten sind. Die Zusammendrückung ist am größten bei Humus und Schlamm, sie nimmt sehr rasch ab bei Kies und sinkt nahezu auf Null bei Fels. Durch das Loten des Kerns während der Rammung ist man aber in der Lage, den Vergrößerungsfaktor in einfacher Weise zu ermitteln. Beträgt z. B. nach 100 cm Rammfortschritt die Kernlänge 80 cm, so ist der Vergrößerungsfaktor für die in dieser Kernlänge festgestellten Schichten $100 : 80 = 1{,}25$. Hierbei ist Voraussetzung, daß der Kern innerhalb des Kernrohres nach dem Durchgang durch die Rohrmündung sich beim weiteren Vordringen im Kernrohr nicht mehr zusammendrückt, daß also der gesamte Zusammendrückungsvorgang sich vor dem Pfahlschuh abspielt. Die Richtigkeit dieser Voraussetzung soll nachher bewiesen werden. Es ist auch wohl verständlich, daß der vordringende Pfahlschuh bzw. die im unteren Teile des Pfahlschuhes vor dem Kernring gelegenen Schichten infolge von Gewölbebildung u. dgl. die darunterliegenden Schichten zusammendrücken, bevor diese in das Rohr eindringen. Hierdurch tritt wohl eine kleine Verschiebung der Schichten in ihrer Normalnullhöhe ein, die aber praktisch nichts zu bedeuten hat.

Die Länge des Kerns wird einfach aus der beobachteten Eindringungstiefe des Bohrpfahls und der Ablotung der Kernoberfläche bestimmt. Es besteht hierfür die Beziehung $K = A - E$, d. h. Kernlänge = Ablesung — Eindringungstiefe. Die Größe A wird mechanisch registriert und kann an einem Meßtisch (s. Abb. 2), die Eindringungstiefe unmittelbar am Außenrohr abgelesen werden. Der Bohrmeister hat also während der ganzen Bohrung weiter nichts zu tun, als immer nach einer bestimmten Zahl von Rammschlägen, etwa nach 10 oder 100 je nach dem Gebirge, diese Ablesungen zu machen. Diese Arbeit beansprucht so wenig Zeit, daß der Rammvorgang dadurch keine Unterbrechung erleidet.

Die Auswertung der Ablesungen geschieht am besten graphisch in der Weise, daß die Ganglinie der Pfahlspitze in ein Koordinatensystem aufgetragen wird (s. Abb. 5). Dabei stellen die Abszissen die Zahl der Schläge und die Ordinaten die Eindringung der Pfahlspitze dar. Aus der so erhaltenen Ganglinie der Pfahlspitze ergibt sich die Kernoberflächenlinie durch Verringerung der Ordinaten der Ganglinie um die zugehörige Kernlänge. Betrachtet man den Verlauf der Ganglinie der Pfahlspitze, so fallen daran die Knickpunkte auf. Aus diesen Punkten kann auf einen Schichtwechsel geschlossen werden. Diese Knickpunkte liefert zwar jede Massivpfahlrammung, ohne daß jedoch damit ein Aufschluß über die Bodenart erzielt wird. Im vorliegenden Falle wird der Aufschluß durch den gleichzeitig zutage geförderten Kern erbracht.

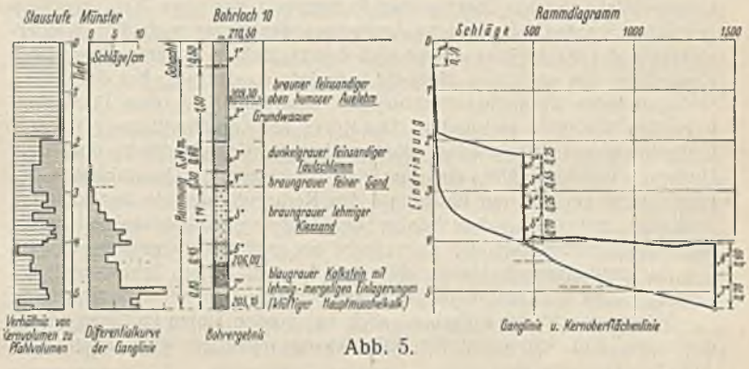


Abb. 5.

Die tatsächlichen Schichthöhen werden wie folgt bestimmt:

Die im Diagramm erscheinende Kernlänge wird so aufgeteilt, wie an Ort und Stelle die Schichtgrenzen im geöffneten Kern festgestellt wurden. Alsdann wird das oberste Kernstück in den Zirkel genommen und zwischen die beiden Kurven eingepaßt. Die untere Zirkelspitze gibt dann die Höhenlage der Pfahlspitze in dem Augenblick an, in dem die Schicht gewechselt hat, also die tatsächliche Höhenlage der Schichtgrenze. Hiermit ist auch die wirkliche Stärke der Schicht bestimmt. Die weiteren Schichten werden in derselben Weise bestimmt, indem immer von der Kernoberfläche ab das Stück bis zur nächsten Schichtgrenze in den Zirkel genommen wird. Bei dieser Auswertung zeigt sich, daß die Schichtgrenzen tatsächlich mit den Knickpunkten der Ganglinie zusammenfallen. Hierin liegt der Beweis, daß die Schichten beim weiteren Vordringen im Kernrohr nicht mehr zusätzlich zusammengedrückt werden, daß also das Auswertungsverfahren exakt ist. Die Güte des Bohrverfahrens wird auch dadurch bestätigt, daß im vorliegenden Falle die Bestimmung der Schichtgrenzen im Kern durch einen Geologen, die Auswertung des Diagramms aber unabhängig und später durch einen Ingenieur geschah. Das Verfahren liefert also so gut wie einen ungestörten Aufschluß.

Vergleicht man die Ganglinien der verschiedenen Bohrungen miteinander, so fällt auf, daß in ähnlichen Bodenarten die Ganglinien ähnliche Neigung aufweisen. Bei gleicher Art und Weise der Rammung stellt also die Neigung ein Charakteristikum für eine bestimmte Bodenart dar. Wie genau die Ganglinie den Wechsel in der Schichtung anzeigt, ergibt sich am besten durch das Auftragen der Differentialkurve der Ganglinie, d. h. einer Kurve, die angibt, wieviel Schläge notwendig sind, um einen Bohrfortschritt von 1 cm zu erhalten. Wie aus dieser Kurve (s. Abb. 5) hervorgeht, braucht man bei dem humosen Auelehm nur 0,1 Schlag, um 1 cm tief einzudringen, beim feinen Sand 0,2 Schläge, im braungrauen Kiessand wächst die Zahl auf 5 Schläge an. Eine Kalksteinplatte wurde mit 15 Schlägen/cm Vortrieb durchschlagen.

Eine weitere Charakteristik des Bohrergebnisses läßt sich auch noch aus dem Verhältnis des Kernvolumens zum verdrängten Pfahlvolumen ableiten. Die Kurve Abb. 5 macht ersichtlich, daß je nach Lagerung und Kornzusammensetzung bei gleicher Art und Weise der Rammung mehr oder weniger in das Kernrohr eintritt. So zeigt sich, daß bei dem humosen Auelehm, der ein wenig dichtes Gefüge aufweist, nur etwa 10 % (relativ)

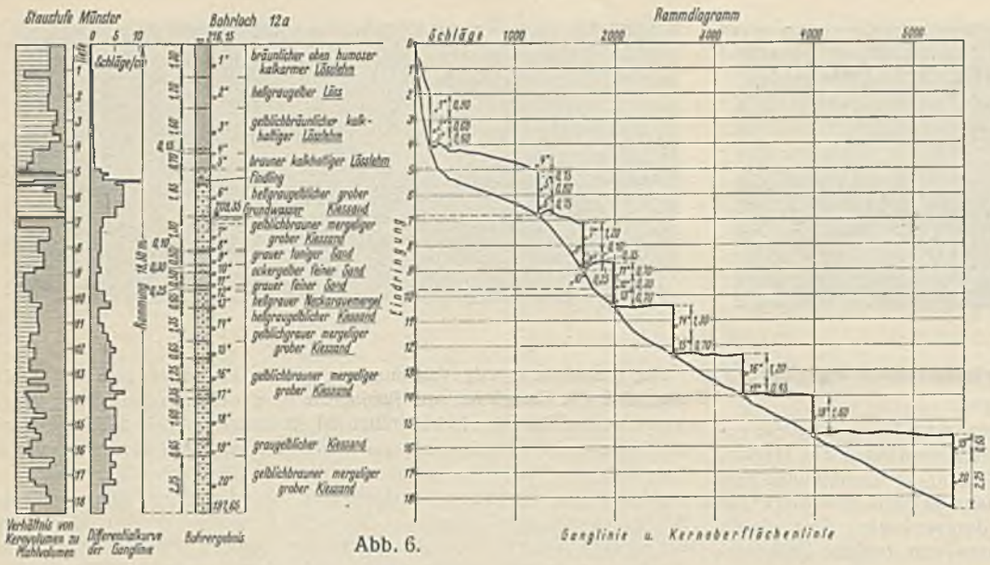


Abb. 6.

wird zweckmäßig nicht mit der Differentialkurve der Ganglinie, sondern mit der Ganglinie selbst, die ohne Fehler auf größere Tiefen als Gerade angenommen werden kann, gearbeitet. Trägt man die einzelnen Neigungswinkel der Ganglinien für die verschiedenen Bodenarten in ein Koordinatensystem auf, so ergeben sich innerhalb eines Quadranten Teilsektoren für die verschiedenen Bodenarten (Abb. 7).

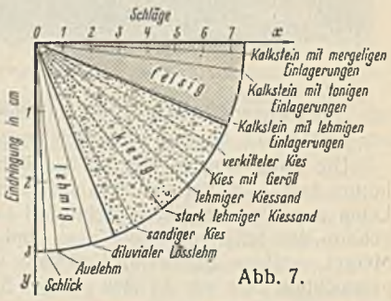


Abb. 7.

in das Kernrohr eindringen, bei dem dichtgelagerten Faulschlamm und dem feinen Sand hingegen 45 bis 60 %. Bei dem mit Lehm durchsetzten Kiessand wird ein großer Teil der Rammarbeit für Zusammendrückung aufgewendet, so daß trotz großer Rammarbeit nur etwa 30 % als Kern gewonnen werden. Das rasche Anwachsen des Kerns nach dem Wiedereinsetzen des Kernrohres erklärt sich daraus, daß im unteren Raume des Kernrohres sich noch kein Material befindet, so daß also bei den ersten Schlägen keine Zusammendrückung der unmittelbar vor dem Pfahlschuh liegenden Schichten stattfindet. Die Kurve der Kernoberfläche gibt diese Erscheinung ebenfalls wieder. Wenn dabei die Kernoberfläche über dem Horizont liegt, so rührt dies von den verschiedenen Querschnitten des Pfahlschuhs am unteren Ende und des Kernrings her. In den kalkigen Schichten zeigt sich, daß infolge der Unzusammendrückbarkeit große Rammarbeit notwendig ist, aber auch ein großer Kern gewonnen wird.

Zusammenfassend lassen die drei Kurven einen Schluß auf die Lagerung und das Gefüge des Materials und damit auf seine Festigkeit zu.

Wie ungestört der Aufschluß auch aus großen Tiefen im Grundwasser gewonnen und wie genau der Bohrvorgang registriert wird, zeigt noch Abb. 6.

Das Bohrloch hatte eine Tiefe von 18,50 m, hiervon entfielen allein 11,70 m auf Gebirge im Grundwasser. Die Schichten konnten in all ihren Eigenschaften, wie die differentierte Benennung erkennen läßt, genau bestimmt werden. Es braucht nicht darauf hingewiesen zu werden, was für ein Ergebnis in diesem Falle die früheren Bohrverfahren geliefert hätten. Verglichen mit Abb. 5 zeigt sich, daß gleich zu Anfang der Rammung von dem dichter als der Auelehm gelagerten Lößlehm, der dem Diluvium angehört, bereits 30 % gegenüber 10 % beim humosen Auelehm gewonnen wurden. Die Genauigkeit der Registrierung des Bohrvorganges läßt am besten der eingelagerte Findling erkennen. Um ihn zu durchrammen, war eine große Rammarbeit, 10 Schläge/cm Vortrieb, nötig; während dieser Zeit tritt kein Kern ein. In dem Augenblick aber, wo der Findling durchrammt war, nimmt der Kern wieder rasch zu, die Rammarbeit geht zurück.

Hingewiesen sei auch noch auf die Verringerung der Rammarbeit, sobald der Pfahl in die im Grundwasser liegenden Schichten eindringt. Dieses Merkmal läßt bereits die Ganglinie, die steiler wird, erkennen. Sodann ist von Bedeutung, daß die Neigung der Ganglinie auch bei zunehmender Tiefe in ein und demselben Material, beispielsweise in dem gelblichbraunen mergeligen groben Kiessand, der auf mehrere Meter von 11 m Tiefe ab ansteht, sich kaum ändert. Für den praktischen Gebrauch Begrenzt wird der Quadrant in der X-Achse durch eine Bodenart, die bei unendlicher Schlagzahl die Eindringung 0 aufweist, also härtesten Fels darstellt, in der Y-Achse ist die Schlagzahl 0 und die Eindringungstiefe ∞, also ein Material etwa wie Wasser. Dazwischen liegen die gebräuchlichen Bodenarten Fels, Kies, Lehm, Schlick und Humus. Wie sehr der Widerstand des Kieses von seinen Beimengungen abhängig ist, zeigen die vielen Strahlen in den Kiessektoren. Entsprechend dem Widerstande der Schichten beim Bohren darf diesen Schichten auch eine gewisse Beanspruchung zugeteilt werden. Ein Weg hierzu wäre die Durchführung einer Bodenbelastung, wenn die einzelnen Schichten beim Bau bloßgelegt sind. Wären diese Bodenbelastungen für sämtliche bekannten Bodenarten durchgeführt und daraus die zulässigen Bodenpressungen bestimmt, so könnten künftig aus der Neigung der Ganglinien allein schon die zulässigen Bodenpressungen angegeben werden.

Ein zweiter Weg wäre der, das Raumgewicht und die Kornzusammensetzung eines Kernstücks als Kriterium für die Größe der zulässigen Bodenpressungen zugrunde zu legen. Bodenpressungen wären allerdings auch in diesem Falle notwendig. Bei kiesigem Material könnte hierbei ähnlich wie im Betonbau an die Aufstellung einer Siebkurve, aus der auf die zulässige Bodenpressung geschlossen werden darf, gedacht werden. Der erste Weg dürfte jedoch für die Ermittlung der zulässigen Bodenpressungen einfacher und sicherer sein. Der zweite Weg wird besonders für die Feststellung der bodenphysikalischen Eigenschaften des gewonnenen Materials von Bedeutung sein, insofern, als aus dem Raumgewicht, der Kornzusammensetzung und dem Maße der Zusammendrückung im Laboratorium das Material so rekonstruiert werden kann, wie es im Untergrunde ansteht.

Ergebnis.

1. Mit dem neuen Bohrgerät kann nach dem angegebenen Verfahren auch im weichen Gebirge und im Grundwasser ein Kern gewonnen werden.
2. Dieser Kern läßt eine genaue Beurteilung aller Merkmale, wie Bodenart, Beimengungen, Farbe und Beschaffenheit zu.
3. Das Bohrergebnis gestattet eine quantitative und qualitative Auswertung vorhandener Kiesschichten für die bauliche Verwertung.
4. Felsiger Untergrund wird mit Sicherheit festgestellt.
5. Durch die Registrierung des gesamten Bohrvorganges ist es möglich, an Hand des gewonnenen Materials die verschiedenen Bodenarten nach Klassen verschiedenen Widerstandes einzuteilen und diesen auf Grund von vergleichenden Bodenbelastungen bestimmte zulässige Bodenpressungen zuzuweisen.

Alle Rechte vorbehalten.

Neuzeitlicher Ausbau der badischen Großwasserkräfte.

Von Regierungsbaurat a. D. Otto Henninger, Freiburg i. Br.

Nach dem Weltkriege setzte in Baden eine lebhafte Entwicklung in dem Ausbau der Wasserkräfte ein. Zunächst wurde mit einer Reihe kleinerer Werke begonnen. Als Folge der Zusammenfassung in der Elektrizitätsversorgung großer Landesteile durch die Bad. Landeselektrizitätsversorgung AG (Badenwerk) in Karlsruhe konnte auch zum Ausbau der Großwasserkräfte geschritten werden.

Zunächst wurde der baureif vorliegende Plan des Schwarzenbachwerkes, der ergänzenden Hochdruckspeicheranlage für das bereits vor dem Kriege begonnene und während des Krieges vollendete Murgwerk, in Angriff genommen. Der Beginn des Baues fiel in das Jahr 1922. Das Schwarzenbachwerk weist bei 345 m Nutzgefälle im Mittel eine Leistung von 38 000 kW und eine mittlere Jahreserzeugung von etwa 56 Mill. kWh aus natürlichem Zufluß auf. Die Erzeugung kann mittels zweier Speicherpumpen von zusammen 20000 kW Antriebleistung noch um 17 Mill. kWh Spitzenstrom gesteigert werden. Dabei fließt das Speicherwasser aus der Druckrohrleitung des Murgwerkes mit 150 m Druckhöhe den Pumpen zu und wird von diesen durch die Druckrohrleitung und den Stollen des Schwarzenbachwerkes nach dem Speicherbecken gefördert. Der Nutzinhalt des Schwarzenbachbeckens beträgt 14,3 Mill. m³, der mittlere Jahreszufluß 76 Mill. m³. Murg- und Schwarzenbachwerk zusammen erzeugen im Jahresmittel etwa 120 Mill. kWh bei 58 000 kW Generatorenleistung.

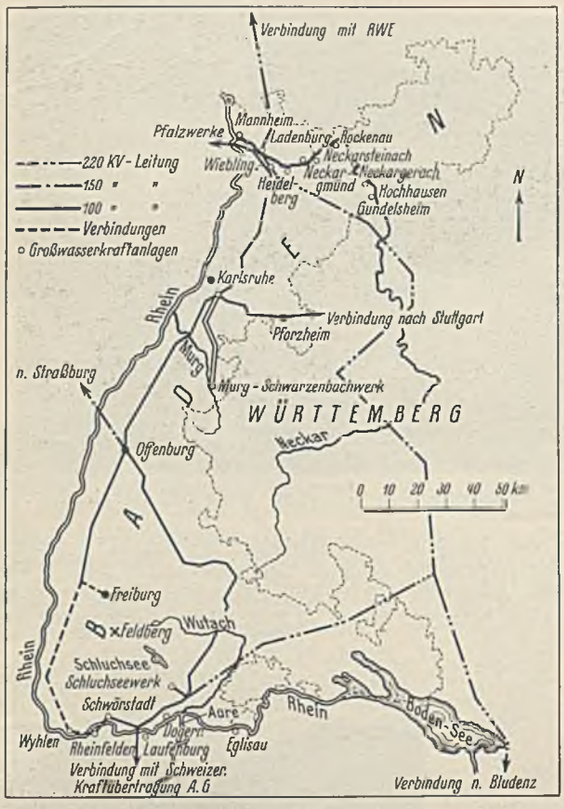


Abb. 1.

Abb. 3. Schwarzenbachbecken.

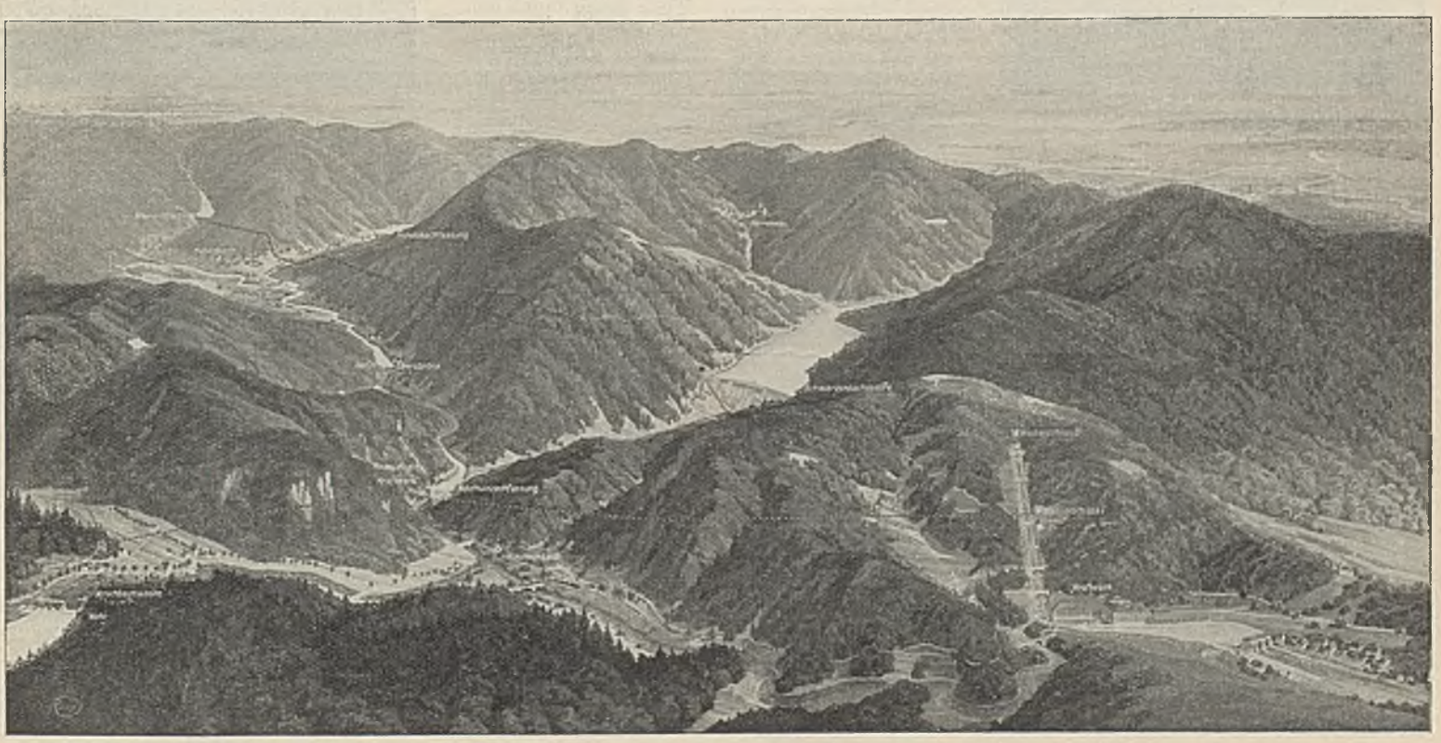
Durch die Erklärung des Neckar zur Reichswasserstraße konnte gleichzeitig die Neckarkanalisierung in Angriff genommen werden. Der badische Anteil der Nutzleistung aus den der Reihe nach entstehenden Kraftstufen beträgt zusammen etwa 168 Mill. kWh im Jahresmittel bei 31 000 kW Höchstleistung.

Dem ersten Einsatz dieser Entwicklung des Wasserkraftausbaues folgte eine vieljährige Pause bis zur Inangriffnahme weiterer Werke. In diese Zeit fiel auch der Übergang von der Inflation zur festen Währung. Die in allen Ländern anhaltende Steigerung des Kraftbedarfes ließ aber schon fünf Jahre später an den weiteren Ausbau der Großwasserkräfte am Oberrhein denken.

Im Jahre 1927 konnte durch Vereinigung deutscher und schweizerischer Elektrizitätswerke der Bau des Rhein-Kraftwerks Ryburg-Schwörstadt in Angriff genommen werden[1]). Das Kraftwerk ist für eine normale Betriebswassermenge von 1000 m³/sek ausgebaut, wovon jede der vier Kaplanturbinen in der Lage ist, bis zu 300 m³/sek zu verarbeiten. Das größte Gefälle beträgt 12,50 m. Der Rhein wird durch ein Schützenwehr mit vier Öffnungen von je 24 m Lichtweite aufgestaut; der Stau reicht bis Säckingen. Bei guten Wasserständen beträgt die Gesamtleistung des Kraftwerkes etwa 100 000 kW. Es vermag etwa 650 Mill. kWh zu erzeugen. An dieser Kraft sind deutscherseits die Kraftübertragungswerke Rheinfelden und die Bad. Landeselektrizitätsversorgung AG (Badenwerk) mit je einem Viertel beteiligt.

Die Rheinkraftwerke sind Laufwerke und daher in der Erzeugung von der wechselnden Wasserführung abhängig. Diese geht im Winter sehr stark, selbst unterhalb der Aaremündung bis auf nahezu 300 m³/sek zurück, während die schmelzenden Gletscher im Sommer immer hohe Wasserstände bewirken. Das Land Baden ist aber in der glücklichen Lage, neben der von alpinem Flußregime abhängigen Rheinkraft auch noch über sehr beträchtliche Wasserkräfte im Mittelgebirge, besonders im Schwarzwald, zu verfügen. Bei den Schwarzwaldflüssen überwiegt aber der Abfluß im Winter gegenüber jenem im Sommer. Somit gebietet die Natur geradezu eine Verbindung beider Kraftquellen. Diese in ihren Grundzügen selten günstigen Verhältnisse sind jedoch in den einzelnen Jahren starken Schwankungen unterworfen; ihre volle Ausnutzung bedarf daher eines leistungsfähigen Kraftspeichers. Um diesem einer ausgeglichenen Kraftwirtschaft dienenden Erfordernis zu genügen und gleich-

[1]) Näheres s. Bautechn. 1931, Heft 42, 45 u. 48.



Murgfassung. Abb. 2. Murg-Schwarzenbachwerk. Ausgleichwerk Forbach.

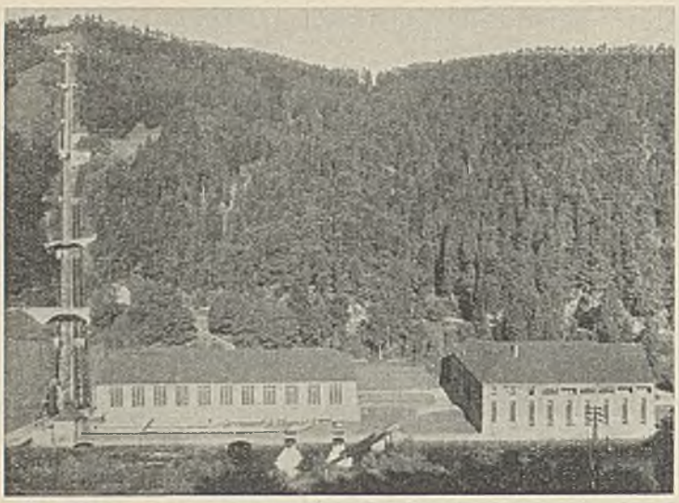


Abb. 4. Murg-Schwarzenbachwerk. Rohrbahnen und Kraftwerk.

zeitig zur Sicherstellung von Spitzenstrom und als Notreserve wurde im Jahr 1929 zum Ausbau des Schluchseewerkes geschritten.

Zu dem Ausbau des zu den bedeutendsten Hochdruckspeicherkraftwerken gehörenden Schluchseewerkes vereinigten sich nicht nur die an der Deckung des deutschen Energiebedarfs beteiligten Kraftwerke am Oberrhein — Badenwerk, Rheinfelden, Laufenburg —, sondern auch das Rheinisch-Westfälische Elektrizitätswerk, das im Zusammenhang damit im Jahre 1930 mit Aargauer Beteiligten den Bau des Rheinkraftwerkes Albbruck-Dogern in Angriff nahm.

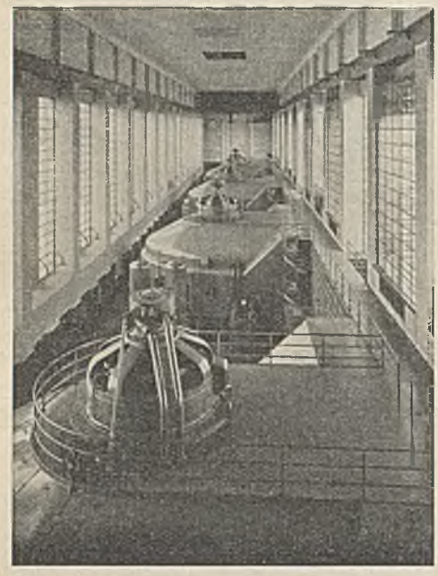


Abb. 5. Rheinkraftwerk Ryburg-Schwörstadt. Maschinenhalle.

Die Schluchseewerk AG bezweckt die Ausnutzung des niederschlagreichen Gebietes südlich des Feldbergs mit dem 600 m betragenden Höhenunterschied zwischen dem Schluchsee und dem Oberrhein. Der vollendete erste Teilausbau umfaßt 330 m mittleres Nutzgefälle, das in zwei Kraftstufen von 200 und 130 m Höhe unterteilt ist[2]). Der Schluchsee ist mittels einer 115 000 m³ Betonmauerwerk erfordernden massiven Sperre zu einem

[2]) Vgl. Bautechn. 1930, Heft 17, S. 259.

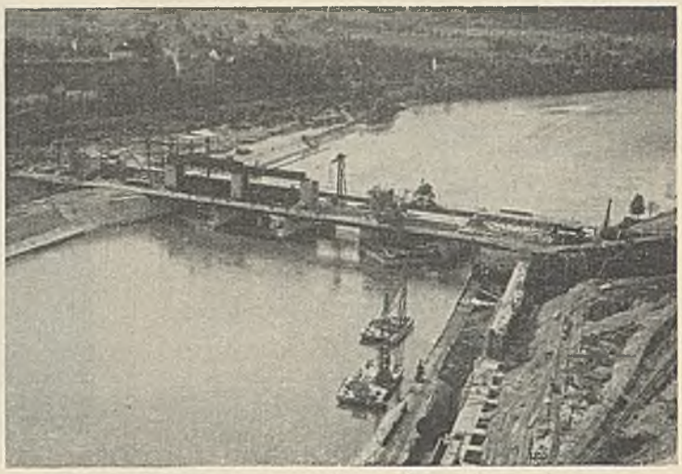


Abb. 8. Rheinkraftwerk Albbruck-Dogern. Wehr und Kanaleinlauf.

Speicherbecken von 108 Mill. m³ Nutzinhalt ausgebaut. Die gesamte Maschinenleistung erreicht bei gefülltem Schluchseebecken 143 000 kW, bei betriebsmäßiger Absenkung 119 000 kW. Die mittlere Jahreserzeugung wird 130 Mill. kWh betragen, wovon 73 Mill. kWh auf Erzeugung aus natürlichem Zufluß entfallen. Der restliche Teil stellt den Gewinn aus der hydraulischen Akkumulierung in der Oberstufe dar. Ein Gegenweiher beim Krafthaus Häusern der Oberstufe kann mit 1,37 Mill. m³ für die Speicherung von Wasser benutzt werden, zu dessen Rückförderung nach dem Schluchsee vier Pumpen von je max. 10 m³/sek Fördermenge zur Verfügung stehen. Durch die Verbindung dieser Pumpen mit den Turbinen und Generatoren der vier Maschinensätze an stehender Welle sowie durch den vollautomatischen Betrieb ist das Krafthaus Häusern besonders bemerkenswert und zum schnellsten Einsatz im Turbinen- oder Pumpenbetrieb geeignet. — Die Inbetriebsetzung des Werkes begann mit den ersten Maschinensätzen im April 1931. Restarbeiten und besonders die allmähliche Fertigstellung der Sperrmauer zogen sich bis Ende 1932 hin.

Abb. 7. Schluchseewerk. Krafthaus Häusern mit Schwarzabecken.

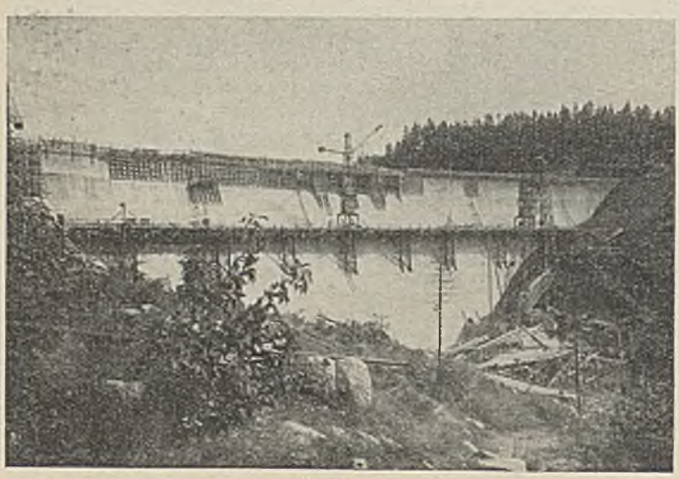


Abb. 6. Schluchseesperre.

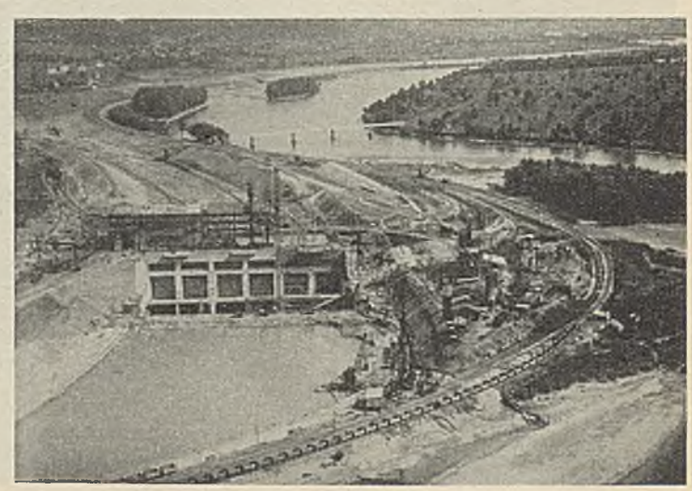


Abb. 9. Rheinkraftwerk Albbruck-Dogern. Krafthaus Albbruck.

Das Rheinkraftwerk Albbruck-Dogern wird im Herbst 1933 dem Betrieb übergeben werden können. Das Werk umfaßt die im Kanalisierungsentwurf für den Oberrhein festgelegte Stufe zwischen der Aare-Mündung und der Mündung der Alb. Bei Dogern unterhalb Waldshut wird durch ein Schützenwehr mit fünf Öffnungen von je 25 m Lichtweite der Rhein gestaut und bis zu einer Höchstwassermenge von 900 m³/sek dem auf der badischen Seite angeordneten Oberwasserkanal von 3,5 km Länge zugeleitet. Der Oberwasserkanal hat eine Breite von 47,2 m in der Sohle und von 85 m in Dammkronenhöhe; er wird mit einer Betonschale ausgekleidet. Die Wassergeschwindigkeit im Kanal beträgt zwischen 1 und 2 m/sek. Am Ende des Kanals fließt das Wasser durch drei Kaplanturbinen von je max. 300 m³/sek Schluckfähigkeit und erreicht anschließend durch einen kurzen Unterwasserkanal wieder den Rhein. Die Turbinen sind mittels stehender Achsen fest mit Generatoren verbunden. Durch die Ausnutzung des Werkwassers mit 10 bis 11 m Gefälle werden bis zu 65 000 kW Leistung und im Jahresmittel etwa 450 Mill. kWh erzielt.

Das letzte Jahrzehnt hat, wie aus dem Überblick hervorgeht, ohne Zweifel eine starke Förderung im Ausbau der Wasserkräfte gebracht. Der Entwicklung der Krafterzeugung an den Flüssen wird auch weiterhin seitens der Elektrizitätswerke das besondere Augenmerk gelten müssen, wie auch in den Nachbarländern die Erkenntnis von dem hohen volkswirtschaftlichen Werte der Wasserkraftwerke für die Dauer erkannt wurde und auch dort der Ausbau der Wasserkräfte schon stark vorgeschritten ist. So wird auch ein Anziehen im Wirtschaftsleben für die Weiterentwicklung der badischen Kraftquellen Fortschritte bringen.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Stadt und ihre Straßenbrücken.

Von Oberbaudirektor Dr.-Ing. ehr. Leo, Hamburg.

Mit der Ausdehnung der deutschen Groß- und Mittelstädte und dem Wachsen des Autoverkehrs nach dem Kriege nahm die Bedeutung der städtischen Straßenbrücken für Verkehr, Wirtschaft und Haushalt erheblich zu. Die Anforderungen des Autoverkehrs wurden bestimmend für die Gestaltung neuer Brücken und für die Notwendigkeit, vorhandene durch neue Brücken mit höherer Tragfähigkeit und größerem Verkehrsraum zu ersetzen. Berlin und Hamburg können als Beispiel dafür dienen, in welchem Maße seit dem Kriegsende und bis zur Krise von 1931 Neu- und Ersatzbauten in Großstädten nötig werden konnten.

Berlin besitzt in seinem Weichbilde 508 Straßenbrücken[1]); davon betreut die Stadt (Tiefbauamt) 317. Von 1920 bis 1930 wurden ausgeführt: 40 Neubauten und 29 größere Instandsetzungen. Für 41 der größeren Brücken mußten rd. 35 Mill. RM aufgewendet werden.

In Hamburg verwaltet das Ingenieurwesen 324 von den insgesamt vorhandenen 410 Straßenbrücken. In den Jahren 1923 bis 1931 sind zur Überführung neuer Verkehrswege erbaut 38, als Ersatz für unzureichende vorhandene Brücken 30. Unter letzteren befanden sich 26 Holzbrücken; ihr Ersatz durch tragfähige und breitere Brücken erforderte rd. 7,5 Mill. RM. Die Gesamtkosten der ausgeführten 68 Neubauten, darunter manche kleine Brücken im Landgebiet, betrugen rd. 20 Mill. RM.

Lasten und Tragfähigkeit.

Die Ansprüche an Tragfähigkeit erfuhren durch die Verordnungen von 1928 und 1930 eine erhebliche Steigerung (Fahrzeuge statt 8 und 9 t jetzt 9 und 15 t, dann 11,8 und 16 t; größte Achslast statt 4 und 6 jetzt 8 t; gleichmäßig verteilte Fahrlast statt 400 bis 600 und 800 kg/m²).

Hamburg mag auch hier als ein Beispiel für die durch solche Steigerungen der Lasten nötigen und in Betracht kommenden Maßnahmen dienen. Das Ingenieurwesen sah sich in den letzten fünf Jahren, als die Verordnung von 1930 weitere Erhöhungen zuließ, in beschleunigtem Zeitmaß genötigt, eine Untersuchung der von ihm betreuten rd. 320 Straßenbrücken durch Nachrechnung, Probebelastung und bauliche Prüfung durchzuführen. Das war um so mehr nötig, als sich an manchen Stellen Deutschlands herausstellte, daß mit der Erhöhung der zugelassenen Lasten die Überlastungen nicht abnahmen. Das Ergebnis der bisherigen Untersuchungen geht aus der folgenden Zusammenstellung hervor.

Zusammenstellung.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
				Von Spalte 4 sind:					
Lfd. Nr.	Baustoff	Anzahl der Brücken	nachgeprüft	genügend tragfähig	nicht genügend	verstärkt od. Verst. vorbereitet	unzureichend und Verkehr beschränkt	Von Spalte 3 min. 4 ausreichend	Noch nachzuprüfen
1	Holz	52	52	2	50	7	43	—	—
2a	Gußeisen . .	5	5	1	4	2	2	—	—
2b	Stahl	128	56	47	9	4	5	17	55
3	Eisenbeton . .	94	36	26	10	7	3	16	42
4	Massiv Stein u. Beton	45	27	24	3	1	2	1	17
Zusammen 1 bis 4		324	176	100	76	21	55	34	114

Insgesamt also

von 176 näher untersuchten Brücken: ausreichend 100; verstärkt oder in Verstärkung 21; nicht ausreichend u. teilweise gesperrt 55;

von 324 Brücken: ausreichend 100 + 21 + 34 = 155; nicht genügend und gesperrt bzw. nachzuprüfen 55 + 114 = 169.

Wie die Zusammenstellung zeigt, sind fast alle Holzbrücken den statischen und dynamischen Beanspruchungen des zugelassenen Kraftverkehrs nicht gewachsen. Da Mittel für Ersatzbauten von Mitte 1931 an völlig fehlten, mußten weitgehende Beschränkungen der Lasten und Geschwindigkeiten durchgeführt werden; eine Brücke in einem wichtigen Verkehrszug wurde völlig gesperrt. Seit dem Wachsen des schweren Kraftverkehrs gehören Holzbrücken eben noch weniger als früher in den Bereich des Stadtverkehrs.

Fünf in den Jahren 1844 bis 1847 erbaute Brücken besaßen gußeiserne Träger. Bei einer dieser im Stadtinneren gelegenen Brücken (Neuerwall) konnten 1930 die Gußträger durch Peiner Stahlträger ersetzt werden. Das ergab die günstige Gelegenheit, die ausgebauten alten Träger zu untersuchen. Nach Biegeproben mit Druckwasser in einer dafür auf dem Bauhof geschaffenen Versuchsanlage besaß der vor rd. 87 Jahren in England und Deutschland hergestellte Baustoff annähernd die in den heutigen Normen verlangten Eigenschaften. Es entstanden aber bei Belastung mit 11,8-t-Kraftwagen Zugbeanspruchungen von 9,3 kg/cm² unter Berücksichtigung einer Stoßzahl von 1,4; da die Festigkeit nur 14 kg/cm² betrug, war nur eine 1,5fache Sicherheit statt der geforderten 3fachen vorhanden. Diese Untersuchungen waren von entscheidendem Werte für die Behandlung der anderen Brücken mit Gußträgern. Sie führten zu einer Beschränkung des Verkehrs in einem der wichtigsten Straßenzüge der Innenstadt (Burstah) und zu dem Zwange, die Brücke noch in diesem Jahre umzubauen.

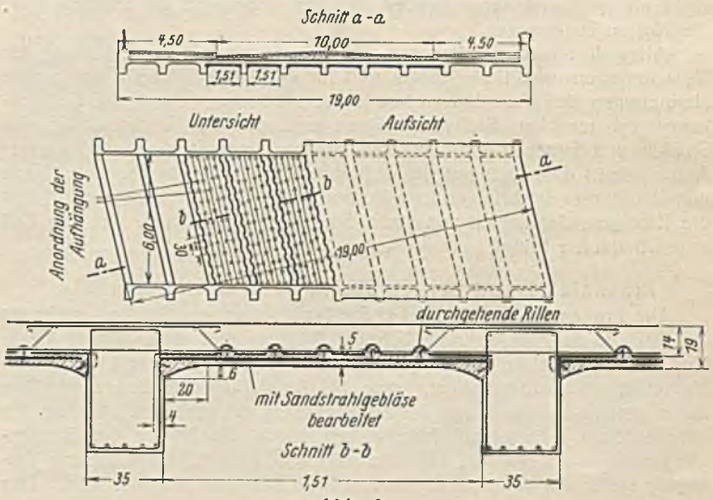


Abb. 1.

Die meisten der eisernen Überbauten waren seiner Zeit schon unter Annahme höherer Fahrzeuglasten berechnet. Sie erwiesen sich auch bei Einführung der Stoßzahl in die Nachrechnung dem schweren und schnellen Kraftverkehr gewachsen. Dabei ist in Übereinstimmung mit den DIN 1076 (Richtlinien für die Überwachung und Prüfung eiserner Straßenbrücken, § 4) davon ausgegangen, daß bei Nachweis eines guten baulichen Zustandes und befriedigender Ausbildung eine gewisse Erhöhung der zulässigen Beanspruchung erlaubt ist. Nicht ausreichend waren nach eingehenden Untersuchungen u. a. mit dem Schäferschen Dehnungsmesser (Maihak-AG), der die Spannung durch die Höhe des elektrisch erregten Tones feststellt, die Fahrbahn der 1885 bis 1887 erbauten Straßenbrücke über die Norderelbe und die benachbarte Brücke über den Oberhafen im gleichen Fernstraßenzuge. Die Verstärkung der ersteren und der Neubau der letzteren Brücke kosteten 984000 RM (ohne Pflasterung 702000 RM)[2]). Eine Brücke mit eisernem Überbau (Klosterallee) mußte, besonders auch wegen konstruktiver Mängel in den eisernen Zwischenjochen, völlig gesperrt werden, da Mittel zum Umbau noch nicht bereitgestellt werden konnten.

[1]) Bauing. 1931, Heft 4.

[2]) Bautechn. 1928 u. 1930 (IV. verst. Heft).

Abb. 2. Alte Brücke in Frankfurt a. M.

Die Nachrechnung der Eisenbetonbrücken ergab zum Teil eine starke Empfindlichkeit gegen die erhöhten Lasten; proportional mit ihnen wachsen die Querkräfte und Schubspannungen. Für die Aufnahme dieser Spannungen sind aber in den neueren Bestimmungen (des Ausschusses für Eisenbeton von 1932 und DIN 1075) betreffend Schubsicherung usw. erheblich höhere Forderungen gestellt, die von den früher erbauten Brücken zum Teil nicht erfüllt werden. In Übereinstimmung mit dem von einem Sonderausschuß des Deutschen Normenausschusses aufgestellten Entwurf einer DIN 1077 (Richtlinien für die Überwachung und Prüfung massiver Straßenbrücken) ist hier davon ausgegangen, daß bei Nachweis eines guten baulichen Zustandes und dauernd sorgfältiger Unterhaltung eine gewisse Milderung in den Forderungen zulässig und aus finanziellen Gründen heute unbedingt nötig ist. Bei einer Reihe der bisher untersuchten Brücken hat sich infolge von Schäden des Betons der Leibungen und Untersichten durch rostende Eisen sowie wegen eintretender Überbeanspruchungen die Notwendigkeit ergeben, Torkretputz und Eiseneinlagen anzubringen (s. Abb. 1). In manchen Fällen der errechneten Überschreitung der zulässigen Spannungen kann bei vorhandenen höheren Überschüttungen eine günstigere Lastverteilung d. E. der Nachrechnung zugrunde gelegt werden, als die DIN 1075 es vorsehen. Im Gange befindliche Untersuchungen in einer auf dem Bauhof eingerichteten Versuchsanlage werden hoffentlich günstige Ergebnisse und die Möglichkeit bringen, einige der sonst als gefährdet anzusehenden Brücken ungesperrt zu erhalten bzw. die Kosten zu ersparen.

Alles dies wird deutlich gemacht haben, wie mit der Erhöhung der Verkehrslasten erhebliche Kosten und für die Wirtschaft recht nachteilige Hemmungen des Verkehrs verbunden sein können. Durch die Entwicklung wird manchen Sachverständigen und den zur Unterhaltung von Straßen und Brücken Verpflichteten, die vor einer Zulassung schwererer Autos gemäß dem Drängen der Industrie warnten, Recht gegeben. Nach den Hamburger Erfahrungen kann besonders in Städten mit älteren Brücken die Erhöhung der Lasten von 1930 den Tropfen bedeuten, der das Faß zum Überlaufen bringt.

Finanzielle und verkehrstechnische Gesichtspunkte.

Die großen Kosten städtischer Straßenbrücken, die für 1 m² mehr als das 20fache der Straßenfläche betragen können, und die Erhöhung dieser Kosten durch die Anforderungen des Autoverkehrs an Tragfähigkeit und Verkehrsraum zwingen dazu, schon bei Aufstellung der Bebauungspläne durch geschickte Anordnung des Straßennetzes auf eine Beschränkung der erforderlichen Brückenzahl hinzuwirken sowie die Höhen der Straßenoberkanten so zu wählen, daß eine reichliche Konstruktionshöhe zur Verfügung steht und damit eine wirtschaftliche Bauweise möglich wird. Der

Abb. 3. Karl-Theodor-Brücke in Heidelberg.

erfahrene Brückenbauer weiß aus seiner Praxis, wieviel hier durch seine rechtzeitige Mitwirkung bei den Bebauungsplänen erspart werden kann. Wenn auch die Wahl des Baustoffes und des Systems von der verfügbaren Konstruktionshöhe, der Spannweite, der Preislage und manchen anderen Umständen abhängt, so kann auch die Notwendigkeit, sich späteren Forderungen des Verkehrs durch Verbreiterungen anzupassen, mit eine Rolle spielen. Hier liegt zweifellos eine durch die Möglichkeit der Anfügung von Konsolen oder weiterer Träger gegebene größere Beweglichkeit der eisernen Brücken gegenüber den massiven vor. Selbstverständlich muß die Wahl der Bauweise in jedem Falle nach der besonderen Sachlage entschieden werden.

Hinzuweisen ist noch auf die oft nicht genügend beachtete Notwendigkeit, die Verkehrsübersicht nicht durch höhere und meist weder sachlich noch ästhetisch begründete Aufbauten (so Pylonen, Brüstungsmauern usw.) zu hemmen. Diese Gefahr kann, wie bereits vorgebrachte Beschwerden von Autofahrern zeigen, besonders groß werden, wenn die Brückenbreite gegenüber der Straße erheblich eingeschränkt und die Oberkante der Brücke stark überhöht ist, sowie wenn Straßenrampen schräg und von der Seite an die Brücke heranlaufen.

Die äußere Erscheinung.

Die Forderung, daß ein Werk der Brückenbaukunst sich dem Stadt- und Landschaftsbild harmonisch, unter Vermeidung nicht zweckbedingter, das Gesamtbild beherrschender Zutaten einfügen muß, ist heute wohl Allgemeingut geworden. Nicht in gleichem Maße anerkannt ist der Wunsch des Jüngers der Brückenbaukunst, daß sein Werk in der Erscheinung dem Geiste der von ihm gewählten Konstruktion und Bauweise entspricht sowie seine Forderung, daß der etwa beratend oder schaffend mitwirkende Architekt oder Bildhauer alles unterläßt, was nach dem Geiste des Bauwerks unzulässig ist oder ihn verdeckt.

Der Brückenbauer würdigt die Schönheit so mancher mittelalterlichen Brücken, wie z. B. der alten Mainbrücken bei Würzburg und Frankfurt und der berühmten Karl-Theodor-Brücke (Abb. 2 u. 3), besonders auch deshalb, weil die massigen Formen dieser Brücken der Art und dem Stande der alten Wölbweise in Stein entsprechen. Er folgt auch bei Anwendung neuerer Bauweisen in Beton und Eisenbeton der ästhetischen Notwendigkeit, sich dem Bilde einer alten Stadt durch Anwendung geschlossener

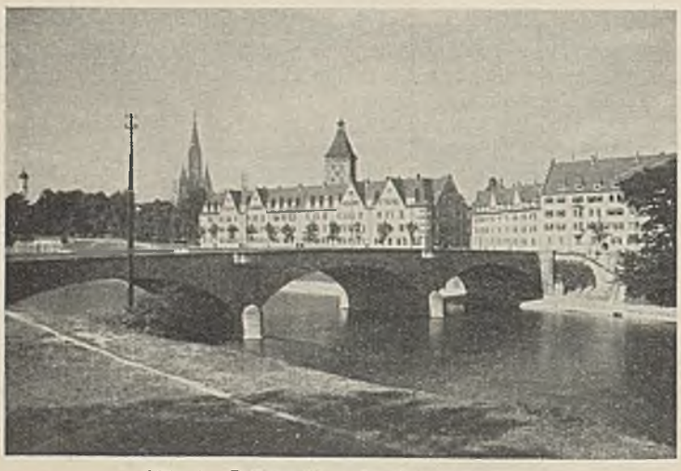


Abb. 4. Brücke über die Donau in Ulm.

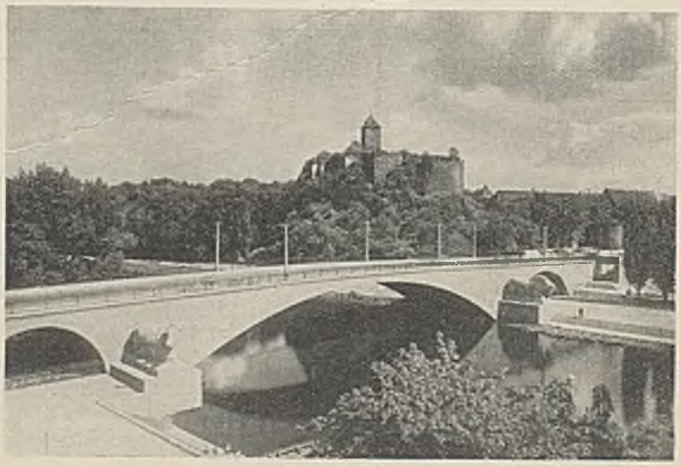


Abb. 6. Brücke über die Saale bei Halle.

Abb. 5. Krambrücke in Amberg (Bayern).

Abb. 7. Ernst-Walz-Brücke in Heidelberg.

und Vermeidung aufgelöster Formen anzupassen (Abb. 4 u. 5)[3]. Unter anderen Umständen ist bei Anwendung der neueren Bauweisen, des Eisenbetons wie des Stahls, die Forderung zugleich wirtschaftlich und ästhetisch begründet, daß die bewußt verfolgte Ersparnis an Material und die Kühnheit der Konstruktion auch äußerlich deutlich in Erscheinung treten. Das wird z. B. bei den beiden neuen Eisenbetonbrücken in Halle und Heidelberg durch die bei verhältnismäßig großen Spannweiten geringen Scheitelhöhen und durch Verwendung eines den Blick auf die Landschaft möglichst freilassenden Geländers (Abb. 6 u. 7)[4] erreicht. Etwas benachteiligt wird vielleicht für manchen sachverständigen Beschauer der Eindruck der Heidelberger Brücke durch die starke Schattenwirkung der Fußwegkonsolen, die die Scheitelhöhen sehr gering und im Verhältnis mit ihnen die Flächen der Bogenzwickel reichlich groß und massig erscheinen lassen. Wesentlich ungünstiger wirkt z. B. im Schattenriß, besonders bei kleineren und mittelgroßen Brücken (Abb. 8 und als Gegenbeispiel Abb. 9)[4], die nach ihren Funktionen nicht begründete Zusammenziehung von Tragteil, Seitenwand und massiver Brüstung zu einer schweren Masse. Das wird von Brückenbauern vor allem dann als dem Geist der Bauweise widersprechend empfunden, wenn es an einer ausreichenden Gliederung fehlt, die die genannten Teile bei der Nahbetrachtung zu trennen vermag.

Prof. O. Linton, Stockholm, hat einmal in einer Erörterung über die Ästhetik im Brückenbau ausgesprochen, es sei die Aufgabe jeden Baukünstlers, ob Architekt oder Ingenieur, „Mitmenschen zum Mitschwingen in seiner Formwelt anzuregen". Dieses „Mitschwingen" wird bei massigen Formen aus Gewöhnung an die alten schönen, gewölbten Brücken wesentlich leichter bewirkt als bei leicht und dünn wirkenden Eisenbetonbrücken. Mit der wachsenden Kenntnis des Wesens dieser noch verhältnismäßig jungen Bauweise und der Gewöhnung an neuere, kühn und leicht gebildete, besonders an weitgespannte und dem Wesen des Eisenbetons wie des Stahls gemäß gegliederte Brücken wird auch das Verständnis für diese Bauweise und die Schönheit einer ihrem Geist entsprechenden Erscheinung wachsen. Das Mitschwingen kann bei Stadtbrücken erleichtert werden, wenn unaufdringliche künstlerische Ausbildungen im einzelnen das Bauwerk der Allgemeinheit ansprechend machen. Gleichzeitig wird dadurch vermieden, daß eine übermäßig betonte, nicht immer sachliche Sachlichkeit das Werk dem Nahbetrachter gar zu nüchtern erscheinen läßt.

Leichter und nicht durch Erinnerungen an alte Bauwerke beschwert ist heute das allgemeine Verständnis für das Wesen und die ihm gemäße Erscheinung eiserner Brücken. Das ist besonders dann der Fall, wenn Systeme wie der Bogen unter der Fahrbahn, die Hängebrücke oder der klar gegliederte Fachwerkbalken auch den Nichtfachmann das Spiel der Kräfte ahnen lassen. Kommen dazu eine dem Stadtbilde angepaßte harmonische, nicht schroff gebrochene Linienführung, eine schlichte, im ganzen nicht zu kleinmaschige Gliederung, so kann eine dem Wesen des Baustoffes und dem Stadtbilde entsprechende, ästhetisch befriedigende Lösung gefunden werden. Auch der vollwandige Stahlbalken kann trotz der Nichtverfolgbarkeit seines inneren Kräfteverlaufs durch den Nichtfachmann infolge der uralten Gewöhnung an den Holzbalken verstanden und bei guter Ausbildung (z. B. Friedrich-Ebert-Brücke in Mannheim) in seiner Erscheinung als glücklich empfunden werden. Schwierigkeiten pflegen aber oft bei über der Fahrbahn liegenden Fachwerkbogen, z. B. mit hohen, nicht durch Pfeiler oder Portale (so Hohenzollernbrücke in Köln, Nord- und Südbrücke usw., Eisenbahnbrücke in Worms) scheinbar gestützten Endständern für das Empfinden des Betrachters zu entstehen. Ein solcher Fall liegt z. B. vor bei der doppelstöckigen Freihafenbrücke über die Norderelbe und der unmittelbar benachbarten Reichsbahnbrücke. Bei der erstgenannten Brücke konnte von der einmal zu erwartenden Anfügung stählerner Hochbahnviadukte eine günstigere Wirkung erwartet werden. Bei den Eisenbahnbrücken aber sah sich die Reichsbahn genötigt, die dünnen und hohen Endständer durch Umkleidung zu verstärken und zu einem Endportal zu verbinden (Abb. 9).

[3]) Abb. 4. Neue Donaubrücke in Ulm; Städt. Tiefbauamt (Vorstand s. Zt. Baudirektor Dr. Moritz, z. Zt. Stuttgart), architektonische Beratung: Oberbaurat Eisenlohr. Ausführung: Dyckerhoff & Widmann, Biebrich. — Abb. 5. Stadtbauamt Amberg. Ausführung: Wayss & Freytag.

[4]) Abb. 6. Tiefbauamt Halle (Stadtbaurat Prof. Dr. Heilmann, Architekt Prof. Thiersch, Halle). Ausführung: Philipp Holzmann und Wayss & Freytag. — Abb. 7. Tiefbauamt Heidelberg (Architekt Prof. Bonatz), Wayss & Freytag. — Abb. 8. Unternehmer: Lorscheidt u. Eisenbarth, Hamburg (jetzt Lorscheidt u. Linge). — Abb. 9. Ingenieurwesen Hamburg mit Oberbaudirektor Dr. Schumacher. Unternehmer: Fr. Schultz, Hamburg.

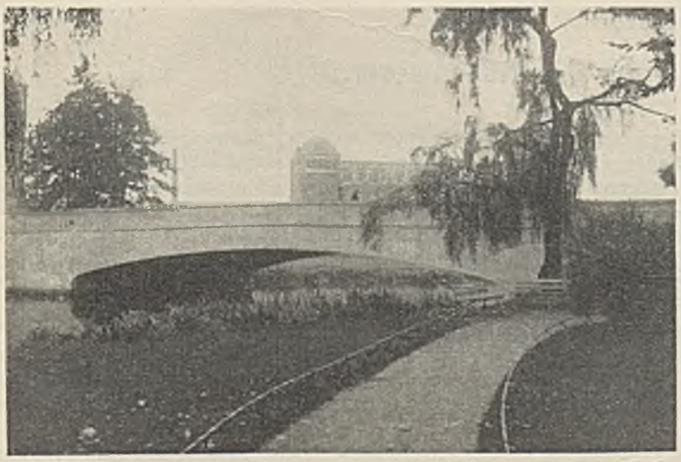


Abb. 8. Ernst-Muntius-Brücke in Bergedorf (b. Hamburg).

Abb. 9. Hedwigstraßenbrücke in Hamburg.

In manchen anderen Fällen, so z. B. bei der Lindenthalschen Brücke über den Ostfluß in New-York (Abb. 11), der Südbrücke in Köln usw., ist die Schwierigkeit durch Herabziehen der Auflager, der Bogenzwickel und eines Teiles der Endständer unter die Fahrbahn und durch stützend wirkende massive Endbauten vermieden. Ganz verzichtet werden konnte auf solche konstruktiv überflüssige und kostspielige Endbauten z. B. bei

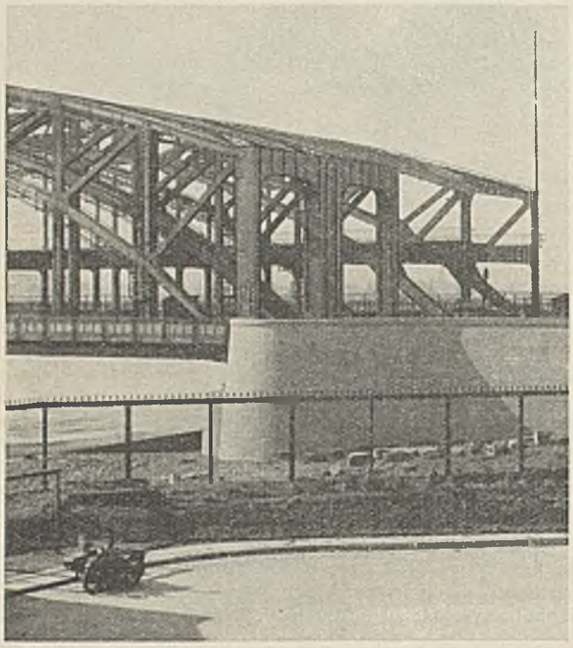


Abb. 10. Reichsbahnbrücke und Freihafenelbbrücke über die Norderelbe in Hamburg.

Abb. 11. Blick zwischen die Brücken (links: Freihafenelbbrücke, rechts: Reichsbahnbrücke).

den Eisenbahnbrücken über den Rhein bei Enders und Remagen[5]) durch den auch ästhetisch sehr befriedigenden Anschluß von parallelgurtigen Fachwerkträgern in den Seitenöffnungen.

Von Bedeutung kann für das Stadtbild die Frage werden, ob und inwieweit gleichzeitig sichtbare Brücken, z. B. über einen Fluß, durch gleichartige Gestaltung einander angepaßt werden müssen. Bei nicht unmittelbarer Nachbarschaft der Brücken und bei gekrümmten Wasserläufen, die ein Decken der Brückenformen nicht eintreten lassen, kann eine verschiedene Gestaltung von hohem Reiz sein. Das zeigt sich bei den Pariser Straßenbrücken über die Seine und den Brücken über den Main (Frankfurt) und Rhein (Köln). Anders liegt es bei unmittelbarer Nachbarschaft. Hier kann es keinem Zweifel unterliegen, daß eine Anpassung der Brücken aneinander aus ästhetischen Gründen und zur Vermeidung den Blick verwirrender Bilder unbedingt erforderlich ist. So ist man auch bei den obengenannten Brücken in Hamburg (Abb. 10)[6]), bei Gestaltung der neuen, den vorhandenen Brücken angefügten Reichsbahnbrücke in Ludwigshafen

Abb. 12. Brücke über den Ostfluß in New-York.

und bei der Straßen- und Eisenbahnbrücke (Hohenzollernbrücke) in Köln verfahren.

Die vorstehenden Ausführungen zeigen die Fülle und den Reiz der Aufgaben, die dem Brückenbauingenieur in verkehrsreichen und sich ausdehnenden Städten durch die Notwendigkeit erwachsen, vorhandene oder neu zu erbauende Straßenbrücken technisch und verkehrstechnisch dem Autoverkehr anzupassen, und durch die ästhetische Forderung, neue Brücken dem Stadt- wie dem Landschaftsbilde befriedigend einzufügen.

[5]) Schaper, „Die Reichsbahn" 1930, Heft 19.

[6]) Abb. 10 u. 11. Freihafenelbbrücke; Ingenieurwesen Hamburg. Unternehmer: Eisen-Überbau Flender AG, Unterbau Dyckerhoff & Widmann. — Reichsbahnbrücke; Unternehmer: Unterbau Christoph & Unmack, Niesky, Überbau Christoph & Unmack, Niesky, L. Eilers, Hannover, und Hein, Lehmann & Co, Düsseldorf.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Ergänzung der Befeuerung der Außenweser.

Von Strombaudirektor L. Plate, Bremen.

Der wagemutige Entschluß des Norddeutschen Lloyd, die beiden großen Schnelldampfer „Bremen" und „Europa" zu bauen, um mit ihnen der Leistung nach Deutschland wieder in die erste Linie der seefahrenden Völker zu bringen, stellte die Strombauverwaltung der Weser vor neue Aufgaben, da diese Schiffe regelmäßig von Bremerhaven aus ihre Fahrten nach New York ausführen sollten. Von diesen riesigen Fahrzeugen hat die „Bremen" 51 656 Br.Reg.T. Raumgehalt, 286 m Länge, 31 m Breite und 10,2 m Tiefgang. Die „Europa" steht mit 49 746 Br.Reg.T. nur im Raummaß etwas zurück, hat aber einen um 0,2 m größeren Tiefgang. Diese beiden Schiffe werden an Größe nur noch von den früher deutschen Schiffe der „Vaterland"-Klasse, jetzt „Majestic", „Berengaria" und „Leviathan" benannt, mit 52 226 bis 56 621 Br.Reg.T. um ein weniges übertroffen.

Es waren aber nicht die großen Abmessungen, wodurch etwa neue Anforderungen an die Fahrwasserverhältnisse der Außenweser zwischen Bremerhaven und See gestellt wurden; denn durch den Ausbau des Fedderwarder Armes und die Vertiefung der Außenweser auf 10,3 m bei mittlerem Tide-Niedrigwasser, das sind 13,6 m bei mittlerem Tide-Hochwasser[1]), war schon die Möglichkeit geschaffen, daß Schiffe dieser Größe die Außenweser sicher befahren konnten, wenn nur die Zeit der tiefsten Tide-Wasserstände von etwa zwei Stunden vor bis eine Stunde nach Tide-Niedrigwasser vermieden wurde. Die verhältnismäßig geringe Breite der tiefen Fahrrinne der Außenweser von 200 bis 300 m macht es aber erforderlich, daß mit diesen Schiffen der richtige Kurs genau innegehalten wird, und es muß daher dafür gesorgt werden, daß sich der Führer des Schiffes während der Fahrt auf der Außenweser stets genau über seinen Standort unterrichten kann. Da die Schnelldampfer ihren Fahrplan

[1]) Vgl. Bautechn. 1926, Heft 26, S. 357; 1928, Heft 55, S. 844; ferner Jahrbuch d. Hafenbautechn. Gesellschaft 1928, S. 167 bis 171.

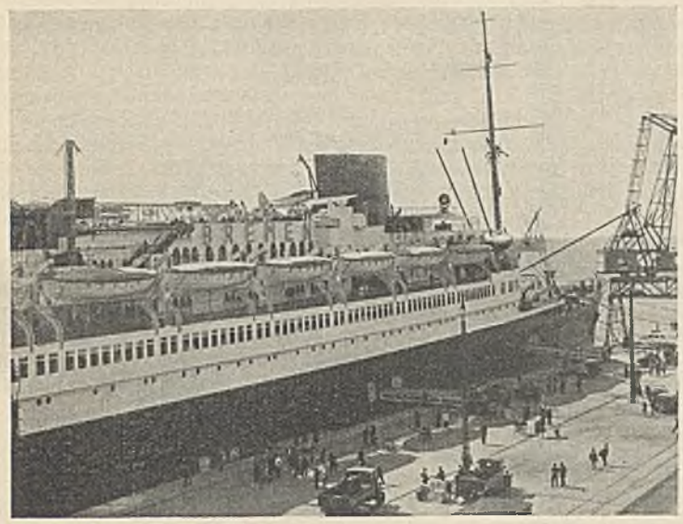


Abb. 1. Dampfer „Bremen".

möglichst genau innehalten müssen, wenn sie ihren Zweck erfüllen sollen, und sie die Fahrt daher auch bei ungünstiger Wetterlage antreten oder beenden müssen, wenn es nur irgend möglich ist, so sind an die Bezeichnung des Fahrwassers, besonders bei Dunkelheit und unsichtigem Wetter, erhöhte Anforderungen zu stellen, wenn die erforderliche Verkehrssicherheit gewährleistet werden soll. Dazu kommt, daß bei den Großschiffen der Ausblick von der Kommandobrücke aus nach hinten durch die hohen Aufbauten und die großen und zahlreichen Rettungsboote sehr behindert, wenn nicht unmöglich gemacht wird. Bei den Dampfern „Europa" und „Bremen" ist ein Rückblick nur von seitlich über die Bordwand vorgestreckten Ausbauten der Brücke, den sogenannten „Schwalbennestern" aus möglich (Abb. 1). Bei 35 m Breite der Brücke ist die Entfernung vom Ruderhaus schon so groß, daß Schwierigkeiten in der Leitung des Schiffes entstehen, wenn nach achteraus liegenden Seezeichen gesteuert werden muß, zumal diese schon bei geringer Kursänderung auf der einen Seite unsichtbar werden können, so daß der Lotse dann schleunigst den gegenüberliegenden, 35 m entfernten Ausguck aufsuchen müßte. Die Sicherheit in der Führung des Schiffes würde dadurch stark beeinträchtigt werden.

Bei dem Ausbau der Fahrwasserbezeichnung der Außenweser[2]), der aus Anlaß der Verlegung des Hauptfahrwassers vom Wurster zum Fedderwarder Arm in den Jahren 1922 bis 1925 durchgeführt wurde, war auf solche Ansprüche noch keine Rücksicht genommen. Man hatte sich damit begnügt, die einzelnen Fahrwasserstrecken durchweg nur von einer Seite her zu befeuern, so daß sie jeweils in einer Fahrtrichtung nach hinteraus liegenden Leuchtfeuern befahren werden mußte. Ferner hatte man vornehmlich die Bezeichnung mit Leitsektoren angewendet, also über das Fahrwasser von den Leuchtfeuern aus nur schmale, weiße Lichtstreifen geworfen, die beiderseits an den Fahrwassergrenzen durch Warnsektoren mit Blitzfeuerkennung oder farbigem (rotem oder grünem) Licht eingefaßt wurden. Die Leitsektoren boten den großen Vorteil, daß man sie durch einfache Verschiebung der Blenden in der Laterne des Leuchtfeuers leicht verlegen und damit etwaigen Wanderungen der Fahrrinne folgen konnte. Sie haben aber den Nachteil, daß der Schiffer an dem Leuchtfeuer seine seitliche Stellung zum Fahrwasser erst dann erkennen kann, wenn er an die eine oder die andere Seite des Leitsektors gerät und dies an dem Auftauchen der Warnkennung feststellt. Da sich das Schiff dann schon nahe am Rande der tiefen Fahrrinne befindet, so entsteht bei einem sehr großen und tiefgehenden Fahrzeug die Gefahr, daß es nicht mehr rechtzeitig in die richtige Fahrtrichtung zurückgebracht werden kann und dann an Grund gerät.

Es ist daher in doppelter Hinsicht eine Ergänzung der Befeuerung der Außenweser notwendig geworden und auch weitgehend durchgeführt (Abb. 2). Einmal sind die einzelnen Fahrwasserstrecken, wo nur irgend angängig, von beiden Seiten her befeuert. Dies ist nur bei einer Zwischenstrecke unterblieben, weil sich kein geeigneter Standort für das Gegenfeuer finden ließ. Sodann ist die Bezeichnung durch Richtfeuerlinien, die durch je ein Oberfeuer und ein Unterfeuer festgelegt werden, bis an die Grenze der See in der Nähe des Leuchtturms auf dem Roten Sande ausgedehnt. Nur zwei kurze Zwischenstrecken haben bislang noch aus Mangel an Geldmitteln reine Leitsektorenbezeichnung behalten. Richtfeuerlinien sind jeweils nur von einer Seite her durch die einzelnen Fahrwasserabschnitte geführt, während für die Gegenfeuer die Leitsektoren beibehalten sind. Bei den Richtfeuerlinien selbst ist mehrfach das eine der beiden Leuchtfeuer ebenfalls noch mit der Leitsektorenkennung versehen. Dieses Feuer ist dann mit einer besonderen Ersatzlichtquelle ausgerüstet, die sich selbsttätig einschaltet, sobald etwa eine Störung an der gewöhnlich benutzten Lampe eintritt. Damit ist auf jeden Fall eine Leitsektorenbezeichnung des Fahrwassers sichergestellt, auch wenn das zweite Feuer der Linie etwa gleichzeitig verlöschen sollte, wie es z. B. bei Verwendung elektrischen Lichtes durch Unterbrechung der gemeinsamen Stromzuführung eintreten kann.

Zur Ergänzung der Befeuerung sind acht neue Leuchtfeuer errichtet worden und noch zwei weitere sind geplant. Während man früher in dem schwer zugänglichen Wattengebiete der Außenweser liegende Leuchtfeuer in der Regel als Leuchttürme herstellte, um eine ständige Überwachung durch Wärter zu ermöglichen, und außer den Leuchtbojen nur ausnahmsweise ein unbewachtes Feuer einrichtete, ist man bei der Ergänzung der Befeuerungsanlagen dazu übergegangen, ausschließlich unbewachte Leuchtbaken herzustellen. Dazu zwang schon allein die Notwendigkeit, die Bau- und Betriebskosten möglichst niedrig zu halten; denn eine Leuchtbake, in der außer den Befeuerungseinrichtungen nicht auch noch die Wohn- und Diensträume für Wärter untergebracht zu werden brauchen, kostet im Bau nur ein Bruchteil dessen, was für einen Leuchtturm aufzuwenden ist, und der Betrieb wird bei Ersparnis einer ständigen Wartung erheblich verbilligt. Bei dem Stande der Leuchtfeuertechnik ist es möglich, die erforderliche Betriebsicherheit auch bei schwer zugäng-

[2]) Plate, Der Ausbau der Fahrwasserbezeichnung der Außenweser. Bautechn. 1926, Heft 26.

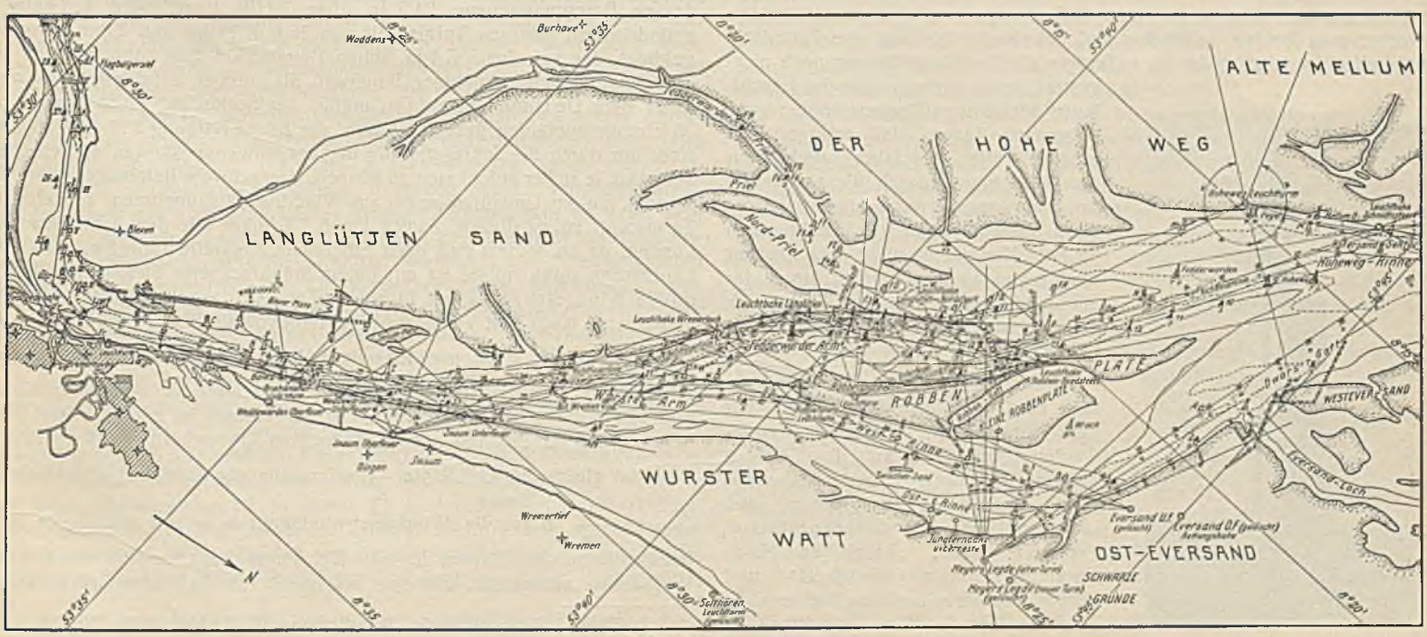


Abb. 2. Lageplan.

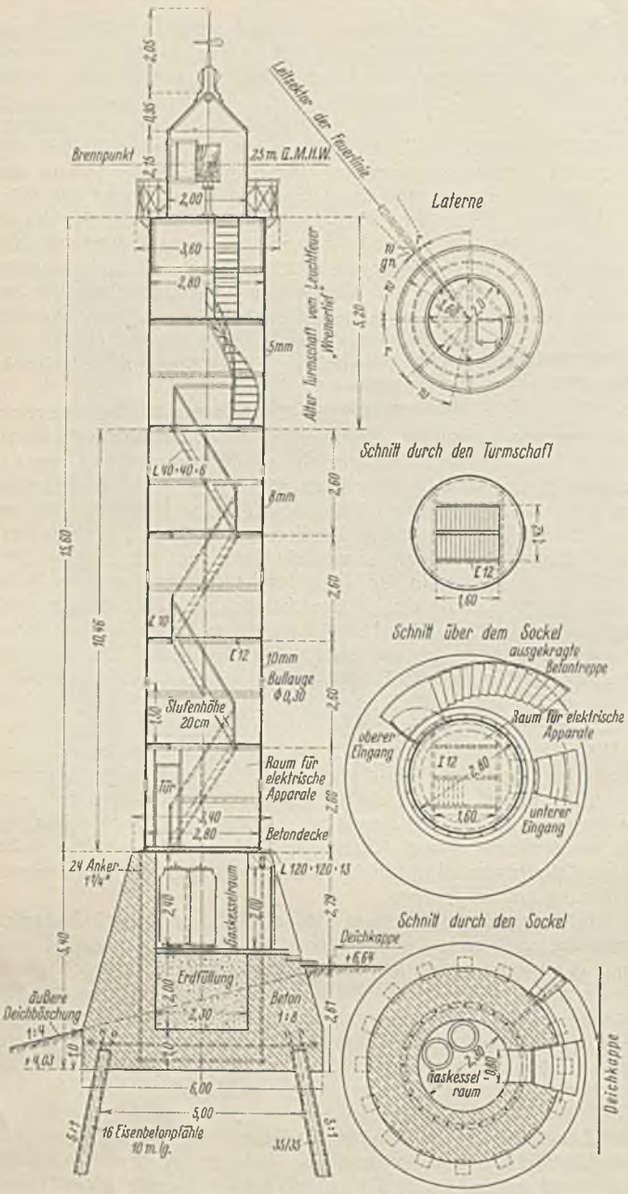


Abb. 3. Imsum-Oberfeuer.

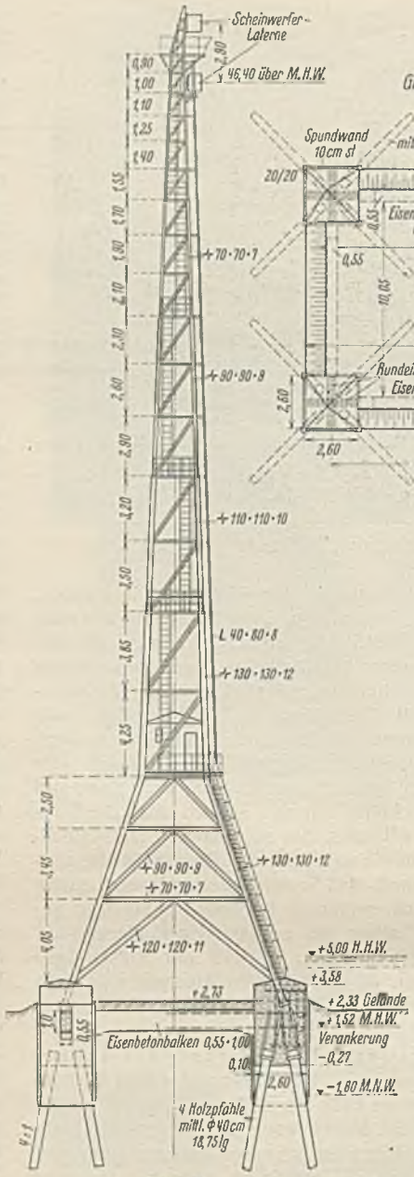


Abb. 5. Weddewarden-Oberfeuer.

Abb. 6.

lichen, unbewachten Leuchtfeuern zu erreichen, wenn nur sichergestellt ist, daß wenigstens einmal im Vierteljahr die Brennstoffe für die Lampen ergänzt werden können. Bei einer Befeuerung der einzelnen Fahrwasserstrecken von beiden Seiten her und bei der Verbindung von Feuerlinie und Leitsektor miteinander ist außerdem die Nachtbezeichnung noch nicht gestört, wenn einmal eines der Leuchtfeuer wirklich verlöschen sollte; ganz abgesehen davon, daß während des größten Teiles des Jahres auch noch die Bezeichnung durch die am Rande des Fahrwassers an besonders wichtigen Stellen ausgelegten Leuchttonnen da ist. Nur wenn diese bei Eisgang eingezogen werden müssen, muß der Schiffsführer sein Fahrzeug allein nach den ortsfesten Befeuerungsanlagen leiten.

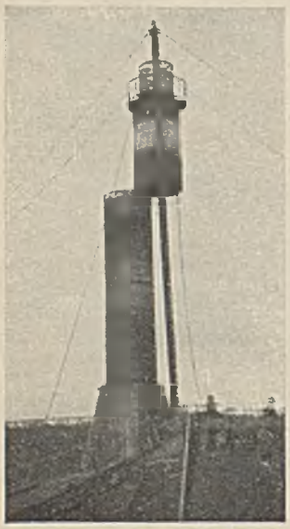


Abb. 4. Imsum-Oberfeuer.

Von den acht neuen Leuchtfeuern liegt eins, das „Imsum-Oberfeuer", auf dem Winterdeich, eins, das „Weddewarden-Oberfeuer", auf dem Außengroden, die übrigen fünf, und zwar die beiden Unterfeuer „Imsum" und „Robbenplate" und die Leuchtbaken „Wremer Loch", „Langlütjen Nordsteert", „Robben Nordsteert" und „Schmidts Steert" liegen im Wattengebiet oder am Rande der Stromrinnen in mäßigen Wassertiefen und lehnen sich zum Teil an vorhandene Strombauwerke (Leitdämme und Schlengen) an (vgl. Abb. 2). Das auf dem Winterdeich stehende „Imsum-Oberfeuer", dessen Brennpunktebene 24,9 m über MHW liegt, wird aus einem zylindrischen, eisernen Turmschaft von 15,6 m Höhe und 2,8 m Durchm. gebildet, der auf einem 5,4 m hohen Betonsockel ruht (Abb. 3 u. 4). Da ein einigermaßen trägfähiger Baugrund als toniger Sand erst etwa 5 m unter dem Deichfuß ansteht, so mußte der Sockel auf einen Kranz von 16 Eisenbetonpfählen gesetzt werden, die in der Neigung 5 : 1 eingerammt sind, um durch die Schrägstellung die bei schweren Stürmen auftretenden Seitenkräfte sicher aufnehmen zu können. Der schwere Betonsockel war notwendig, um das Umsturzmoment aus Winddruck aufzunehmen. Der eiserne Turmschaft ist zu diesem Zweck durch 24 Anker mit dem Unterbau verbunden, da an seinem Fuß noch erhebliche Zugkräfte auftreten. Auf dem Leuchtturm Robbenplate ist mit einem Staudruckgerät Steffens-Hedde als größte Windgeschwindigkeit in einem Zeitraum von 5 Jahren 38,1 m/sek gemessen. Nach den Versuchen der Aerodynamischen Versuchsanstalt in Göttingen müßte dann nach der Formel $W = c \cdot \frac{\varrho}{2} \cdot v^2 \cdot F$ [3]) bei einem prismatischen Körper mit quadratischem Querschnitt mit einem Winddruck von 180 kg/m² gerechnet werden. In der Formel ist c ein Widerstandsbeiwert, der für Prismen mit quadratischem Querschnitt $= 2{,}0$ zu setzen ist, ϱ ist gleich der Luftdichte $\frac{\gamma}{g}$, oder unter gewöhnlichen Verhältnissen $\frac{\varrho}{2} = \text{rd.}\ \frac{1}{16}$, v ist die Windgeschwindigkeit in m/sek und F die Projektionsfläche des Körpers in m². Bei einem Zylinder sind nur 0,8 des Winddrucks anzusetzen, also nur 144 kg/m². Da in einem Zeitraum von

[3]) Graf, Einiges über Windlasten, Z. d. VdI 1931, Nr. 39 vom 26. September, S. 1230/32.

5 Jahren, seit Aufstellung des Windmessers auf dem Leuchtturm Robbenplate, jedenfalls noch nicht die größte, mögliche Windstärke aufgetreten sein wird, so ist nach dem alten Erfahrungswert von 250 kg/m² gerechnet, der nach obiger Formel einer Windgeschwindigkeit von 45 m/sek auf prismatische Körper entspricht.

Die Form des Turmes war dadurch gegeben, daß für das obere Drittel des Schaftes und die Laterne der bislang als Quermarkenfeuer am Wremer Tief stehende Leuchtturm verwendet werden sollte. Dieser ist als Ganzes zu dem etwa 5 km entfernten, neuen Standort geschafft und dort auf den bereits aufgerichteten Unterteil aufgezogen (vgl. Abb. 4).

Im Betonunterbau befindet sich eine vom übrigen Turminnern dicht abgeschlossene, von außen zugängliche Kammer, zur Aufnahme des Gaskessels für die Ersatz-Lichtquelle. In der Regel wird in der Leuchte eine elektrische Glühbirne von 350 W verwendet, die von der Überlandzentrale aus mit Strom versorgt wird und durch eine Gürtellinse von 124 mm Höhe eine Lichtstärke von 16 400 HK ergibt. Die Einschaltung und Wartung des Leuchtfeuers geschieht von dem etwa 2 km entfernten Fort Brinkamahof II aus, von wo aus noch vier weitere Leuchtfeuer bedient werden. Beim Aussetzen des elektrischen Stromes dreht sich selbsttätig ein Gasglühstrumpf in den Brennpunkt der Gürtellinse, dabei wird gleichzeitig ein Gashahn geöffnet und das Licht an einer kleinen, ständig brennenden Stichflamme entzündet, so daß das Feuer nach ganz kurzer Unterbrechung wieder aufleuchtet. Setzt der elektrische Strom wieder ein, so schaltet sich diese vollkommen selbsttätige Lampen-Wechselvorrichtung auch wieder ohne jedes Zutun auf das elektrische Licht um. Diese sehr sinnreiche Einrichtung ist im Seezeichen-Versuchsfeld des Reichsverkehrsministeriums entwickelt[4]). Die Baukosten betrugen 49 543 RM, davon entfielen 15 346 RM auf den Grundbau, 12 207 RM auf die Eisenkonstruktion, 5067 RM auf die Leuchtfeueranlage und 16 923 RM auf den Kabelanschluß.

Das „Weddewarden-Oberfeuer", das auf dem Außengroden etwas unterhalb der Nordschleuse in Bremerhaven liegt, mußte eine große Höhe erhalten, weil es mit dem 1925 auf dem Fort Brinkamahof II[5]) errichteten Leitfeuer „Weddewarden" als Unterfeuer zusammen eine Feuerlinie von 8 km Reichweite bilden sollte und der Brennpunkt des vorhandenen Unterfeuers schon 20,26 m über MHW lag. Es ergab sich daraus bei Einhaltung eines geringsten Gesichtswinkels von mindestens 4' zwischen den beiden Feuern an der äußeren Geltungsgrenze, wie er für eine gute Unterscheidung der übereinander erscheinenden Lichter erforderlich ist, für das Oberfeuer eine Höhenlage der Lichtquelle von 46,4 m über MHW[6]). Bei solcher Höhe konnte nur ein eiserner Gittermast in Frage kommen, der auf breiter Grundfläche gegründet wurde, um bei Stürmen die Schwankungen der Laterne möglichst gering zu halten (Abb. 5 u. 6). Die vier Füße mußten auf rd. 19 m langen Pfählen gegründet werden, weil der tragfähige Baugrund, diluvialer Sand, erst in großer Tiefe angetroffen wurde. Auch hier sind die Pfähle zur Aufnahme des Windschubes schräg gestellt. Da wegen der großen Rammtiefe zweckmäßig Holzpfähle zu verwenden waren, die Pfahlköpfe aber zur Vermeidung von Fäulnisgefahr unter dem Grundwasserspiegel bleiben mußten, so sind auf die Pfahlbündel Betonklötze gesetzt, die untereinander durch einen Eisenbetonrahmen verbunden sind. Dieser ist mit einer Erdschicht überdeckt, um die Wärmeschwankungen an ihm und damit etwaige Abstandänderungen der Auflagerklötze durch Wärmedehnung möglichst gering zu halten. In diese Fundamente ist dann die Eisenkonstruktion ohne besondere Zwischenlager eingesetzt und einbetoniert. Zur Übertragung der bei Stürmen auftretenden Zugkräfte ist eine Verankerung mit den Pfählen ausgeführt. Im übrigen handelt es sich um einen normalen Eisenhochbau, an dessen Spitze zwei Scheinwerferlaternen, die eine als Reserve, befestigt sind. Als Lichtquelle dienen elektrische Glühlampen ohne Gaslichtreserve, weil das ständig bewachte Unterfeuer seine Leitsektoren behält, also bei Aussetzen des elektrischen Stromes auch bei Verlöschen des Oberfeuers noch eine Bezeichnung des Fahrwassers gesichert bleibt. Die Scheinwerfer geben bei 510 mm Durchmesser der Parabolspiegel mit einer 100-Watt-Lampe eine Lichtstärke von rd. 100 000 HK her. Da sich das neue Oberfeuer in unmittelbarer Nähe des Bremerhavener Landflughafens befindet und bei seiner Höhe ein Hindernis für die an- und abfliegenden Flugzeuge bildet, so ist die Eisenkonstruktion leuchtend rot gestrichen, da festgestellt ist, daß Rot bei Nebel am besten durchscheint. Als Nachtbezeichnung ist in halber Höhe und am Kopf ein Ring roter Lampen angebracht, deren Licht in der Richtung der Feuerlinie abgeblendet ist, damit es im Fahrwasser nicht störend wirken kann. Die Baukosten haben 45 192 RM betragen. Davon entfallen 23 857 RM auf den Grundbau, 16 072 RM auf die Eisenkonstruktion, 1445 RM auf die Befeuerungseinrichtungen, 1998 RM auf die Flugwarnlichter und 1820 RM auf den Kabelanschluß. (Schluß folgt.)

[4]) Geh. Oberbaurat, Ministerialrat Gustav Meyer, Die Entwicklung des deutschen Seezeichenwesens, Ztrbl. d. Bauv. 1929, Nr. 41 u. 42.

[5]) Vgl. Bautechn. 1926, Heft 26.

[6]) Westermann, Die Befeuerung der Seeschiffahrtstraße Stettin—Swinemünde, Bautechn. 1929, Heft 25.

Die Bedeutung der Grundwasserabsenkung und der chemischen Bodenverfestigung für die Gründung in offener Baugrube.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. ehr. Kreß und Dr.-Ing. W. Sichardt, Berlin.

Die Ausführung von Tiefbauwerken und Grundbauten unter dem natürlichen Wasserspiegel in offener, trockener Baugrube[1]) bringt so viele Vorteile technischer, wirtschaftlicher und sozialer Art mit sich, daß bei solchen Bauaufgaben die offene Bauweise heute meist in erster Linie in Erwägung gezogen und angewendet wird, sofern die örtlichen Bedingungen günstig sind. Es ist interessant, festzustellen, daß auch für die Ausführung von Tiefbauten im Wasser die offene Bauweise eine der ältesten, vielleicht die älteste überhaupt ist, die zur Anwendung kam. Vom heutigen Stande der Grundbautechnik gesehen, muß aber gesagt werden, daß bei den Anwendungen, die etwa bis zum Jahre 1900 stattfanden, besonders günstige Verhältnisse vorlagen, wo wenig durchlässiger, mehr toniger als sandiger Untergrund vorhanden war. Die Schwierigkeiten, die sich bei stark wasserführenden Sand- und Kiesschichten der Anwendung der offenen Baugrube ohnehin entgegenstellen, werden durch die Forderung immer größerer Gründungstiefen unter dem Wasserspiegel noch vermehrt und konnten mit den älteren Wasserfassungs- und -fördereinrichtungen nicht bewältigt werden. Die Schwierigkeiten wurden durch neuentwickelte Gründungsbauweisen überwunden, von denen hier die Senkkastengründung mit und ohne Druckluft, die Gründung durch Unterwasserbetonierung zwischen Spundwänden, die Taucherglockengründung und die Gefriergründung genannt seien.

Seit Beginn des neuen Jahrhunderts etwa tritt auch die offene Bauweise bei durchlässigem Untergrund und größeren Gründungstiefen wieder in Erscheinung, ja, ihr Anwendungsgebiet nimmt sogar ständig zu, und heute nimmt sie bei zahlreichen Bauausführungen (z. B. Schleusen, Trockendocks, Sammelkanälen usw.) eine bevorzugte Stellung ein.

Diese Entwicklung ist in erster Linie der Einführung der Grundwasserabsenkung in den Tiefbau zu danken, die im Verein mit der ebenfalls in neuerer Zeit entwickelten und ständig verbesserten eisernen Spundwand den heutigen hohen Stand der Gründung in offener Baugrube ermöglicht hat[2]). Nicht unerwähnt bleiben darf hier auch das Verdienst unseres Fachschrifttums[3]), das an der Verbreitung der Kenntnis des Verfahrens lebhaften Anteil nahm, und es sei besonders anläßlich des zehnjährigen Bestehens der „Bautechnik" der Hinweis gestattet, daß die Schriftleitung nicht nur zahlreiche Aufsätze über Theorie und Praxis der Grundwasserabsenkung[4]) ihrem weiten Leserkreise vermittelte, sondern daß sie auch schon in ihrem ersten Jahrgang hiermit begann und damals wertvolle Beiträge des zu früh verstorbenen Joachim Schultze zur Grundwasserabsenkung im Grundbau brachte, in denen unter anderem der damalige Stand des Verfahrens gewürdigt wurde.

Über die seitherige Entwicklung ist folgendes zu sagen. Die Bestrebungen nach technischer Vervollkommnung richteten sich einmal auf die Erzielung einer größeren Wirtschaftlichkeit mit dem älteren Staffelsystem, wobei der Betrieb mit Kreiselpumpen geführt wird, und ferner auf die Lösung der Tiefbrunnenpumpenfrage (Abb. 1). Auf beiden Wegen sind Erfolge erzielt, und vor allem ist es gelungen, die Tiefbrunnenpumpenfrage so zu lösen, daß heute die Betriebsicherheit einer Tiefbrunnenanlage mit Tiefbrunnenpumpen der einer Staffelanlage nicht nachsteht. Die Vorteile der Tiefbrunnenanlage sind mehrfach im Schrifttum[5])

[1]) Vgl. auch: Schmick, Günther, Gründungen in offener Baugrube usw. Wien, Ww. 1932.

[2]) Vgl. Kyrieleis-Sichardt, Grundwasserabsenkung bei Fundierungsarbeiten. Berlin 1930. Verlag von Julius Springer, S. 1 bis 10 u. S. 268 ff.

[3]) Ebenda, S. 283 ff.

[4]) Bautechn. 1923 (J. Schultze, K. Beger, K. Hechler); 1924 (O. Emersleben, G. Bautze); 1926 (K. E. Schonnopp, Goetzke); 1927 (W. Sichardt, J. Schäfer, B. Körner); 1928 (A. Ramshorn, Möller u. Ohmann); 1929 (W. Sichardt, R. A. M. Hackstroh); 1930 (W. Sichardt u. H. Weber); 1931 (V. Schmah, Arp u. Dettmers, W. Otto); 1932 (Schütz u. Jessen, V. Schmah, H. Dürr, Carp, Walther).

[5]) W. Sichardt, Die Ausführung von Grundwasserabsenkungen mit Tiefbrunnenpumpen, Bautechn. 1929, Heft 25; Kyrieleis-Sichardt, Grundwasserabsenkung bei Fundierungsarbeiten, Berlin 1930, Verlag von Julius Springer.

Abb. 1. Einbau einer Tauchmotorpumpe für die Grundwasserabsenkung anläßlich der Verlängerung des Kaiserdocks II in Bremerhaven.

hervorgehoben worden. Hier sei nur die Unabhängigkeit der eigentlichen Bauarbeiten von dem Einbau der Anlage und dem Absenkungsvorgang — eine ausreichende Bemessung der Brunnenzahl vorausgesetzt — erwähnt. Bei allen den Verfassern bekannten Anwendungen trat keinerlei Betriebstörung ein. Selbstverständlich müssen Stromunterbrechungen vermieden werden, gegebenenfalls durch eine eigene zweite Stromquelle, z. B. eine in Bereitschaft stehende Kraftversorgung neben der Stromversorgung aus dem vorhandenen Leitungsnetz. Der Abstand der Brunnen von der Überwachungs- und Schaltstation ist heute praktisch unbeschränkt, es wird nur zu beachten sein, daß der überwachende Maschinist jeden Brunnen schnell erreichen können muß. Falsch wäre es, davon zu sprechen, daß nunmehr Grundwasserabsenkungen ausschließlich mit Tiefbrunnenpumpen zu betreiben seien. Welches System zu wählen ist, hängt von den örtlichen Verhältnissen ab, besonders auch von der Größenausdehnung der Baugrube und von der Tiefe der Absenkung.

Die Fortschritte bei dem älteren Staffelsystem sind hauptsächlich dadurch gekennzeichnet, daß mehrere in der Tiefe aufeinander folgende, vollkommen ringförmig ausgebaute Staffeln heute selten angewandt werden. Das Bauprogramm läßt freilich mitunter keine Abweichungen von der ringförmigen vollkommenen Ausbildung der Staffeln zu, wie beispielsweise bei der Grundwasserabsenkung für die Schleuse Groß-Wusterwitz (Abb. 2), wo die schnelle, planmäßige Durchführung der Erd- und Rammarbeiten eine stetige gleichzeitige Absenkung auf der ganzen Grundrißfläche erforderte. Das Bestreben geht aber dahin, die oberen Staffeln nur in einem Teil der Baugrube anzuwenden und nach Erreichung der endgültigen Baugrubentiefe nur die tiefste Staffel um die ganze Baugrube herumzulegen. Als Beispiel einer solchen Sparmaßnahme diene die in Abb. 3 dargestellte Grundwasserabsenkung beim Bau der beiden neuen Trockendocks in Antwerpen-Nord in der Nähe der Kruisschanzschleuse. Nur die tiefste Staffel ist in Betrieb, und zwar ist sie nur auf der rechten Seite des rechts (vom Hafenbecken aus gesehen) gelegenen Docks eingebaut. Der von links kommende Wasserandrang wird durch eine ebensolche Teilstaffel in der linkseitigen Dockbaugrube aufgenommen. In ähnlicher Weise wurden durch nur teilweise durchgeführte Ausbildung der oberen Staffeln erhebliche Ersparnisse bei der Grundwasserabsenkung für den Bau der drei nebeneinander gelegenen neuen Trockendocks am Kattendyk in Antwerpen (Abb. 4) erzielt.

Die als „Staffelung in sich" bekannte Ausführung einer mehrfachen Staffelung der Brunnen, bei der die Brunnen von vornherein auf die endgültige Tiefe gebohrt und die Saugeleitungen stufenweise, dem Fortschritt des Bodenaushubes folgend, tiefer gelegt und an ebenso stufenweise vorgesehene Pumpanlagen angeschlossen werden, wurde ebenfalls vielfach mit Erfolg angewandt, unter anderem bei der Absenkung für den Bau eines neuen Hafenbeckens in Antwerpen.

Auch hinsichtlich der Ausbildung der Wasserfassungseinrichtung, der Brunnen, ist eine Weiterentwicklung zu verzeichnen. Der Rohrbrunnen mit durchlochtem Mantelrohr und darübergelegtem Metalltressengewebe mit und ohne Kiesschüttung hat zwar große Verbreitung gefunden, er ist aber nicht mehr alleinherrschend. Das Streben nach größerer Brunnenleistung und Vermeidung von Verkrustungen und Zerstörungen infolge schädlicher Bestandteile des Grundwassers hat mehrfach zur Anwendung tresseloser Filter und größerer Brunnenquerschnitte geführt. Wir erwähnen die mit 500 mm Weite gebohrten und mit doppelter Kiesschüttung versehenen Brunnen bei der Grundwasserabsenkung für die Schleuse Flaesheim (Abb. 5a), wo tresselose geschlitzte Filterrohre eingebaut wurden. Größere Brunnenlängen (als 10 m) und Durchmesser sind auch bei Tiefbrunnenanlagen im Gebrauch. Bei der im Gange befindlichen Absenkungsanlage für das neue Trockendock in Southampton beträgt die Brunnentiefe rd. 60 m bei einem Bohrdurchmesser von 600 mm (Abb. 5b). Bei der Grundwasserabsenkung für die Staustufe Griesheim waren neben normalen Tressebrunnen üblicher Bauart sogar Brunnen mit 1500 mm Bohrdurchmesser in Betrieb; das geschlitzte, tresselose Brunnenrohr hatte 1000 mm Durchm. und stand in einer doppelten Kiesschüttung.

Bei der Kraftversorgung ist, der Entwicklung im Maschinenwesen folgend, eine fast völlige Verdrängung der Lokomobile, die früher häufig die Pumpen unmittelbar antrieb, durch den Dieselmotor als Kraftquelle für die Stromversorgung festzustellen. Bei einfachen Absenkungsanlagen sind mehrfach auch Benzinmotoren zum unmittelbaren Antrieb von Bereitschaftspumpen benutzt worden.

Nicht so in die Augen springend wie die technischen Fortschritte und die häufiger gewordene Anwendung des Verfahrens sind die Fortschritte in der Theorie der Grundwasserabsenkung. Hervorzuheben

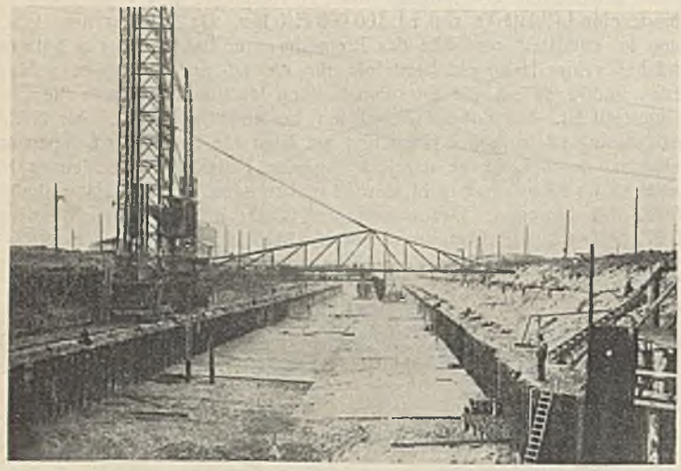


Abb. 2. Grundwasserabsenkung beim Bau der Schleuse Groß-Wusterwitz mit zwei vollständig ringförmig ausgebildeten Staffeln.

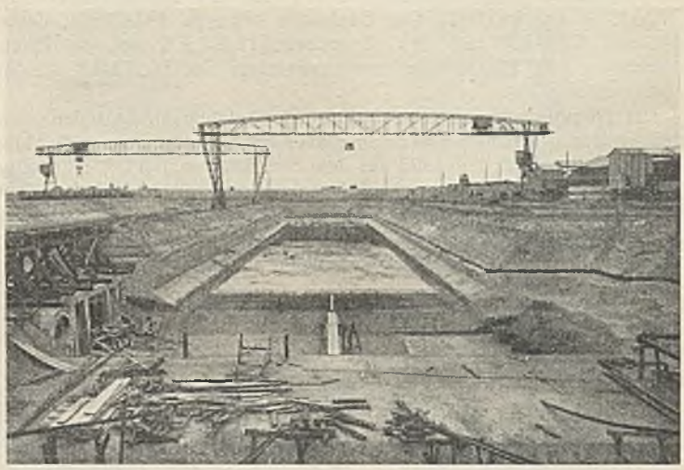


Abb. 3. Grundwasserabsenkung beim Bau der beiden neuen Trockendocks in Antwerpen-Nord.

Abb. 4. Bau der drei neuen Trockendocks am Kattendyk in Antwerpen. Grundwasserabsenkung nur mit der tiefsten Staffel in Betrieb.

sind die neueren Erkenntnisse über die Brunnenleistung[6]) und die Reichweite[7]) von Grundwasserabsenkungen und hiermit im Zusammenhang die Ableitung neuer Absenkungsformeln. Der wichtigste Wert für alle Berechnungen von Grundwasserabsenkungsanlagen ist die Bodendurchlässigkeit (*k*-Wert). Die Versuche, die Bodendurchlässigkeit durch Behandlung von Bodenproben im Laboratorium zu ermitteln, befriedigen wenig, hauptsächlich deshalb, weil es unmöglich ist, Bodenproben in derselben Lagerung wie im Untergrunde in die Apparate einzubringen. Hiermit sind große Fehlerquellen verbunden, so daß sich häufig Abschätzungen des *k*-Wertes auf Grund einer örtlichen Besichtigung als zuverlässiger erwiesen haben, allerdings gehört hierzu eine langjährige Übung. Die Erkenntnis, daß das zuverlässigste Verfahren, den *k*-Wert zu bestimmen, der Versuch im großen auf der Baustelle ist, hat sich mehr und mehr verbreitet, und es sind in den letzten Jahren wiederholt umfangreiche Vorarbeiten für größere Absenkungen, besonders da, wo die hydrologischen Verhältnisse noch unbekannt waren, vorgenommen worden, u. a. für das Schiffshebewerk Niederfinow, für einen noch bevorstehenden Schleusenbau bei Allerbüttel Abb. 6), für die Unterdükerung des Mittellandkanals durch die Aller bei Vorsfelde und für die Nordschleuse Bremerhaven.

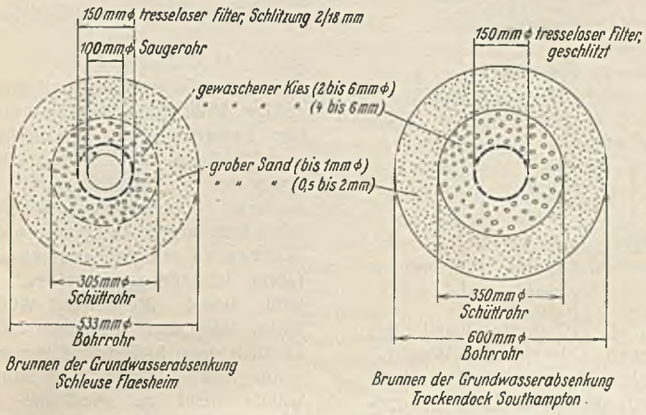


Abb. 5a. Abb. 5b.

Abb. 5. Querschnitte von Absenkungsbrunnen.

Ebenso wichtig wie die Kenntnis der Bodendurchlässigkeit ist eine möglichst genaue Aufdeckung des geologischen Aufbaues des Untergrundes auf der Baustelle selbst und in deren näheren Umgebung. Bei gleichmäßigem Untergrund, der beispielsweise in den deutschen Urstromtälern vielfach anzutreffen ist, genügen hierfür einige wenige Bohrungen. Bei häufigerem Wechsel der Bodenschichten, besonders wenn undurchlässige Schichten vorkommen, empfiehlt es sich, die Zahl der Bohrungen zu vermehren. Es ist wichtig, die Bohrungen auch tief genug hinabzuführen, und zwar sollte man einige Bohrungen stets bis zur doppelten Tiefe, in die die Bausohle unter den Grundwasserspiegel zu liegen kommt, hinabführen. Nur so ist man sicher, daß nicht Überraschungen durch das Auftreten gespannten Grundwassers vorkommen können, wie solche bei dem Bau eines Trockendocks in Amsterdam[8]) und einer Schleuse in Ostende[9]) eingetreten sind. Als Beispiele von sehr sorgfältigen und ausführlichen Vorarbeiten mögen die für die Nordschleusenanlage Bremerhaven[10]) sowie die für das Kraftwerk West[11]) in Berlin genannt sein.

Die besondere Eigenart der Grundwasserabsenkung sei noch an Hand eines Vergleichs mit der Druckluftbauweise und dem Gefrierverfahren erläutert. Den drei Bauweisen ist die Inbetriebhaltung einer maschinellen Anlage gemeinsam, die während der ganzen Bauausführung in Betrieb gehalten wird und dauernde Betriebskosten erfordert. Beim Vergleich dieser drei Bauweisen muß weniger der Gedanke eines gegenseitigen Wettbewerbs in den Vordergrund gerückt werden, als vielmehr der der Eignung, je nach der Bauaufgabe. Wird hiervon ausgegangen, so findet sich, daß die Gefriergründung in erster Linie für Baugruben sehr kleinen Grundrisses, aber sehr großer Gründungstiefe wirtschaftlich ist. Solche Verhältnisse kommen hauptsächlich im Bergbau beim Abteufen von Schächten vor, wo es sich häufig darum handelt, wasserführendes Gebirge von mehreren hundert Metern Mächtigkeit zu durchörtern. Im Tiefbau können ähnliche Aufgaben vorkommen, bei der Herstellung von Zugangschächten für Unterwassertunnel, z. B. Untertunnelung der Scheide in

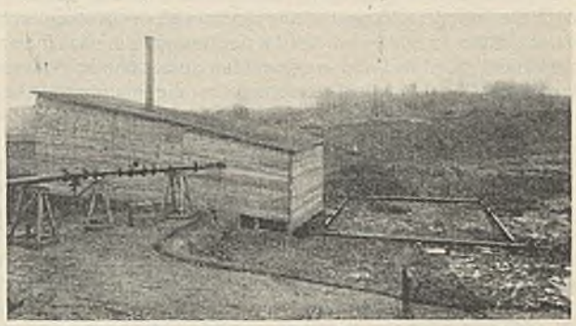


Abb. 6. Probegrundwasserabsenkung in Allerbüttel-Sülfeld.

Antwerpen[12]) sowie bei der Ausführung von Schwimmerschächten für Schiffshebewerke, die mit Schwimmern ausgerüstet sind, z. B. Schiffshebewerke Rothensee und Hohenwarthe bei Magdeburg[13]). Die Druckluftgründung ist besonders dann wirtschaftlich, wenn es sich um Bauwerke

[6]) W. Sichardt, Das Fassungsvermögen von Rohrbrunnen usw. Berlin 1928, Verlag von Julius Springer.

[7]) H. Weber, Die Reichweite von Grundwasserabsenkungsanlagen. Berlin 1928, Verlag von Jul. Springer.

[8]) K. E. Schonnopp, Gefährdete Baugruben, Bautechn. 1926.

[9]) W. Sichardt, Beiträge zur Frage der Grundwasserabsenkung bei der Ausführung von Fluß- und Hafenbauten, Jahrb. d. Hafenbautechn. Ges. 1928 bis 1931.

[10]) A. Agatz, Der Bau der Nordschleusenanlage in Bremerhaven in den Jahren 1928 bis 1931. Berlin 1931, Verlag von Wilh. Ernst & Sohn.

[11]) W. Strickler, Kraftwerk West. Die Gründung der Kraftwerkbauten, Siemens-Zeitschrift 1930.

[12]) P. van Hanwaert, Les Tunnels sous l'Escaut à Anvers, T. d. Travaux 1932, S. 555.

[13]) Reinhardt u. Mussacus, Die Kälteversuchsanstalt des Neubauamtes Kanalabstieg (Mittellandkanal), Bautechn. 1931, S. 18.

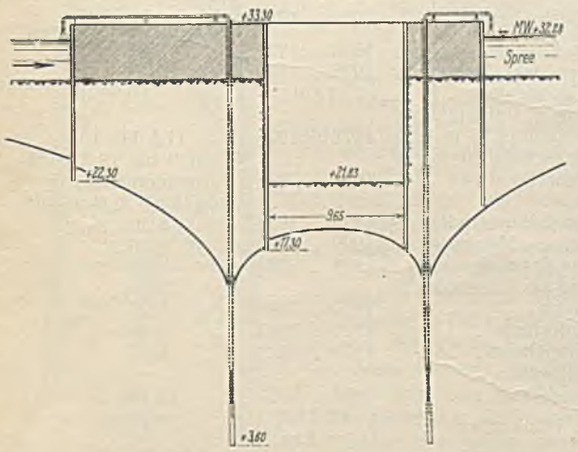


Abb. 7. Zusammenwirken von Spundwandumschließung (Fangedamm) und Grundwasserabsenkung (Tiefbrunnenbetrieb) beim Bau des Spreetunnels unter der neuen Jannowitzbrücke.

Abb. 8. Untertunnelung der Spree durch die Schnellbahn Gesundbrunnen—Neukölln unter der neuen Jannowitzbrücke. Blick auf den zweiten rechtsufrigen Bauabschnitt. In die Fangedämme sind die Tiefbrunnen der Grundwasserabsenkung eingebaut.

von kleinerer und mittlerer Grundrißfläche, z. B. Brückenpfeiler, handelt, und bei denen sehr großer Wasserandrang zu erwarten ist, z. B. an Ufern oder inmitten von Wasserläufen. Die Gründungstiefe ist zwar durch die Leistungsfähigkeit des Menschen im mit Preßluft angefüllten Raum begrenzt, reicht aber im allgemeinen für die im Tiefbau vorkommenden Gründungstiefen aus. Die offene Bauweise mit Grundwasserabsenkung ist besonders bei Bauwerken von mittlerer bis zu den größten vorkommenden Grundrißflächen wirtschaftlich. Alle im Tiefbau vorkommenden Gründungstiefen können bewältigt werden. Voraussetzung ist, daß sich der Untergrund für Grundwasserabsenkung eignet.

Daß auch inmitten von Flußläufen in offener trockengelegter Baugrube gearbeitet werden kann, zeigten die Flußuntertunnelungen der Berliner Untergrundbahn und der Bau einiger Berliner Spreebrücken. Bei solchen Ausführungen muß ein Zusammenwirken von Grundwasserabsenkung und Spundwandumschließung stattfinden. Der Zweck der seitlichen Umschließung der Baugrube ist nicht allein der, den seitlichen Wasserandrang des offenen Wassers von der Baugrube fernzuhalten, sondern mehr noch, den Weg der aus dem offenen Gewässer (Fluß, See) in den Untergrund eintretenden Wasserteilchen bis zur Sohle der ausgehobenen Baugrube möglichst zu vergrößern. Hinzu kommt noch, daß bei einem etwaigen Versagen der Wasserhaltung katastrophale Wasserdurchbrüche, die dadurch entstehen, daß sich der in der Baugrube bestehende niedrige Wasserstand mit dem äußeren ungesenkten und höheren Wasserspiegel plötzlich ausgleicht, vermieden werden, sofern die Spundwände tief genug in den Untergrund hinabreichen[14]). Das beste Hilfsmittel, das alle diese Bedingungen erfüllt, ist die eiserne Spundwand, die sich verhältnismäßig leicht und tief rammen läßt und ihre Eignung schon bis zu Rammlängen von 28 m erwiesen hat. Es ist möglich, aber bei tieferen Absenkungen nicht genügend sicher, unter dem Schutze einer einzigen, aber sehr tiefen Spundwand unmittelbar hinter ihr das Grundwasser abzusenken. Größere Sicherheit gegenüber Undichtigkeiten bietet eine Fangedammkonstruktion, wie sie sich bei den letzten Berliner Unterwassertunneln bewährt hat, wo der eigentliche seitliche Schutz der Baugrube durch eine lange baugrubenseitige Spundwand gebildet wird, während die zweite äußere Fangedammspundwand kürzer und leichter gehalten ist (vgl. Abb. 7). Ein besonderer Vorzug der eisernen Spundwand ist auch die Möglichkeit, Schotter- und Kiesschichten, mit denen in Flußbetten ja häufig zu rechnen ist, zu durchrammen. Als Beispiel einer erfolgreichen Zusammenwirkung derartiger Fangedämme, die aus eisernen Spundwänden gebildet sind, und einer modernen Grundwasserabsenkung mit Tiefbrunnenpumpen sei der Spreetunnel unter der neuen Jannowitzbrücke in Berlin erwähnt (Abb. 8). Die gleiche Ausführung, nur unter Verwendung einer staffelförmigen Grundwasserabsenkung (Staffelung in sich) ging dieser Ausführung voraus, als es sich darum handelte, den Landwehrkanal am Kottbusser Tor durch einen Untergrundbahntunnel zu unterfahren.

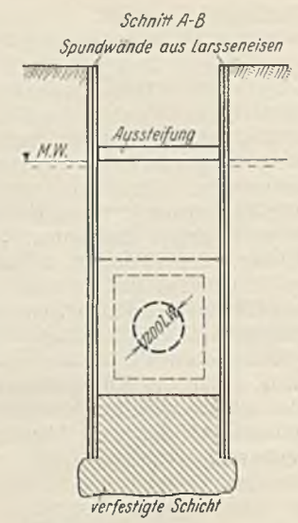
Bei den vorerwähnten Ausführungen geschieht der Schutz der offenen Baugrube gegen seitlichen Wasserzudrang durch Spundwände bzw. Fangedämme, während der Schutz gegen Wassereintritt von unten her die Grundwasserabsenkung übernimmt. Der Gedanke, die Kosten dieser Wasserhaltung zu vermeiden und den Schutz gegen das von unten andringende Wasser auf andere Weise zu bewerkstelligen, liegt bereits der älteren Bauweise der Betonschüttung unter Wasser zwischen Spundwänden zugrunde, wobei allerdings eine wichtige Arbeit, nämlich die Ausführung eines wesentlichen Teiles des Grundbaues, nicht in offener Baugrube, sondern unter Wasser geschieht. Es sei nur der Vollständigkeit wegen darauf hingewiesen, daß auch hier Fortschritte durch das neue von Schweden zu uns gekommene Unterwasser-Schüttbetonverfahren[15]) zu verzeichnen sind. Eine weitere Möglichkeit, die Wasserhaltung zu ersparen, besteht in der Abdichtung des Untergrundes durch Zementeinpressung. Versuche nach dieser Richtung sind mehrfach angestellt. Ein Erfolg — bei Vorliegen sandigen oder kiesigen Untergrundes —, der dazu berechtigt, das Verfahren als Ersatz für die Grundwasserabsenkung zu bezeichnen, ist indessen nicht bekanntgeworden. Die Schwierigkeit beruht hauptsächlich darin, daß in den feinen Poren des Untergrundes der Zement aus dem Wasser-Zement-Gemisch ausfiltriert wird, so daß der Wirkungsbereich eines Zementierspritzrohres praktisch zu gering ist, um im sandigen Untergrund innerhalb der erforderlichen Wirtschaftlichkeit einen Erfolg zu erzielen.

Bessere Aussichten als die Zementierung bietet die Anwendung der chemischen Bodenverfestigung nach Joosten[16]), bei der durch Verwendung chemischer Lösungen die Gefahr der Ausfiltrierung nicht besteht, so daß mit einer größeren Reichweite der Einspritzung gerechnet werden

[14]) Vgl. J. Schultze, Die Grundwasserabsenkung in Theorie und Praxis, S. 58. Berlin 1924, Verlag von Julius Springer.

[15]) F. Trier u. E. Tode, Unterwassergußbeton nach dem Contractorverfahren usw. Berlin 1931, Verlag von Wilh. Ernst & Sohn; auch Bautechn. 1931, Heft 12, S. 176.

[16]) K. Bernhard, Bauing. 1930, S. 202; W. Sichardt, Bautechn. 1930, Heft 12, S. 181.



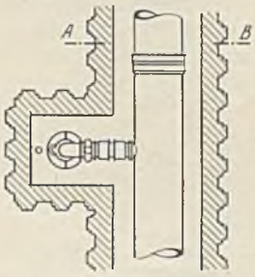


Abb. 9. Heberrohrkanal des neuen Düsseldorfer Wasserwerkes „Am Staad". Querschnitt durch die von Larssenspundwänden eingefaßte und durch eine chemisch versteinerte Sohlenschicht abgedichtete Baugrube.

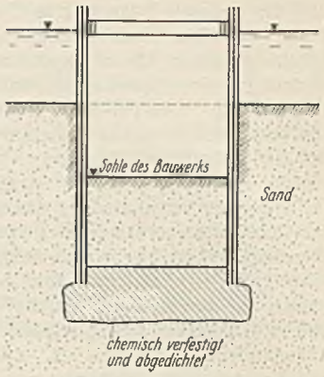


Abb. 10. Offene Baugrube zwischen Spundwänden mit chemisch abgedichteter Sohle. Neuer Vorschlag mit tiefliegender dünner Abdichtungsschicht.

kann. Der Gedanke, durch eine chemische Verfestigung und gleichzeitige Abdichtung des Untergrundes zwischen einer Spundwandumschließung eine wasserdichte Baugrube herzustellen, ist bestechend. Diese Lösung sollte bei allen schwierigen Gründungen zum Wettbewerb mit den anderen Verfahren herangezogen werden. Soweit heute übersehen werden kann, wird das Verfahren hauptsächlich dann in Betracht kommen, wenn der Abstand der Spundwände nicht zu groß ist und wenn anderseits die Bodenverhältnisse so sind, daß ein erheblicher Wasserandrang, der eine beträchtliche Verteuerung der Wasserhaltung mit sich bringt, zu erwarten ist.

Solche Verhältnisse lagen bei der bekannten Anwendung beim Bau der Heberleitung für das neue Wasserwerk der Stadt Düsseldorf „Am Staad"[17]) vor. Gegenüber der dort angewandten Anordnung (vgl. Abb. 9), bei der die versteinerte abdichtende Untergrundschicht unmittelbar unter der Sohle

Neuere Bauausführungen in offener, durch Grundwasserabsenkung trockengelegter Baugrube.

	Bauwerk	Bauzeit	Gründungstiefe unter Wasser m
1	Staustufe und Schleuse Wieblingen	1923 bis 1924	8
2	Staustufe Ladenburg / Schleuse Mannheim	1926	10
3	Schleuse Flaesheim	1925 bis 1926	8
4	Schleuse Fürstenberg a. d. O.	1924 „ 1927	15 / 18 (artesisches Wasser)
5	Seeschleuse IJmuiden	1919 „ 1929	21
6	Fünf Trockendocks Antwerpen	1926 „ 1929	12
7	Allerdüker Vorsfelde	1929	10,5
8	Ausbesserung u. Verlängerung des Trockendocks VI in Kiel	1928 bis 1929	11,5 bis 15
9	Gründung des Schiffshebewerks Niederfinow	1926 „ 1929	von 0 bis 10 Grundwasserabsenkung / von 10 bis 20 Druckluft
10	Schleuse Groß-Wusterwitz	1928 „ 1930	6 bis 8
11	Krapphofschleuse Hamburg	1929 „ 1930	6
12	Nordschleuse Bremerhaven	1928 „ 1930	21
13	Verlängerung des Kaiserdock II Bremerhaven	1929 „ 1930	17
14	Staustufe Griesheim	1929 „ 1931	9
15	Staustufe Ettersheim	1930 „ 1932	7
16	Neues Hafenbecken Antwerpen-Nord	1929 „ 1931	12 bis 15
17	Seeschleuse Dünkirchen	seit 1930 im Bau	15,5
18	Trockendock Southampton	im Bau	25 / 30 (artesisch)

[17]) A. Lang, Das neue Wasserwerk der Stadt Düsseldorf „Am Staad", GWF 1930, Heft 3 u. 4.

des eigentlichen Bauwerks liegt, ist eine Verbilligung möglich dadurch, daß, wie aus Abb. 10 ersichtlich, die eigentliche abdichtende, versteinerte Untergrundschicht nur so stark gemacht wird, als es zur Erzielung einer genügenden Abdichtung notwendig ist[18]). Zur Erzielung des gegenüber dem Wasserauftrieb notwendigen Gegengewichts wird die abdichtende Schicht so tief vorgesehen, daß der über ihr bis zur Bausohle verbleibende Boden zusammen mit dem Gewicht der zu versteinernden Zone genügend schwer ist, um als Gegengewicht zu dienen.

Die vorstehende Aufzählung von Bauausführungen der letzten Jahre in offener Bauweise mit Grundwasserabsenkung zeigt, wie häufig die Anwendung ist und wie wichtig die Grundwasserabsenkung für die Gründungstechnik geworden ist. Die erreichten technischen Fortschritte, besonders die Tiefbrunnenpumpe, sichern dem Absenkungsverfahren auch weiterhin einen wichtigen Platz im Grundbau.

Die neue Bauweise, offene Baugruben durch Spundwandumschließung und chemisch abgedichtete Sohle herzustellen, ist in manchen Grenzfällen (sehr durchlässiger Untergrund, schmaler Grundriß) geeignet, die Anwendung der offenen Bauweise zu ermöglichen und deren Anwendungsgebiet zu erweitern. Die jetzige Krisenzeit mit ihrer starken Drosselung der Bautätigkeit erschwert irgendwelche Voraussagen, wie sich die künftige Entwicklung der Bodenversteinerungstechnik gestalten könnte, doch scheint es berechtigt, in dem neuen Verfahren eine wichtige, noch ausbaufähige Ergänzung der bisherigen Bauweisen, nicht aber deren Verdränger zu sehen.

[18]) Patentanmeldung der Siemens-Bauunion.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Einsturz der Holztürme des Senders München-Stadelheim.

Von Dr.-Ing. H. Seitz, Stuttgart.

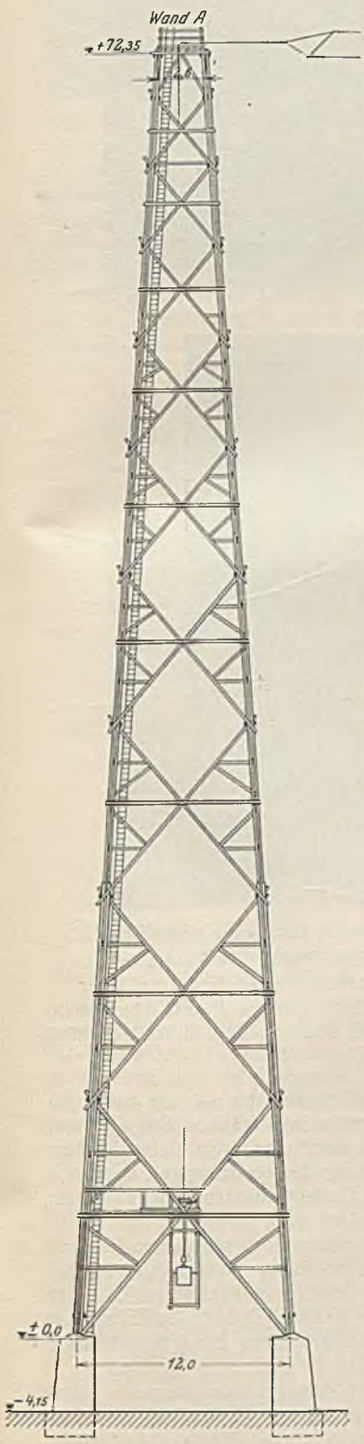


Abb. 1. Ansicht des Westturms von Süden.

Am 23. November 1930 stürzten die beiden im Jahre 1926 von der Karl Kübler AG, Stuttgart, erstellten Holzfunktürme des Senders München-Stadelheim während eines schweren Sturmes ein. Die Untersuchung des Unfalles ergab manches, was für weitere Fachkreise von Interesse ist, weshalb die wichtigsten Ergebnisse im folgenden mitgeteilt werden.

Über die Türme selbst wurde in der Bautechn. 1927, Heft 26, vom Verfasser berichtet. Die hauptsächlichsten Angaben seien kurz wiederholt: Höhe der Türme 75 m, Grundfläche 12 × 12 m, Antennenzug 600 kg, Winddruck in Anlehnung an die „Vorschriften für den Bau von Starkstromfreileitungen" (VDE 422), jedoch etwas erhöht 150 kg/m² auf die vordere Tragwand, 75 kg/m² auf die rückwärtige Tragwand. Die Türme wurden ausgeführt in kyanisiertem Fichtenholz. Die zulässigen Spannungen und die Knickberechnung richteten sich nach den Bayerischen Oberpolizeilichen Bestimmungen.

Die Frage, ob der Einsturz durch ein Verschulden der Unternehmerfirma oder durch höhere Gewalt verursacht war, wurde mit aller Gründlichkeit untersucht. Unter anderem holte die Oberpostdirektion München hierüber ein Gutachten von Prof. Graf von der Technischen Hochschule Stuttgart ein. Die aufschlußreiche Arbeit von Prof. Graf, die sich auf eingehende Versuche in der Materialprüfungsanstalt stützt, ist im folgenden kurz als Gutachten bezeichnet.

Schon die ersten Feststellungen ergaben, daß Berechnung und Entwurf den vertraglichen Vereinbarungen entsprachen, und daß an den Bruchstellen weder Material- noch Bearbeitungsfehler zu sehen waren. Auch sonst erwies sich die Verzimmerung als einwandfrei, wenn auch einige unerhebliche, wohl auf Beschädigungen bei Transport oder Montage zurückzuführende Mängel gefunden wurden, die aber schon durch ihre Lage weder als Einsturzursache noch überhaupt als mitwirkend in Betracht kommen. Im übrigen war das ganze Holzwerk vollkommen gesund und frei von Fäulnis oder sonstigen sichtbaren Mängeln. Proben, die an zahlreichen Stellen aus den Trümmern entnommen waren, zeigten ein Raumgewicht von 0,38 bis 0,57, im Mittel 0,46 und eine Druckfestigkeit von 277 bis 440, im Mittel 352 kg/cm² bei 12,4 bis 17,8, im Mittel 16,2 % Feuchtigkeit. Sie bewegten sich damit in den für gutes Nadelholz bekannten Grenzen. Da die meisten Trümmer ziemlich kurzfaserig gebrochen waren, war der Verdacht aufgekommen, daß das Holz wenig zugfest und wenig zäh gewesen sei. Doch zeigten selbst Proben, die einem besonders kurzfaserig gebrochenen Stück entstammten, noch ausreichende Zugfestigkeit. Das Aussehen der Bruchflächen an den Trümmern war in erster Linie auf die schlagartige Beanspruchung beim Einsturz zurückzuführen, die erfahrungsgemäß kurzfaserige Bruchbilder hervorruft[1]).

Die Feststellung, ob die vertraglich ausbedungenen Holzeigenschaften eingehalten waren, bereitete Schwierigkeiten, die bezeichnend sind für die einschlägigen Verhältnisse in Deutschland. Nach dem Bauvertrag sollten die Türme aus „ausgesucht gutem Fichtenholz" erstellt werden. Eine zahlenmäßige Definition dessen, was hierunter verstanden werden sollte, war nicht gegeben. Klare Anhaltspunkte hierüber konnten auch keinerlei anderen deutschen Vorschriften entlehnt werden. Der Augenschein zeigte, daß große Äste (etwa über 35 mm Durchm.) fehlten. Auch die Zahl der Äste war vergleichsweise gering. Außerdem waren die Äste durchweg gut eingewachsen. Um einen einigermaßen genauen Maßstab anlegen zu können, mußten trotz der Verschiedenheit der deutschen und amerikanischen Verhältnisse die amerikanischen Grading Rules[2]) für Balken zu Hilfe genommen werden. Diese kennen vier Güteklassen, und zwar:

S_1 = Extra Select, für Ausnahmefälle bei höchsten Anforderungen an die Festigkeit,
S_2 = Select, im allgemeinen für hochbeanspruchte Konstruktionen,
S_3 = Standard, für allgemeine Bauzwecke,
S_4 = Common, für untergeordnete Bauzwecke mit geringer Beanspruchung.

Von 16 dem Trümmerfeld entnommenen Proben entsprachen hinsichtlich des Astwuchses 1 der Klasse S_1, 14 der Klasse S_2, 1 der Klasse S_3; hinsichtlich des Faserverlaufs 10 der Klasse S_1, 5 der Klasse S_2, 1 der Klasse S_3, so daß das Gutachten die Holzqualität als den vertraglichen Anforderungen entsprechend bezeichnen konnte.

Daß die Hölzer der vierteiligen Eckstiele als Vollhölzer und nicht als Kreuzhölzer geschnitten waren, erwies sich in mancher Beziehung als nachteilig; besonders begünstigte es das Auftreten von Schwindrissen, die häufig in der Mitte der Querschnittseite lagen und dadurch das Sitzen der Bolzenverbindungen beeinträchtigen konnten. Immerhin war die Breite der Risse, die an den 16 Proben zu 3 bis 5, in einem Falle zu 7 mm gemessen wurde, für deutsches Fichtenholz durchaus nicht ungewöhnlich. Sicher aber hätte sich amerikanisches Pechkiefernholz, wie es neuerdings von der Deutschen Reichspost für den Funkturmbau fast ausschließlich verwendet wird[3]), in dieser Hinsicht wesentlich günstiger verhalten, da es durch seinen Harzreichtum viel langsamer Feuchtigkeit aufnimmt und abgibt und entsprechend weniger quillt und schwindet[4]).

Zur Verbindung der Holzteile waren bis zu 25 m Höhe Stahlschrauben, darüber aus elektrischen Gründen Messingschrauben verwendet worden. Die letzteren hatten sich trotz guter Festigkeitseigenschaften in den Gewinden als kerbempfindlich und deshalb als weniger betriebsicher als Stahlschrauben erwiesen. Doch waren zufällig kurz vor dem Einsturz

[1]) Eine Veröffentlichung über diese Zusammenhänge von Prof. Graf steht bevor.

[2]) Über die Anforderungen der einzelnen Klassen vgl. U. S. Department of Agriculture, Dep. Circular 295 und Graf in Maschinenbau 1930, S. 376.

[3]) Vgl. Bauing. 1931, Heft 29, Funktürme Mühlacker. — Bautechn. 1932, Heft 52 u. 55, Funkturm Breslau. — Z. d. VdI 1932, Heft 50, Funkturm Leipzig.

[4]) Beispielsweise sind die pechkiefernen Vollholzpfosten der Funktürme in Mühlacker nach zwei Jahren fast rissefrei und haben nur vereinzelte Schwindrisse von 2 bis 3 mm Breite bei höchstens 25 bis 30 mm Tiefe und 10 bis 20 cm Länge bei Querschnitten von 30/30 cm, während Vollhölzer von nur 18/20 cm Querschnitt aus Fichtenholz, die gleich lange denselben Bedingungen ausgesetzt waren, durchlaufende Risse von 8 bis 10 mm Breite und 70 bis 80 mm Tiefe zeigen.

sämtliche Schrauben nachgesehen worden. Dieser Umstand und auch der Befund der Trümmer machten es unwahrscheinlich, daß bei der Zerstorung der Türme das Material der Bolzen irgendwie mitgewirkt hat.

Abb. 2 zeigt den Zustand der Türme nach dem Sturm. Beide Türme brachen in etwa 25 bis 30 m Höhe. Ihre Trümmer lagen ziemlich genau in der Diagonalrichtung, so daß mit Sicherheit anzunehmen ist, daß auch

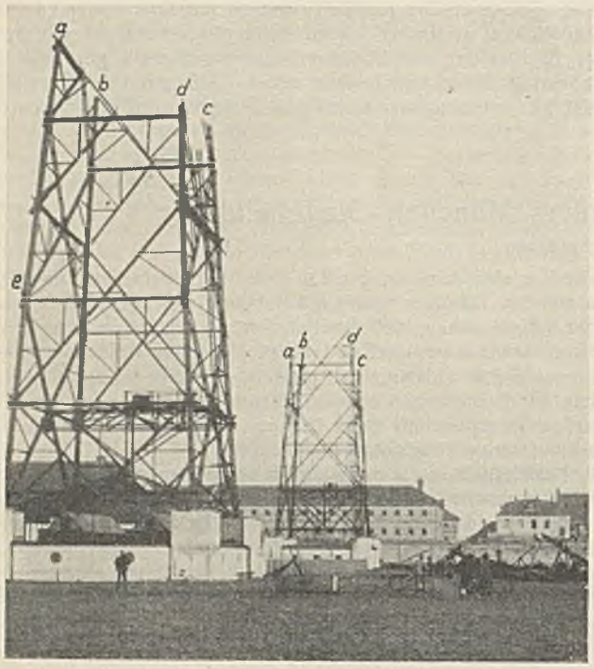


Abb. 2. Die Türme nach dem Einsturz. Links der Westturm, rechts der Ostturm.

der Sturm im Augenblick des Einsturzes die Türme in dieser Richtung (aus NW) gefaßt hat. Der Bruch mußte demnach entweder auf der Zugseite, d. h. in den nordwestlichen Eckstielen *a*, oder auf der Druckseite, d. h. in den südöstlichen Eckstielen *c* begonnen haben. Irgendwelche Feststellungen, die auf ein Ausknicken der Druckstiele hingewiesen hätten, konnten weder an den stehengebliebenen Stümpfen, noch an den abgestürzten Trümmern gemacht werden. Dagegen zeigte sich, daß bei beiden Türmen die in etwa 14 m Höhe über dem Fundament gelegenen Zugstöße der Stiele *a* (Punkt *e*, Abb. 2 u. 3) soweit zerstört waren, daß Verschiebungen von etwa 20 cm (beim Westturm) bzw. etwa 5 cm (beim Ostturm) eingetreten waren. Es war demnach wahrscheinlich, daß der Bruch zuerst auf der Zugseite eintrat, wodurch die drei übrigen Eckstiele sofort in unkontrollierbarer Weise durch Axialkräfte und Biegung überlastet werden mußten. Hätten die Türme nicht zuerst in 25 bis 30 m Höhe nachgegeben, so wären sie sicher im nächsten Augenblick ein Stockwerk tiefer abgerissen worden.

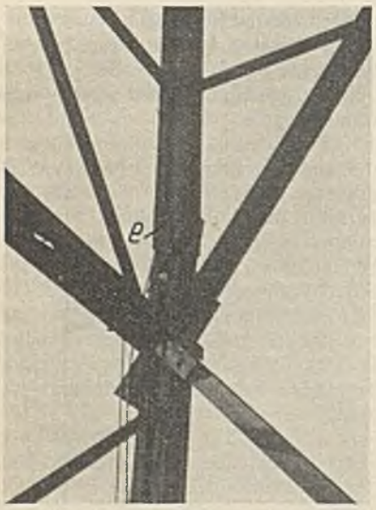
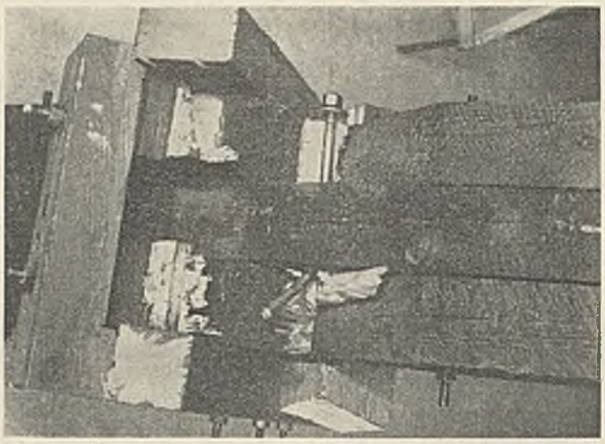


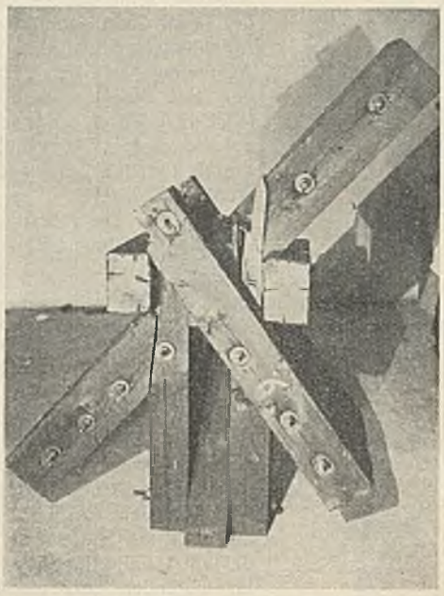
Abb. 3. Gerissener Zugstoß *e* des Westturms.

Tafel 1.

	Stabkraft in t laut Berechnung aus			Größte Zugkraft in t	Nutzquerschnitt in cm²	σ_Z kg/cm²	Last je Dübel in kg
	Eigengewicht	Wind	Antennenzug				
Punkt *a* Westturm	— 5,46	+ 17,15	+ 1,57	+ 13,26	206	64,5	—
Punkt *a* Ostturm	— 5,46	+ 17,15	— 1,57	+ 10,12	168	60,3	720
Stoß *e* Westturm	— 6,75	+ 23,75	+ 1,68	+ 18,68	≈ 220	85	935

Die Beanspruchungsverhältnisse, wie sie die statische Berechnung für die beiden Bruchstellen *a* und Punkt *e* (vgl. Abb. 2) voraussetzt, sind in Tafel 1 zusammengestellt. Beim Westturm ist der Bruch an einem durch Versatzungen und Bolzenlöcher verschwächten Knotenpunkt eingetreten (vgl. Abb. 4 u. 5). Obwohl die Verschwächung durch die Bolzenlöcher von 1,4 cm Durchm. und die Versatzungen von im Mittel 3,3 cm Tiefe 47 % betrug, blieb die Zugspannung noch erheblich unter der zulässigen Grenze. Die Größe der Querschnittschwächung war dadurch bedingt, daß die schräg zur Faser wirkenden Stirnflächen der Versatzungen entsprechend den damals üblichen baupolizeilichen Anforderungen nur mit etwa 50 kg/cm² beansprucht werden sollten. Sicher wäre es aber besser gewesen, die





Unten: Abb. 4. Stehengebliebener Teil des Punktes *a* vom Westturm. Oben: Abb. 5. Draufsicht auf denselben Punkt. Links die beiden Versatzflächen, unmittelbar rechts daneben die durch Bolzenlöcher verschwächten Bruchflächen des linken Pfostenpaares. Rechts Bruchfläche des rechten Pfostenpaares (Versatzflächen sind verdeckt durch Anschluß der Diagonale).

Versatzflächen höher (etwa mit 80 kg/cm²) zu belasten — was außer geringen Einpressungen bei Überlastungen kaum Nachteile zur Folge gehabt hätte — und dafür die Verschwächung durch nur 2 cm tiefe Versätze kleiner zu halten. Die neuere Entwicklung der einschlägigen amtlichen Bestimmungen und Normen trägt solchen Gesichtspunkten übrigens besser Rechnung.

Die Bruchstelle *a* beim Ostturm ist durch einen gerissenen Zugstoß des Eckstieles hervorgerufen, ähnlich wie bei Punkt *e*. Auch hier bewegt sich die Zugspannung der Laschen und die rechnungsmäßige Last der Küblerdübel unter der zulässigen Grenze (1000 kg/Dübel). Allerdings ist es möglich, daß die Tragfähigkeit der Stoßverbindung durch Schwindrisse beeinträchtigt war.

Mangels sonstiger Anhaltspunkte war demnach vor allem zu untersuchen, ob zwischen tatsächlicher und gerechneter Belastung eine Unstimmigkeit vorlag, die den Einsturz erklären konnte. Hierzu ist es nötig, auf die Windverhältnisse zur Zeit des Einsturzes näher einzugehen. Die nächstgelegene meteorologische Station, die hierüber Aufschluß geben

Abb. 6. Bruchstück 4,4 m über Punkt *a* des Westturmes. (Bruch in dem durch Versatzungen verschwächten Querschnitt neben dem Stoß, infolge des Einsturzes.)

konnte, ist die etwa 8 km nördlich gelegene Flugwetterwarte München-Oberwiesenfeld. Daß in der Münchener Gegend mit außerordentlich ungünstigen Windverhältnissen zu rechnen ist, geht aus den in dieser Zeitschrift vor kurzem von mir veröffentlichten Feststellungen über beobachtete Windgeschwindigkeiten hervor[5]). Geht man von der Geschwindigkeit einzelner Böen aus, und dies ist angesichts der Tatsache, daß sich die Spannungen in einem Tragwerk mit Schallgeschwindigkeit fortpflanzen, nicht zu umgehen, so zeigt sich, daß von allen am angegebenen Ort aufgeführten Boenschreiberstationen München die ungünstigsten Verhältnisse aufweist, bezüglich der Spitzenböen sogar an der Küste gelegene Stationen, wie Hamburg-Fuhlsbüttel, Rotterdam und Bremerhaven-Robbenplate übertrifft. Bezeichnend ist, daß Skala und Lineatur der üblichen Böenschreiber nur bis 40 m/sek reichen, und daß diese Grenze in Deutschland nur in München, dort aber dreimal, und zwar mit 44, ≈ 46 und 43 m/sek überschritten worden ist.

Nach den Aufzeichnungen von München-Oberwiesenfeld war die Nacht vom 22. auf 23. November 1930 außergewöhnlich stürmisch und böig. Die stärkste Bö, mit etwa 46 m/sek, wurde morgens gegen 6^{45} Uhr, genau zur Zeit des Einsturzes der Funktürme gemessen. Die Genauigkeit dieser

Abb. 7. Typischer Bruch im verschwächten Querschnitt neben den Versatzungen als Folge des Einsturzes. (Eckstiel oberhalb Punkt *d* des Westturmes.)

Aufzeichnung ist leider nicht allein durch die auch sonst wirksamen Störungsfaktoren (Verhältnisse der nächsten Umgebung, Trägheit des Instruments und dgl.), sondern auch durch die Extrapolation außerhalb der Skala und des normalen Meßbereichs und dadurch beeinträchtigt, daß die Schreibfeder des Böenschreibers in den Bereich des Richtungschreibers geriet und so möglicherweise an der vollen Aufzeichnung der Bö behindert wurde[6]).

Wohl lassen sich zwingende Schlüsse aus den Aufzeichnungen von München-Oberwiesenfeld auf die zu gleicher Zeit in Stadelheim vorhandene Windgeschwindigkeit nicht ziehen. Da aber die Düse des Böenschreibers in nur 20 m Höhe liegt, ist es wahrscheinlich, daß die für die Türme maßgebende Windgeschwindigkeit ebenso hoch, wenn nicht höher war. Erwähnt sei noch, daß nach dem Berichte des Stationsleiters die den Einsturz hervorrufende Bö dem Geräusch nach wesentlich stärker als die vorausgehende war, und daß die Türme im August 1928 bereits eine Bö von 44 m/sek überstanden haben. Im folgenden wird, in Übereinstimmung mit dem Gutachten von Prof. Graf, eine Windgeschwindigkeit von 45 m/sek als wirksam vorausgesetzt.

Versuche der Aerodynamischen Versuchsanstalt zu Göttingen, die zur Zeit der Erbauung der Türme noch nicht vorlagen und leider auch heute noch im Baufach viel zu wenig bekannt sind[7]), ermöglichen mit hinreichender Genauigkeit die Berechnung der dieser Geschwindigkeit entsprechenden Windlasten.

In der bekannten Gleichung

$$w = \frac{1}{16} \cdot c\, v^2,$$

wo w den Winddruck in kg/m², v die Windgeschwindigkeit in m/sek bedeutet, beträgt nach diesen Versuchen der Widerstandsbeiwert c für einzelne, senkrecht vom Winde getroffene Fachwerkträger je nach deren Völligkeitsgrad (Verhältnis der tatsächlichen Fläche F_r zu der durch den Trägerumriß bestimmten Fläche F) etwa 1,2 bis 1,6. Für den vorliegenden Fall, wo der Völligkeitsgrad sich zwischen 0,12 und 0,22 bewegt, d. h., wo es sich um ein ausgesprochen weitmaschiges Fachwerk handelt, wird $c = 1{,}6$ zu setzen sein. Damit wird

$$w = \frac{1}{16} \cdot 1{,}6\, v^2 = 203 \text{ kg/m}^2.$$

Auch bei der Berechnung des Winddruckes auf die rückwärtige Turmwand spielt der Völligkeitsgrad eine Rolle. Wiederum ergaben die Versuche für Tragwerke von kleinem Völligkeitsgrad besonders ungünstige Verhältnisse. Da auch der Abstand der Tragwände, der hier sehr verschieden ist, Einfluß hat, läßt sich der Windanfall auf die Rückwand weniger zuverlässig abschätzen. Er wird etwa 60% der Last des vorderen Trägers ausmachen. Bei Wind senkrecht zu einer Turmwand stehen sich demnach als Verhältniszahlen

in der Berechnung $150 + 75 = 225$ kg/m²
in Wirklichkeit . . $203 + 122 = 325$ kg/m²

gegenüber.

Wie schon erwähnt, traf der Sturm die Türme in der Diagonalrichtung. Dieser Belastungsfall war in der statischen Berechnung nicht untersucht worden, da er sich bei Zugrundelegung der im Bauwesen allgemein gebräuchlichen Formel für schräg einfallenden Wind

$$w_\alpha = w \cdot \sin^2 \alpha$$

als nicht maßgebend erwies. Für $\alpha = 45°$ wird $\sin^2 \alpha = 0{,}5$, d. h. für den vordersten und hintersten Eckstiel ergeben sich in diesem Falle durch algebraische Addition der in den anstoßenden Turmwänden wirksamen Stabkräfte dieselben Kräfte wie bei Wind senkrecht zu einer Turmwand, während die Kräfte in den Füllstäben nur die Hälfte betragen. Wesentlich anders verhält sich die Sache nach den Versuchen. Allerdings beziehen sich diese nicht auf geschlossene Viereckquerschnitte, sondern auf einfache Träger. Es hat sich gezeigt, daß der Windwiderstand schräg getroffener Tragwerke viel langsamer nachläßt, als es die obige Formel erwarten läßt. Bei einer Neigung von 45° wird man mit einer Belastung von 80 bis 90% anstelle von 50% auf jede Wand zu rechnen haben.

Demnach ergibt sich für die wahrscheinlich wirksamen Windkräfte bei diagonalem Angriff eine Verhältniszahl von

$$(203 + 122) \cdot 2 \cdot 0{,}85 = 550 \text{ kg/m}^2$$

gegenüber dem in der Berechnung berücksichtigten Wert

$$(150 + 75) \cdot 2 \cdot 0{,}50 = 225 \text{ kg/m}^2,$$

d. h. die tatsächlichen Windlasten dürften die rechnungsmäßigen auf leichthin das 2,5fache überschritten haben. Noch nicht berücksichtigt ist dabei, daß der Wind auf die zusammengesetzten Eckstiele in einer nach neueren Erkenntnissen nicht ganz genügenden Weise in die Rechnung

[5]) Vgl. Bautechn. 1932, Heft 50 u. 51.

[6]) Bemerkenswert ist übrigens, daß der 23. November 1930 auch anderweitig außerordentlich stürmisch verlief. Auf den Stationen Böblingen (-Stuttgart), Wien-Aspern, Wien-Hohewarte und Karlsruhe-Rüppurr ist dieser Tag der schlimmste innerhalb des a. a. O. von mir ausgewerteten Zeitraumes. Die dort beobachteten Spitzen von 33, 37, 34,5 bzw. 32 m/sek sind in diesem Sinne die jeweiligen Höchstwerte, außerdem sind auch die Zahlen der an diesem Tage beobachteten starken Böen durchweg auffallend hoch. Derselbe 23. November gehört auch in Hamburg und Berlin je neben drei bis vier ähnlichen zu den schwersten Sturmtagen der Auswertungszeit.

Aus den seit 1928 aufgenommenen Boenschreiberdiagrammen der Wetterwarte Feldberg (Schwarzwald, 1500 m ü. d. M.) konnte ich inzwischen entnehmen, daß dort hin und wieder die 40 m/sek-Grenze überschritten wird. Doch steht auch dort der Sturm vom 22. bis 23. November einzigartig da. Es sind in dieser Zeit nicht weniger als 16 Böen mit über 40 m/sek, davon 8 mit 43 m/sek verzeichnet. Immerhin wird die Feldbergwetterwarte nicht allein wegen ihrer großen Höhe über dem Meer, sondern auch wegen ihrer exponierten Lage und der geringen Trägheit des Instrumentes (die Steigleitung des Steffens-Hedde-Böenschreibers mißt dort nur 5 m, gegenüber sonst meist 10 bis 15 m) eine Sonderstellung einnehmen.

[7]) Vgl. hierzu Ergebnisse der Aerodynamischen Versuchsanstalt zu Göttingen, III. Lieferung 1927 und IV. Lieferung 1932; Flachsbart, Winddruck auf Bauwerke, Die Naturwissenschaften 1930, S. 475, und Abhandlungen der Intern. Vereinigung für Brückenbau und Hochbau, Bd. 1, 1932; Graf, Einiges über Windlasten, ZdVDI 1931, S. 1230; Seitz, Zu den Baupolizeivorschriften über Winddruck, Bautechn. 1932, Heft 50 u. 51.

eingeführt wurde. Dazu kommt ferner, daß das in der statischen Berechnung angenommene Eigengewicht des Holzes von 600 kg/m³ sicher nicht vorhanden war, sondern um etwa $^1/_4$ unterschritten sein dürfte. An den Bruchstellen standen sich also folgende größte Zugkräfte gegenüber:

	in Wirklichkeit	lt. Rechnung	Verhältnis
Punkt *a* Westturm	40,3	13,3	3 : 1
„ *a* Ostturm	37,1	—	—
„ *e* Westturm	56,1	18,7	3 : 1.

Es ist klar — und diesen Standpunkt vertritt auch Prof. Graf in seinem Gutachten —, daß bei einer derartigen Überlastung wesentlicher Teile ein Standhalten der Türme nicht erwartet werden konnte. Jede wesentliche Überschreitung der rechnungsmäßigen Last führt bei Holztragwerken, wie übrigens auch bei Eisenkonstruktionen, zu Spannungszuständen, bei denen auch ohne Vorliegen von Konstruktions- oder Materialfehlern der Bruch eintreten kann. Ob das bei 2,5- oder 2facher, oder schon 1,7facher Last der Fall ist, hängt von den mehr oder minder glücklichen Begleitumständen des Einzelfalles ab.

Die Oberpostdirektion München kam auf Grund des Gutachtens und ihrer eigenen Feststellungen zu folgenden Ergebnissen: „Die durch die tatsächlich wirksam gewesenen Windkräfte hervorgerufenen Beanspruchungen haben in den Türmen das in der statischen Berechnung vorgesehene Maß so außerordentlich überschritten, daß die bei solchen Bauwerken üblicherweise zugrunde gelegten Sicherheiten versagen mußten. Die Untersuchungen haben weiterhin ergeben, daß irgendwelche Mängel, die als Einsturzursache hätten in Betracht kommen können, nicht festzustellen waren." Der Unfall stellte sich demnach als ein Ereignis höherer Gewalt dar. Daß er nicht dazu angetan war, das Vertrauen, das die Deutsche Reichspost im allgemeinen und die Oberpostdirektion München im besonderen Holzfunktürmen entgegenbringt, zu erschüttern, geht daraus hervor, daß inzwischen weitere Holztürme, allerdings mit höheren Windbelastungsannahmen, vergeben worden sind, so beispielsweise für den neuen Münchener Großsender zwei Türme von 115 m Höhe, die im vergangenen Sommer durch die Karl Kübler AG, Stuttgart, fertiggestellt worden sind.

Alle Rechte vorbehalten.

Die elektrischen Ausrüstungen der Eisenwasserbauten.

Von Carl Schiebeler, Berlin.

Der im äußeren Bilde beweglicher Eisenwasserbauten nicht sichtbare elektrische Antrieb stellt ein wichtiges Glied des ganzen Bauwerkes dar. Es verlohnt sich deshalb, die elektrische Ausrüstung der in den letzten zehn Jahren entstandenen Schleusen, Wehre und beweglichen Brücken an charakteristischen Beispielen zu beschreiben und den Weg der Entwicklung darzustellen. Soweit größere Anlagen in der „Bautechnik" bereits veröffentlicht sind, wird aus diesen das für den elektrischen Teil wesentliche herausgeschält und ergänzt.

I. Allgemeines über Stromart, Motorart und Steuerungsart.

Als Stromart steht überwiegend Drehstrom zur Verfügung, der jedoch mitunter in Gleichstrom umgeformt wird, wenn die Geschwindigkeit bei stark schwankender oder negativer Motorbelastung auf kleine Werte heruntergeregulert werden muß, eine Aufgabe, die durch den Gleichstrom-Nebenschlußmotor mit der „Leonardsteuerung" am besten gelöst wird. Gleichstrom wird in der Regel auch dann gewählt, wenn kein Netz vorhanden ist, und der Strom durch einen Dieselmotor-Generator erzeugt werden soll. Dabei wird in der Regel eine Akkumulatoren-Batterie für einen Notbetrieb mit herabgesetzter Geschwindigkeit aufgestellt.

Motoren. Bei Drehstrom werden Asynchronmotoren benutzt. Früher wurden diese stets mit Schleifringläufer versehen. Neuerdings ist man zu Motoren mit Käfigläufer (Doppelnutmotoren) übergegangen, wenn das Netz den größeren Einschaltstrom dieser Motoren (etwa dreifach bei rd. zweifachem Anlaufmoment) zuläßt. Dies dürfte bei Motoren bis etwa 15 PS in der Regel zutreffen. Bei Motoren mit Käfigläufer wird die Anlage wesentlich vereinfacht und verbilligt, weil Schleifringe, Anlaßgeräte und Widerstände wegfallen und der Motor nur drei Zuleitungen erfordert. Bei den Antrieben der Eisenwasserbauten sind die Reibungswiderstände der Ruhe meist wesentlich größer als die der Bewegung. Deshalb ist das Motormodell in der Regel mit Rücksicht auf das Anlaufmoment zu wählen. Da das Anlaufmoment des Motors im Quadrat mit der Spannung sinkt, so darf bei Motoren mit Käfigläufern bei Bemessung der Leitungen beim dreifachen Einschaltstrom des Motors und des etwa gleichzeitig anzuschließenden Bremsluftmagneten, der ebenfalls einen großen Einschaltstrom aufweist, die für den sicheren Anlauf erforderliche Spannungsgrenze nicht unterschritten werden. Wird Drehstrom durch ein Dieselaggregat erzeugt, so muß zur Vermeidung unzulässig starker Spannungsschwankungen ein selbsttätiger Spannungsregler (Tirrilregler) eingebaut werden.

Bei der Wahl des Motormodells ist noch zu prüfen, ob der nach dem Anlaufmoment gewählte Motor hinsichtlich der Erwärmung ausreicht. Die Motoren werden im Eisenwasserbau nur kurzzeitig bzw. stark aussetzend betrieben. Die Erwärmung hängt von der Dauer der Einschaltung und der Zahl der stündlichen Einschaltungen ab. Ist die Zahl (z) der stündlichen Einschaltungen kleiner als 1, so werden die Motoren für kurzzeitigen Betrieb nach Abb. 1 gewählt. Auf der Abszisse sind die Werte $10 \cdot z$ aufgetragen. Die Ordinate gibt die längst zulässige Dauer jeder Motoreinschaltung in der Minute $\left(\frac{t}{60}\right)$ an, und zwar für vier Stempelwerte des kurzzeitigen Betriebes: 30, 45, 60 und 90 min. Danach kann z. B. bei dem Abszissenwert 4, d. h. bei vier Einschaltungen in zehn Stunden, die 30-min-Leistung (L 30) bei jeder Einschaltung 17 min lang eingeschaltet sein. Bei mehr als einer Einschaltung je Stunde sind die Motoren für aussetzenden Betrieb nach Abb. 2 zu bemessen. Der aussetzende Betrieb ist gekennzeichnet durch die „relative Einschaltdauer" (% ED), d. i. das Verhältnis von Einschaltzeit zu Einschaltzeit + Ruhepause. In Abb. 2 sind auf der Abszisse die Motoreinschaltungen (z) je Stunde, auf der Ordinate die zulässigen Einschaltzeiten in min $\left(\frac{t}{60}\right)$ für die drei charakteristischen Stempelwerte der Aussetzleistung bei einer relativen Einschaltdauer von 15, 25 und 40 % ED als Kurven L 15, L 25 und L 40 aufgetragen. Man kann also für den jeweiligen Betriebsfall nach der Zahl der Motoreinschaltungen und der jeweiligen Dauer einer jeden Einschaltung feststellen, ob der Motor seine Aussetzleistung für 15, 25 oder 40 % ED oder einen Zwischenwert abzugeben hat.

Die Aufstellung der Motoren in Räumen, die häufig nicht trocken sind, bedingt neben guter Isolation geschlossene Bauart mit sorgfältiger Abdichtung der zur Überwachung dienenden Deckel und der Klemmenkasten; für die Kabeleinführung sind Kabelstopfbuchsen erforderlich.

Steuerungen. Man unterscheidet den örtlichen Steuerbetrieb, bei dem das Steuergerät nahe beim Motor steht und den Fernsteuerbetrieb, der bei Zentralsteuerung angewendet wird. Die Art des Steuergerätes und seiner Schaltung wird davon beeinflußt, ob und in welchen Grenzen Geschwindigkeitsregelung erforderlich ist. Bei größeren Motoren, die mit Widerständen angelassen werden müssen, benutzt man bei Fernsteuerbetrieb Selbstanlasser-Steuergeräte. Ein wichtiger Teil der Steuerung ist die selbsttätige Endschaltung, auf deren betriebsichere Durchbildung besonderer Wert zu legen ist. Abb. 3 zeigt einen vollkommen gekapselten,

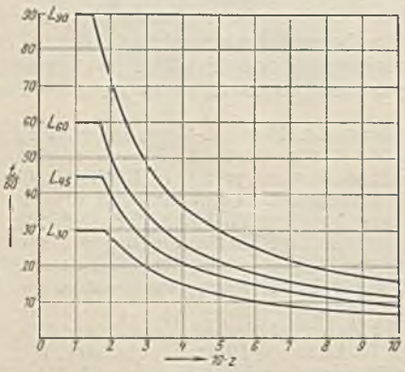


Abb. 1. Motorwahl für kurzzeitigen Betrieb bei weniger als einer Schaltung je Stunde (AEG).

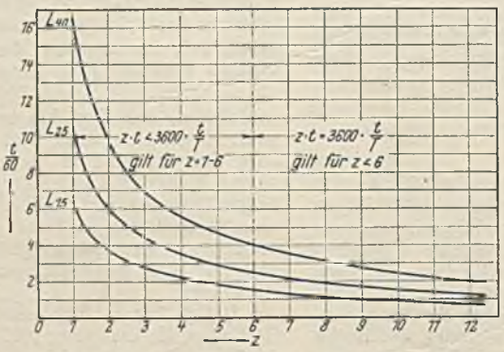


Abb. 2. Motorwahl für aussetzenden Betrieb bei mehr als einer Schaltung je Stunde (AEG).

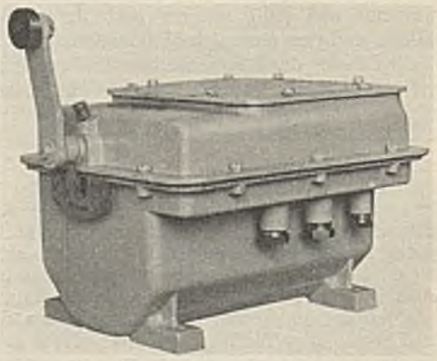


Abb. 3. Hebelendschalter mit Kabelstopfbuchsen (AEG).

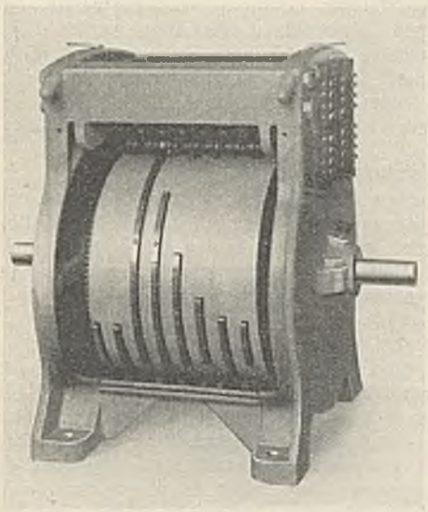


Abb. 4. Fahrtregler (mit abgenommenem Deckel) (AEG).

mit Kabelstopfbuchsen versehenen Endschalter. Mitunter ist vor dem Wirken des Endschalters eine Verminderung der Geschwindigkeit erforderlich, die durch einen Fahrtregler (Abb. 4) ausgeführt wird. Dieser besteht aus einer in einem geschlossenen Gehäuse untergebrachten Trommel, auf deren Umfang eine Reihe eiserner Segmente für die Selbstbetätigung von Kontakthämmern, die zur Regelung der Geschwindigkeit dienen, justierbar aufgesetzt ist. Die Trommel wird von dem Triebwerk angetrieben und die Übersetzung so gewählt, daß sich die Trommel um etwa 330° bewegt, wenn das Triebwerk den vollen Weg zurücklegt, also z. B. das Schiebetor einer Seeschleuse aus der geschlossenen in die offene Lage überführt wird. Der Fahrtregler wird auch zur Regelung der Anlaufzeit benutzt, indem unabhängig von der Betätigung des Führerkontrollers die Anlaßwiderstände nicht schneller kurzgeschlossen werden können, als die Bewegung der Trommel auf dem Anlaufweg zuläßt.

Endschalter und Fahrtregler dienen ferner dazu, die Blockung, d. h. die richtige Reihenfolge der nacheinander einzuschaltenden Antriebe zu sichern. Sie werden häufig auch dazu benutzt, Signallampen am Führerstand aufleuchten zu lassen, die erkennen lassen, daß der Antrieb die Bewegung bis zur Endlage durchgeführt hat.

Beim Fernsteuerbetrieb werden die Steuergeräte in einem Schaltpult zusammengebaut, in dem auch die erforderlichen Instrumente für die Überwachung der Anlage enthalten sind.

Der Anschluß der Antriebe an das Netz geschieht durch eine Schaltanlage, wobei jeder Motor durch besonderen Schalter mit Sicherungseinrichtungen angeschlossen wird. Zur Sicherung gegen Überlastung dienten früher Schmelzsicherungen, neuerdings aber Relais, die mit einer Auslöseverzögerung versehen sind, so daß sie nicht bei jeder kurz auftretenden Stromspitze, sondern erst bei längerer, wenn auch kleinerer Überlastung ansprechen. Ein wirksamer Schutz gegen die Gefährdung des Motors und der Steuerung beim Ausbleiben und Wiedereinsetzen der Spannung wird durch den „Nullschaltungszwang" der Steuergeräte geschaffen. Wenn der Selbstausschalter gewirkt hat, muß das Steuergerät in die Nullage gebracht werden, bevor der Motor durch den Selbstausschalter wieder eingeschaltet werden kann. — Die Schaltanlage muß gegen Berührung, Staub und Feuchtigkeit gut geschützt sein. Deshalb verwendet man allgemein gekapselte Schaltkasten, die gruppenweise durch Sammelschienen zu einer Schaltanlage zusammengebaut werden.

II. Schleusenausrüstungen.

Bei Schleusenanlagen ist zunächst zu entscheiden, ob „örtlicher" oder „Zentralsteuerbetrieb" durchgeführt werden soll. Da der örtliche Steuerbetrieb die geringsten Anlage- und Betriebskosten ergibt, so wird er überall dort angewendet, wo die Größe der Schleuse und des Verkehrs nicht den Zentralsteuerbetrieb bedingen. Ein charakteristisches Beispiel für den örtlichen Steuerbetrieb stellt die Schleuse Bolzum dar, die den Aufstieg des Mittellandkanals nach dem Hildesheimer Zweigkanal bewirkt[1]). Sämtliche Antriebmaschinen dieser Schleuse sind in vier Häuschen, je eins rechts und links an jedem Haupt (Abb. 5), untergebracht. Die Triebwerke auf jedem Haupt können von beiden Schleusenseiten aus gesteuert werden. In diesen Häusern sind die elektrischen Geräte für die Motoren zur Torbewegung und der Umläufe untergebracht. Die vom Schleusenmeister zu betätigenden Schalter für die Steuerhilfströme sitzen an der Vorderwand der Häuser und sind von außen zu bedienen. Zugleich kann der Stromverbrauch an einem Meßinstrument über den Schaltern abgelesen werden (Abb. 6). Für sämtliche Schalter ist nur eine einzige Steuerkurbel vorhanden, die nur in der Nullage aufgesteckt und abgezogen werden kann, so daß sich immer nur ein einziger Antrieb einschalten läßt.

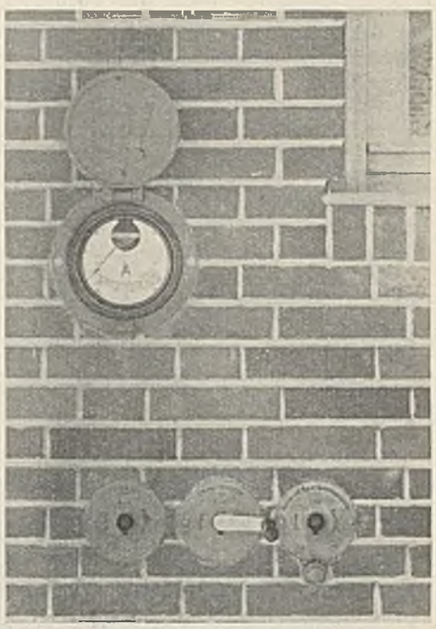


Abb. 6. Örtliche Steuerung bei der Schleuse Bolzum (AEG).

In Frankreich ist auf den Kanälen in dem Gebiete St. Quentin, Oise und Seine bei fast 100 kleinen Schleusen ein Zentralsteuerbetrieb angewendet worden, bei dem durch selbsttätige Steuerung die Bedienung der Schleuse durch einen einzigen Mann ermöglicht wird. Abb. 7 zeigt die Stemmtore mit den aufgebauten Triebwerken für die Torbewegung und die Schütze. Es war die Forderung gestellt, daß die Antriebmotoren bei Überschwemmungen nicht ausgebaut werden und beim Sinken des Wasserspiegels sofort wieder arbeiten sollten. Dieser Forderung wurde in der Weise genügt, daß die normalen gekapselten Motoren in einen zweiteiligen wasserdichten Kasten eingebaut wurden. Die Welle der Motoren wurde verlängert und durch eine Stopfbuchse aus dem Kasten herausgeführt. Diese Ausführung hat den an sie gestellten Forderungen durchaus entsprochen.

Der Schleusenmeister bedient nur zwei Druckknöpfe, von denen der eine die „Bergfahrt", der andere die „Talfahrt" einleitet. Alle Bewegungen werden dann selbsttätig durchgeführt, wobei z. B. bei der Betätigung des Druckknopfes „Talfahrt" sich folgende Manöver selbsttätig nacheinander abwickeln: 1. Schließen der Stemmtore am Oberhaupt; 2. Öffnen der Schütze am Unterhaupt; 3. Öffnen der Stemmtore am Unterhaupt, das erst dann selbsttätig folgen kann, nachdem der Wasserspiegel von Schleuse und

[1]) Bautechn. 1928, Heft 25, S. 368.

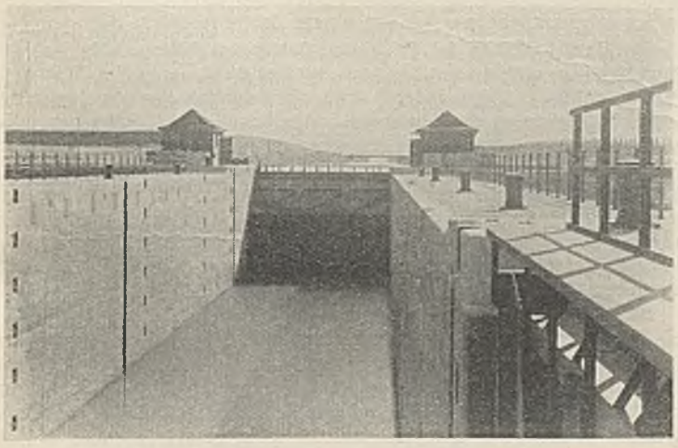


Abb. 5. Schleuse Bolzum.

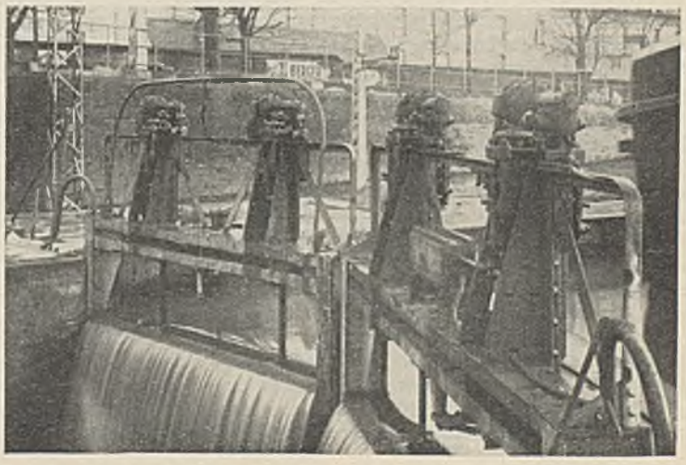


Abb. 7. Stemmtore und Schützenantriebe der französischen Kanalschleusen (MAN-AEG).

Vorhafen ausgeglichen ist; 4. Schließen der Umläufe am Unterhaupt. Bei Betätigung des Druckknopfes „Bergfahrt" finden die Manöver in entsprechender Weise statt. Es ist jederzeit möglich, von dem selbsttätigen in den Einzelbetrieb umzuschalten. Die zur Durchführung des selbsttätigen Betriebes erforderlichen Geräte sind, soweit sie nicht am Antrieb sitzen, wie der Endschalter, in einem zentralen Steuerstand in der Mitte der Schleuse untergebracht. Der Schleusenmeister verläßt nach dem Drücken des ersten Knopfes die Schleuse, um das Schiff abzufertigen und begibt sich dann wieder zum Stand, um den Schleusenvorgang durch Drücken des zweiten Knopfes zu beenden. Die Schleusung wickelt sich rasch ab, und der selbsttätige Betrieb hat sich durchaus bewährt.

Zentralsteuerbetrieb wird bei der „Hindenburgschleuse" bei Anderten durchgeführt, worüber in Bautechn. 1928, Heft 25, S. 362 bis 366 Einiges gesagt ist. Jede der beiden Schleusenkammern dort wird in der Schleusenmitte durch das Zentralstellwerk überbrückt (s. Abb. 31, S. 365 a. a. O.), in dem sich das Schaltpult (s. Abb. 32, S. 365 a. a. O.) und die übrigen Steuer- und Schalteinrichtungen befinden.

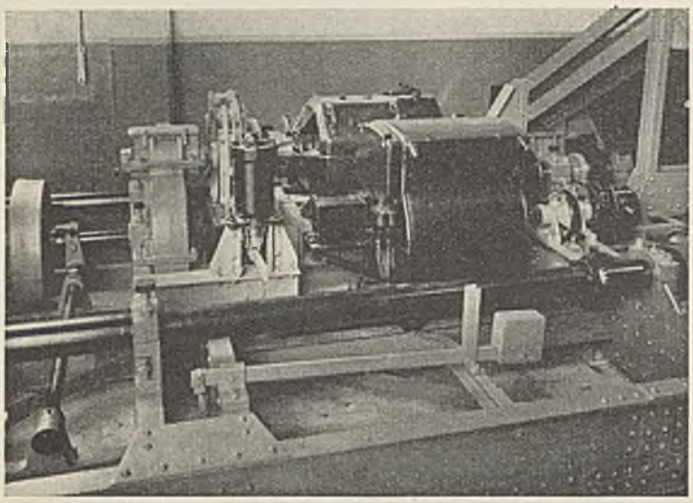


Abb. 8.
Schiebetorantrieb der Seeschleuse Bremerhaven (MAN-AEG).

Bei den großen Abmessungen der Seeschleusen wird Fernsteuerbetrieb angewendet. Mit Rücksicht auf die große Länge einer Seeschleuse ist es erforderlich, jedem Haupt einen besonderen Steuerstand zu geben, der bei der Nordschleusenanlage Bremerhaven[2]) und der soeben fertiggestellten Seeschleuse St. Nazaire sich in den Maschinenhäusern für die Bewegung der Torantriebe befindet. In Bremerhaven war ein Gleichstromnetz von 440 V vorhanden, das als Reserve für den Schleusenbetrieb benutzt werden sollte. Der Normalbetrieb geschieht jedoch von dem 3000-V-Drehstromnetz aus, wobei der Drehstrom über Transformatoren und Glasgleichrichter in Gleichstrom 440 V umgeformt wird. Beim Antrieb der Verschiebetore war die Aufgabe zu lösen, die Bewegung stoßfrei einzuleiten und abzubremsen und eine genaue Stillsetzung in den Endlagen herbeizuführen. Dies wird durch einen Fahrtregler bewirkt. Abb. 8 zeigt einen Teil des Torantriebes mit dem Fahrtregler. Dieser führt die in Abb. 48 der Bautechn. 1931, Heft 51, S. 723 dargestellte Beschleunigung und Verzögerung unabhängig von der Betätigung durch den Führer herbei. Der Fahrtregler schaltet Schütze und damit Widerstände, wobei nicht nur durch Vorschalt-, sondern auch durch parallel zum Anker geschaltete Widerstände auf kleine Geschwindigkeit heruntergeregelt wird.

In St. Nazaire stand nur Drehstrom zur Verfügung. Dort wurde Leonardsteuerung gewählt, um eine elektrische Bremsung des Tores auf kleine Geschwindigkeit vor dem Stillsetzen herbeizuführen und das Einfallen der mechanischen Bremse stoßfrei zu bewirken. Die Leonardsteuerung ist unter IV, S. 35, beschrieben. Dort ist besonders die Weiterentwicklung der Leonardsteuerung zum stufenlosen Betrieb durch Benutzung einer kleinen Maschine, der Dämpfungsmaschine, die als Selbstanlasser und Selbstbremser wirkt, geschildert. Stromspitzen und mechanische Stöße werden bei Benutzung der stufenlosen Leonardsteuerung mit Dämpfungsmaschine bei Vereinfachung der Apparatur vermieden.

An den beiden Schleusenhäuptern der Seeschleusen sind Befehlsgeber angeordnet, mit denen der Schleusenmeister die Befehle nach den Führerständen der Maschinenhäuser am Außen- und Binnenhaupt übermittelt. Die dort befindlichen Schaltpulte entsprechen in ihrer Bauart dem der Hindenburgschleuse. Sie enthalten alle für die Bedienung der Antriebe des zugehörigen Hauptes erforderlichen Steuergeräte, Anzeigeapparate und Meldelampen. Zum Öffnen eines Tores werden durch die Steuergeräte die Vorgänge in nachstehender Reihenfolge bewirkt: Öffnen der Umlaufschütze, Schließen der Schranken, Öffnen des Tores. Nachdem das Schiff in die Schleuse eingefahren ist, wird das Tor geschlossen und die Schaltvorgänge wiederholen sich in umgekehrter Reihenfolge.

[2]) Über die Einzelheiten der elektrischen Ausrüstung der Nordschleuse Bremerhaven s. Bautechn. 1931, Heft 49, S. 701 und Heft 51, S. 721 bis 723.

III. Wehrausrüstungen.

Wehre mit nicht zu großen Öffnungsweiten werden durch einen einzigen Motor angetrieben, der auf eine durchgehende Welle arbeitet. Bei großen Wehröffnungen wird mitunter an beiden Seiten des Wehres je ein Motor aufgestellt und statt der teueren mechanischen Welle eine „elektrische Welle" benutzt, deren Wirkungsweise unter IV beschrieben wird.

Die Steuerung geschieht entweder örtlich oder im Fernsteuerbetrieb vom Kraftwerk aus, wobei zur Ersparnis von Leitungsmaterial in der Regel elektromagnetische Umschalter (elektrische Schütze) in der Nähe des Motors Aufstellung finden. Der kleine Erregerstrom dieser Schütze wird durch dünne Leitungen mit den Betätigungsschaltern (Druckknöpfe oder Walzenschalter), die im Kraftwerk aufgestellt sind, eingeschaltet. Bei den Wehren sind die Antriebmaschinen meist in einem Maschinenhaus eingebaut, in dem auch die Steuerung untergebracht ist. Bei den großen Wehranlagen des Rhein-Main-Donau-Kanals, Klingenberg und Freudenberg, sind entsprechend den drei Öffnungen drei Maschinenhäuser vorhanden. Man kann das Wehr örtlich vom Maschinenhause aus betätigen, wie auch durch Fernsteuerung vom Kraftwerk aus. Zu diesem Zweck sind Selbstanlasser-Steuergeräte verwendet, die durch Druckknöpfe oder kleine Walzenschalter eingeschaltet werden. Um sowohl die unterste, wie die Staulage zu begrenzen, sind Endschalter vorgesehen, die von der Antriebmaschine aus mit Spindel und Wandermutter betätigt werden. Bei Hochwasser wird der Staulagen-Endschalter durch Umgehungskontakte im Maschinenhause überbrückt und das Wehr in die oberste Stellung gehoben. Dort findet wiederum eine selbsttätige Endschaltung statt.

Um im Kraftwerk die Höhenstellung der Wehre feststellen zu können, sind Fernanzeiger vorgesehen. Jeder Wehrantrieb erhält einen eigenen Geber; jedoch ist im Kraftwerk für alle Geber ein gemeinsamer Empfänger vorhanden, der durch einen Umschalter auf jeden der Geber geschaltet werden kann. Durch Haltedruckknöpfe können die Wehre sowohl vom Kraftwerk wie vom Maschinenhause aus sofort angehalten werden.

Mitunter wird die Einstellung der Stauhöhe nicht von Hand, sondern selbsttätig durch Schwimmer bewirkt, wie z. B. bei der Wehranlage des Kraftwerkes Reutlingen. Dort findet eine selbsttätige Betätigung der Grundablaß-, Walzen- und Schützenwehre statt, und zwar werden durch die Schützenwehre kleinere Wasserspiegelschwankungen von ± 5 cm, durch die Walze dagegen größere Schwankungen der Wasserspiegel ausgeglichen. Zu diesem Zweck besitzt der vom Schwimmer betätigte Schaltapparat Hub- und Senkkontakte. Um einen zu großen Wasserverlust beim Regulieren zu vermeiden, werden sowohl Walze wie auch Schütze nur stufenweise gesenkt und auch gehoben. Bei der Walze geschieht diese stufenweise Bewegung elektrisch durch einen Hilfsmotor, der eine unrunde Scheibe antreibt, wodurch mittels eines Schalters der Antriebmotor stufenweise ein- und ausgeschaltet wird.

IV. Brückenausrüstungen.

Den drei Arten von beweglichen Brücken: Drehbrücken, Klappbrücken und Hubbrücken, ist das eine gemeinsam, daß große Massen unter veränderlichen Windkräften, die bald beschleunigend, bald verzögernd wirken, bewegt werden müssen, und die Brücke genau in die Verkehrslage einfahren muß, wobei eine betriebsichere selbsttätige Abschaltung erforderlich ist. Die Motoren zum Antrieb der Brücke und ihrer Verriegelung sowie die Schrankenantriebe werden von einem Zentralstellwerk aus gesteuert.

Bei Drehbrücken ist die Motorbelastung verhältnismäßig geringen Schwankungen unterworfen, so daß es bei nicht zu großer Stützweite möglich ist, das Stillsetzen der Brücke durch Endschalter ohne vorherige elektrische Bremsung durchzuführen. Man begnügt sich mit einer „Vorendschaltung", wobei vor dem Einfahren durch die erste Stufe des Endschalters der Strom abgeschaltet wird und der Bremsmagnet einfällt. Das mit Nullschaltungszwang ausgerüstete Steuergerät muß nun erneut eingeschaltet werden, wobei durch eine Umgehungsschaltung erreicht wird, daß der Führer nur auf den ersten Stellungen des Steuergerätes fahren kann, d. h. langsam einfahren muß. In der Riegelstellung der Brücke unterbricht die zweite Stufe des Endschalters den Strom.

Bei größeren Drehbrücken wachsen die Massenkräfte, und der Einfluß des Winddruckes ruft stärkere Belastungs- und Geschwindigkeitsschwankungen hervor. Dann ist es erwünscht, die Geschwindigkeit vor dem Stillsetzen elektrisch abzubremsen. Dies geschieht bei Gleichstrom durch Widerstände, die parallel zum Anker geschaltet sind, bei Drehstrom durch polumschaltbare Motoren. Es muß dafür gesorgt werden, daß die Bremsung genügend weich ausfällt. Der polumschaltbare Drehstrommotor wird in einer Kombination von Schleifringläufer für die niedrige Drehzahl

und Kurzschlußläufer für die doppelt so hohe Drehzahl als sogenannter „Doppel-Kranmotor" gebaut. Bedingung für seine Verwendung ist, daß der beim Überschalten auf die große Geschwindigkeit auftretende Stromstoß, gleich etwa dem dreifachen Normalstrom, für das Netz zugelassen werden kann. Ist dies nicht der Fall, so ist Leonardsteuerung zu benutzen.

Bei der Leonardsteuerung wird der Drehmotor als Gleichstrom-Nebenschlußmotor ausgebildet und von einem besonderen Generator, der Anlaßdynamo, gespeist, die von dem an das Drehstromnetz angeschlossenen Asynchronmotor angetrieben wird. Außerdem ist eine weitere kleinere Gleichstrommaschine, die Erregerdynamo, mit dem Motorgenerator gekuppelt, die zur Erregung der Felder der beiden Gleichstrommaschinen dient und auch die Bremsmagnete und Schützspulen speist. Das Anlassen des Drehmotors wird durch immer stärkeres Erregen der Anlaßdynamo bewirkt. Zu diesem Zweck werden mittels der vom Führer zu bedienenden Steuerwalze die im Feldstromkreise der Anlaßdynamo liegenden Widerstände allmählich kurzgeschlossen. Am Ende der Bewegung werden die Widerstände wieder vorgeschaltet. Hierdurch wird die Anlaßdynamo aberregt, und die Spannung am Drehmotor überwiegt, so daß beim Zurückschalten der Steuerwalze ein Bremsstrom im Drehmotor erzeugt wird, der über die Anlaßdynamo und den Drehstrommotor in das Netz zurückfließt. Da im Ankerkreise keine Widerstände eingeschaltet sind, hat eine veränderliche Belastung des Drehmotors durch wechselnden Winddruck nur geringen Einfluß auf die Geschwindigkeitsregelung, und der Führer ist in der Lage, durch Zurückführen der Steuerwalze auf die ersten Stellungen mit ganz kleiner Geschwindigkeit einzufahren, ohne daß eine Unterbrechung der Fahrt durch Vorendschaltung notwendig wird. Um unabhängig von der Aufmerksamkeit des Führers die Verzögerung zu bewirken, wird ein Fahrtregler benutzt (s. Abb. 4).

Wenn man große Drehbrücken durch Leonardschaltung stoßfrei beschleunigen und verzögern will, erfordert dies einen vielstufigen Kontroller und Fahrtregler, also große Apparate. Man kann diese vermeiden und mit einem kleinen Führerkontroller und einem zweistufigen Endschalter entsprechend Abb. 3 auskommen, wenn man eine kleine Gleichstrommaschine, die Dämpfungsmaschine, zum Felde der Anlaßdynamo parallel schaltet. Diese ermöglicht ein stufenloses weiches Anlassen und Bremsen. Die Dämpfungsmaschine wird mit einer kleinen Schwungscheibe gekuppelt, deren Masse nach der gewünschten Beschleunigungs- und Bremszeit gewählt wird. Beim Einschalten des Führerkontrollers fließt zunächst nur ein geringer Strom durch das Generatorfeld und der größte Teil durch den parallel geschalteten Anker der Dämpfungsmaschine. Dieser beginnt sich zu drehen und entwickelt mit wachsender Drehzahl eine immer größere Gegenspannung, die immer mehr Strom in das Feld des Leonardgenerators abdrängt, so daß dieser immer höhere Spannung erzeugt und damit den Drehmotor immer schneller treibt. Wenn die Dämpfungsmaschine ihre höchste Drehzahl erreicht hat, ist der Anlaßvorgang beendet. Beim Verzögern kehrt sich der Strom in der Dämpfungsmaschine um und vermindert die Erregung in der durch die kleine Schwungscheibe bestimmten Zeit bis auf den durch den Feldregulierwiderstand eingestellten kleinen Wert. Wenn die Dämpfungsmaschine auf 1500 Umdrehungen hochläuft, so bedeutet dies ein Selbstanlassen mit 1500 Stufen, d. h. die Steuerung arbeitet praktisch stufenlos. Das gleiche gilt für die Verzögerung, bei der die Dämpfungsmaschine eine stufenlose elektrische Selbstbremsung bis fast zum Stillstande herbeiführt. Die Dämpfungsmaschine stellt also einen Selbstanlasser und Selbstbremser dar, der Beschleunigungs- und Bremsstöße vom Triebwerk und der Eisenkonstruktion fernhält und Stromspitzen vermindert. Die Dämpfungsmaschine ergibt weiter den Vorteil, daß sie nicht nur wie der Fahrtregler am Anfang des Weges die Beschleunigung und am Wegende die Verzögerung regelt und von der Schaltwillkür des Führers unabhängig macht, sondern auch in den mittleren Brückenlagen eine unzulässig schnelle Beschleunigung oder Verzögerung verhindert. Die Steuerung kann so eingerichtet werden, daß die mechanische Bremse erst einfällt, wenn die Geschwindigkeit elektrisch bis auf Null abgebremst ist. Dies verzögerte Einfallen der Bremse ist besonders für das Einfahren in die Riegelstellung wichtig. Abb. 9 zeigt oben die Beschleunigung, unten die Stromspitzen beim Anlauf ohne und mit Dämpfungsmaschine, letztere am Drehstrom-Antriebsmotor gemessen. Die Diagramme zeigen, daß die Dämpfungsmaschine trotz Vermeidung der Anlaufstromspitzen, also bei günstigerer Netzbelastung, die Beschleunigungszeit abkürzt. Da das gleiche auch für die Bremszeit gilt, so kann bei Benutzung einer Dämpfungsmaschine die Beharrungsgeschwindigkeit und damit die Motorleistung kleiner gewählt werden.

Wenn eine Batterie als Notreserve vorhanden ist, so kann man bei Leonardsteuerung beim Ausfallen des Drehstromnetzes den Leonardgenerator von der an die Batterie angeschlossenen Erregermaschine antreiben. Indem man zugleich verhindert, daß die Leonardmaschine stärker erregt wird, als der Leistung der Erregermaschine entspricht, kann man die Brückenmotoren im Notbetrieb mit herabgesetzter Spannung und Geschwindigkeit betreiben. Bei diesem durch einfache Umschaltung herstellbaren Notbetrieb kann auf den Einbau von besonderen Reservemotoren mit zusätzlichem Rädervorgelege verzichtet werden, und es können die gleichen Steuergeräte verwendet werden wie beim normalen Betriebe.

Die Drehbrücke wird zentral von einem Führerhaus aus gesteuert, in dem sich die Schaltanlage und die Steuergeräte befinden. Zweckmäßig werden die Apparate zum Einschalten der Signale, die Steuergeräte für die Motoren zur Schrankenbewegung und Verriegelung, zum Heben und Senken der Brücke und zum Drehen in einem Schaltpult in gleicher Reihenfolge nebeneinander eingebaut, wie sie bedient werden müssen. Diese Reihenfolge wird ferner durch die Blockierung mittels in die Endschalter eingebauter Kontakte gesichert.

Für den Schiffsverkehr werden Signale angeordnet, die anzeigen, ob die Durchfahrt frei oder gesperrt ist. Neuerdings benutzt man hierzu vielfach die im Bahnbetrieb seit langem bewährten Tageslichtsignale (die u. a. auch bei der Hindenburgschleuse Anwendung fanden). Die grünen Signale sind bei hellstem Tageslicht auf Entfernungen von 300 m, die roten bis auf 500 m erkennbar; bei Nacht leuchten sie auf weit mehr als die doppelte Entfernung.

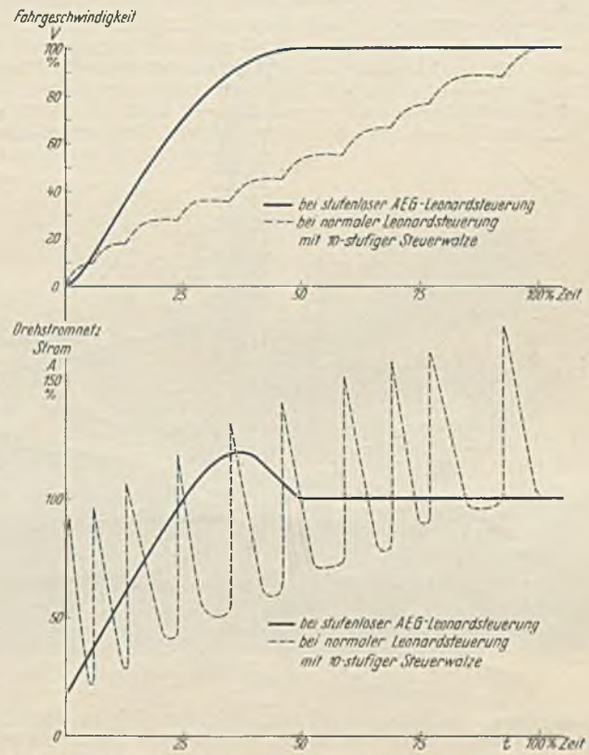


Abb. 9. Beschleunigung mit und ohne Dämpfungsmaschine (AEG).

Für die elektrische Ausrüstung von Klappbrücken liegen ähnliche Arbeitsbedingungen vor wie bei Drehbrücken. Der zum Heben und Senken der Klappen dienende Motor ist jedoch stärkeren Belastungsschwankungen unterworfen. Bei kleineren Brücken genügt Vorendschaltung, bei größeren ist elektrische Bremsung vor dem Stillsetzen erforderlich. Leonardsteuerung in Verbindung mit einem Fahrtregler wurde u. a. bei der Lidingöbrücke (Stockholm) angewendet[3]). Dort treiben zwei Motoren die Klappen an, die je nach der Windstärke einzeln oder gemeinsam durch einen Wahlschalter zur Wirkung gebracht werden.

Bei einer Klappbrücke in Åbo (Finnland) ist der doppelseitige Antrieb statt mit einem einzigen Motor und durchgehender Welle durch zwei Motoren, deren Gleichlauf durch eine elektrische Welle sichergestellt wird, ausgeführt worden. Bei dieser nur durch Drehstrom herstellbaren elektrischen Kupplung zweier Triebwerke wird jeder Antriebmotor mechanisch starr mit einem zweiten Asynchronmotor (Synchronisiermotor) gekuppelt. Die Schleifringe dieser beiden Synchronisiermotoren werden durch eine dreiadrige Leitung miteinander verbunden. Die Synchronisiermotoren führen einen Ausgleich der Belastungsunterschiede beider Antriebmotoren herbei und halten selbst dann noch den Gleichlauf der beiden Triebwerke aufrecht, wenn das eine ganz unbelastet, das andere stark überlastet ist. Beide Antriebmotoren werden durch die gleiche Steuerwalze wie ein einziger Motor gesteuert, wobei durch geeignete Schaltung dafür gesorgt ist, daß die Motoren auch bei ungleicher Wirkung der mechanischen Bremsen nicht „außer Tritt" fallen.

[3]) Ausführliche Beschreibung der Lidingöbrücke s. Schaper, „Bau der Lidingöbrücke bei Stockholm", Verlag von Wilh. Ernst & Sohn, Berlin.

Bei Doppelklappbrücken wird jede Klappe durch einen eigenen Motor angetrieben und die Steuerung durch eine für beide Motoren gemeinsame Steuerwalze bewirkt. Durch einen Wahlschalter kann auch jeder der beiden Motoren allein eingeschaltet werden.

Bei Hubbrücken treten ebenfalls stark wechselnde Belastungsunterschiede beim Heben und Senken auf, wobei auch noch die Schneelast im Winter zu berücksichtigen ist. Bei der zur Zeit im Bau befindlichen Doppelhubbrücke Karnin, die über die Peene zur Insel Usedom führt, wird der Hubmotor durch die stufenlose Leonardsteuerung mit Dämpfungsmaschine gesteuert. Die Hubsteuerwalze erhält für Öffnen und Schließen nur je zwei Stellungen, einen Vorkontakt für Langsamfahrt und einen Hauptkontakt, auf dem die Beschleunigung auf volle Geschwindigkeit vor sich geht. Endschalter nach Abb. 3 vermindern zunächst bei Eintritt in die Endstrecke die Geschwindigkeit durch elektrische Bremsung und setzen in einer weiteren Stellung die Brücke still.

Bei sehr großen Hubbrücken benutzt man statt der mechanischen die elektrische Welle, um die Anlagekosten herunterzusetzen. — Die oben beschriebenen elektrischen Ausrüstungen sind Ausführungen der AEG.

Vermischtes.

Das neue Kraftwerk von Pizançon an der Iser, das 3 km oberhalb von Romans liegt, ist für eine Leistung von 56 000 kVA gebaut. Es besteht nach einem Bericht in T. d. Travaux 1932, Heft 4 (April), S. 221, aus einem sechs Durchlässe aufweisenden Stauwehr; die größte Stauhöhe beträgt 12,7 m, die normale Stauhöhe ist 10,7 m mit einer Wassermenge

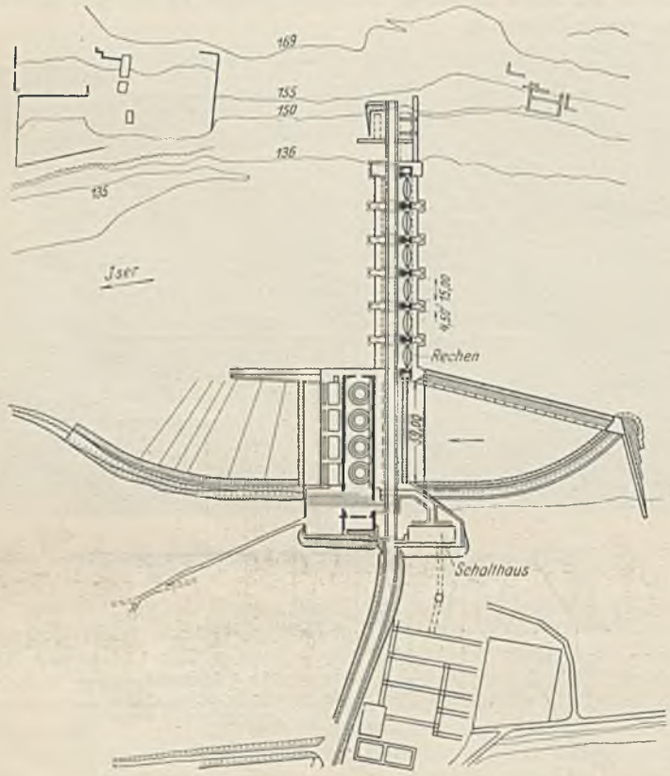


Abb. 1.

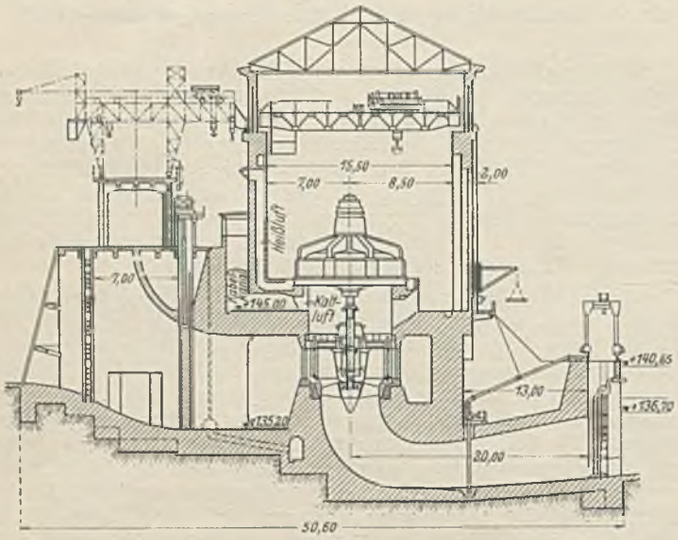


Abb. 3.

von 350 m³/sek. Die Stauhöhe wird bei einer Wassermenge von 1500 m³/sek auf 2,6 m abgesenkt. Jeder der sechs Durchlässe des Werkes ist 15 m breit; die Pfeiler zwischen ihnen sind 4,5 m breit. An der rechten Seite des Werkes befindet sich eine 9 m breite Schleuse. Das Stauwehr ruht auf einem Untergrund aus weichem kalkhaltigen Sandstein (Molasse). Das Bett des Stauwehres besteht aus Beton, die Sohle ist 3 m dick und geht in zwei 9 bzw. 12 m dicke Tragmauern am Ein- bzw. Auslauf über. Die gesamte Breite der Sohle ist 30 m. Die Pfeiler sind 30 m lang und tragen in 20 m Höhe eine durchgehende, dem Verkehr dienende Brücke und in 29,5 m Höhe die Bedienungsbrücke für die Schützen- und die Schleusenanlage. Die Pfeiler bestehen aus Beton mit einer Granitverblen-

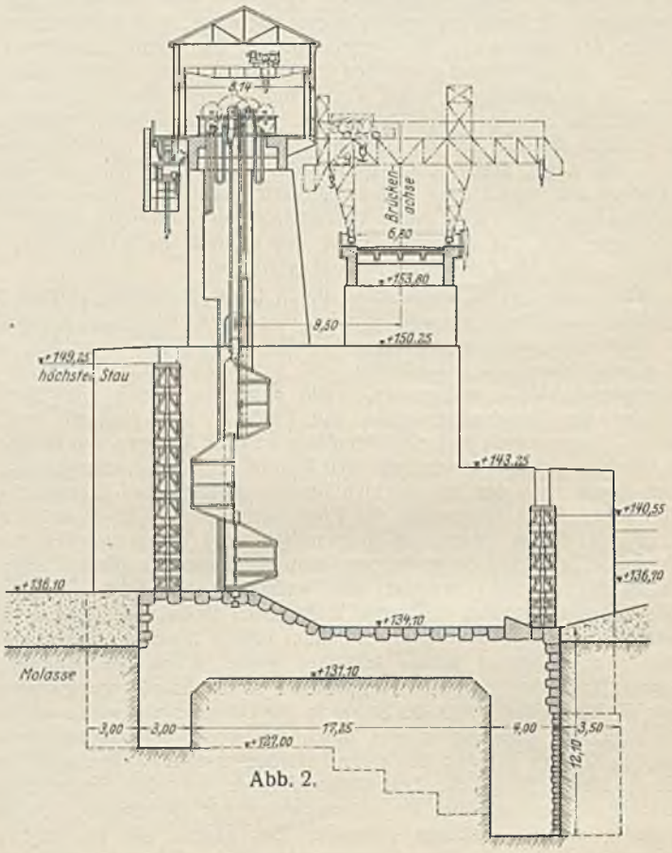


Abb. 2.

dung, deren einzelne Steine durch Stahlzement verbunden sind. Das Wehr besitzt eine Tosschwelle System Rehbock. Der Bau wurde in offenen Baugruben ausgeführt, und zwar wurden Eisenspundwände verwendet, die durch eine Betonmauer verstärkt waren. Zum Bau wurden für den Transport des Betons sowohl Kabelkrane als auch Gießtürme benutzt; teilweise wurde der Beton auch in Kippwagen von 1 m³ Inhalt angebracht. Das eigentliche Kraftwerk liegt seitlich etwas flußabwärts vom Wehr, um die Brücke durchgehend ausführen zu können. Der Maschinenraum ist 18 m breit, 58 m lang und 20 m hoch. Die Turbinenkanäle wurden in Eisenbeton ausgeführt. Das Maschinenhaus besitzt zwei Laufkrane von je 65 t. Es sind vier Turbogeneratoren von je 12 500 kVA vorgesehen, die stehend angeordnet sind und deren Achse auf einem Sockel ruht, von dem acht in Eisenbeton ausgeführte Tragarme ausgehen, die das Lager der Welle tragen.

Abb. 1 gibt den Lageplan der Anlage wieder, Abb. 2 zeigt einen Querschnitt durch eine Wehröffnung, Abb. 3 einen Querschnitt durch das Maschinenhaus. Schmid.

Staudamm mit Stahlplattenbekleidung. Für die Wasserversorgung von „Broadmoor Hotel", das ungefähr 8 km von Colorado Springs entfernt liegt, wird seit etwa einem Jahre an einem Staudamm gearbeitet, der zwecks vollkommener Abdichtung eine Verkleidung aus aneinandergeschweißten Stahlplatten erhalten hat[1]).

Der Staudamm liegt etwa 40 km südwestlich von Colorado Springs im Tale des East Beaver Creek. Das von ihm abzuschließende Becken wird ein Fassungsvermögen von rd. 1 580 000 m³ haben und sich über eine Fläche von etwa 15,8 km² ausdehnen. Das Wasser ist klar, kalt und frei von organischen Bestandteilen, so daß keine Filtration oder chemische

[1]) Über die Bauarbeiten berichtet Eng. News-Rec. 1932, Bd. 108, Nr. 21 vom 26. Mai, S. 761.

Klärung erforderlich sein wird. Die Abhänge und die Talsohle bestehen fast ausnahmslos aus festem Granit. Der Abschluß des Tales erfordert einen Damm von 175 m Kronenlänge, 85 m Sohlenlänge und 30 m Höhe. Seine Form ist aus Abb. 1 ersichtlich.

Die Sohle des Staudammes wurde auf dem gewachsenen Fels gegründet. Die dabei abgehobenen losen Felsschichten setzte man talwärts ab zwecks Verwendung als Schüttgut für die hinteren Dammschichten. Der Steinbruch zur Gewinnung der Hauptschüttmassen war talwärts hinter dem rechten Widerlager angelegt. Das Gut wurde mittels Dampfschaufeln in Förderwagen verladen und in Schichten von 4 bis 6 m — vom linken zum rechten Widerlager fortschreitend — angeschüttet. Hierbei bildete man zunächst den rückwärtigen Teil des Dammes. Von der Wasserseite aus wurden dann größere und ausgesuchte Felsstücke in Schichten von 1,2 m Höhe aufgefüllt. Im Anschluß hieran wurde eine Art Trockenmauer von der Wasserseite aus aufgestellt, in einer Dicke von 3,8 m am Fuß und 1,2 m an der Krone. Diese Schicht ist gewissermaßen die Hinterlage für eine aus würfelförmigen Stücken bestehende, dichte Vormauerung, die sorgfältig mit waagerechten Fugen und unter Verwendung von Zementmörtel ausgeführt ist. Der 2,6 m breite Fuß dieser Mauerschicht ruht auf einer Betonschwelle, die in Abb. 2 im Schnitt dargestellt ist.

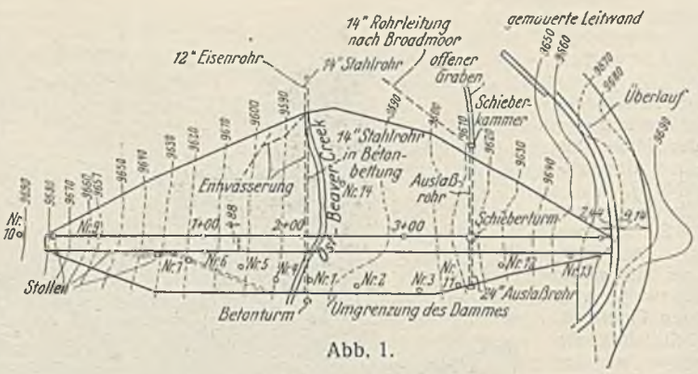


Abb. 1.

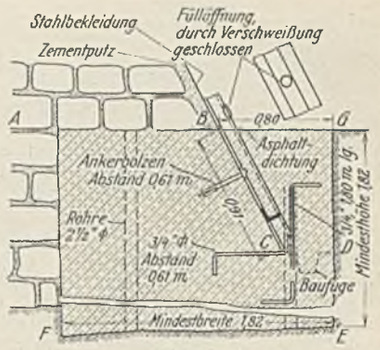


Abb. 2.

Die Mauerschicht wurde an der Wasserseite mit einer 5 cm dicken Mörtelschicht bekleidet, die das Auflager für die Stahlplattendecke bildet. Unter den Stoßstellen der Stahlplatten wurden in die Mörtelschicht Holzlatten eingebettet, die nach Erhärten des Mörtels beseitigt wurden. Die so entstandenen Ausnehmungen dienten später zum Einlassen und Vergießen der Plattenbolzen.

Die Stahlbekleidung besteht aus 6 m langen und 2,5 m hohen Blechen mit nach unten hin zunehmender Dicke (6,3 bis 9,5 mm). In den waagerechten Stößen überdeckt jede untere die darüber angeordnete Platte zwecks Erleichterung der Verschweißung des Stoßes.

Neben der Verschweißung wurden die Platten noch durch 19 mm dicke Bolzen verbunden, die in der Längsrichtung in Abständen von 45 cm angeordnet sind. An den lotrechten Stößen wurden die Platten abwechselnd an T-Eisen und an besonderen, eine Dehnung zulassenden ⊔-Eisen verbolzt.

Nach Fertigstellung der vorderen, verputzten Mauerschicht bis zu einer Höhe von etwa 10 m begann das Aufbringen der Stahlbekleidung durch Herablassen und Verteilen der geneigt liegenden Verbindungseisen. An diesen wurde dann die untere Plattenlage verbolzt und im ganzen auf die Betonschwelle herabgelassen. Die weiteren Plattenreihen wurden angefügt, während die ganze Bekleidung etwas nach vorwärts herübergeneigt war, so daß ein Mann zwischen der Bekleidung und dem Mauerwerk zum Einsetzen und Befestigen der Bolzen Platz finden konnte. Nach vollendeter Verschweißung der Bekleidung legte man diese wieder auf das Mauerwerk und vergoß die hinteren Bolzenköpfe in den Aussparungen der Mörtelschicht.

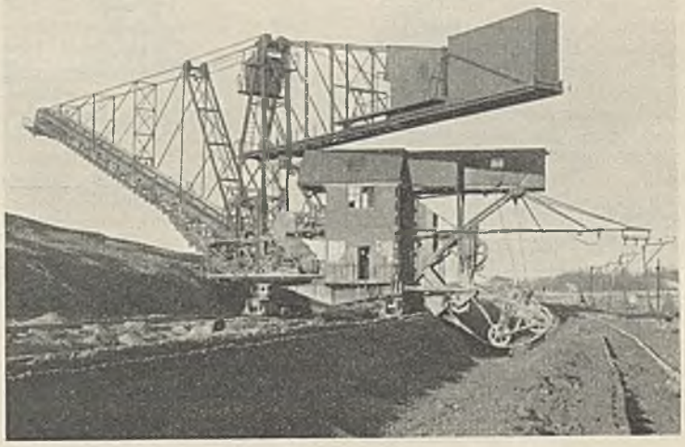
Eine besondere Dichtung wurde unterhalb der Betonschwelle vorgenommen durch Einpressen von Zementmörtel in die zu diesem Zwecke eingebetteten lotrechten Rohre (vgl. Abb. 2). Von dem Becken wird das Versorgungswasser später durch eine Stahlrohrleitung zum Broadmoor Hotel gelangen. — Die zur Zeit noch im Bau befindliche Anlage wird rd. 700 000 $ kosten. — Zs. —

Schwenkabsetzer für Dammschüttung und Tiefkippe. Beim Bau des Staubeckens Ottmachau (Oberschlesien) wurde zum Anschütten eines 18 m hohen Dammes und zum Ausfüllen der Grube unterhalb des Dammfußes ein besonderer Schwenkabsetzer (der Fried. Krupp AG) verwendet, bei dem der Förderbandausleger mit dem Gegengewicht schwenkbar, die Becherkette dagegen nicht drehbar mit dem Untergestell verbunden ist (s. Abbildung).

Der Grundrahmen des auf vier Schienen fahrbaren Absetzergerüstes hat die Form eines Dreiecks, das mit zwei Ecken auf je einem vierachsigen, von je einem 40-PS-Motor angetriebenen Drehgestell kugelig gelagert ist, und dessen dritte Ecke kugelig auf einem Tragbalken zur Verbindung von zwei vierachsigen Fahrgestellen ruht. In der Mitte des Verbindungsbalkens befindet sich ein großes Spur- und Halskugellager, auf dem sich die Gittersäule mit dem Förderbandausleger und dem Gegengewichtsarm dreht. Das Oberteil der Säule wird von einem Kragarm des Absetzerhauses in einem kugeligen Halszapfenlager gehalten. Der Schwenkmotor leistet 10 PS.

Am Ballastträger vor dem Gegengewicht ist ein von einem 10-PS-Motor angetriebenes Windwerk untergebracht, durch das der dreieckige Förderbandausleger gehoben und gesenkt werden kann. Zur Aufnahme des gebaggerten Gutes, das in Zügen mit 5,3-m³-Kippwagen herangebracht wird, dient die kurze, vierfach geschakte Eimerkette mit Eimern von 500 l Inhalt, die das Gut aus einem Graben entnimmt und über ein Aufgabeband dem nach beiden Seiten um 90° schwenkbaren, 47 m langen Hauptförderband zuführt. Die Eimerkette wird von einem 220-PS-Motor durch einen Riementrieb und eine pneumatische Rutschkupplung angetrieben. Der Motor zum Heben der Eimerleiter leistet 15 PS. Das Aufgabeband erhält seinen Antrieb von der Turasvorgelegewelle.

Zum Antrieb des Hauptförderbandes dient ein in der Nähe der Schwenksäule eingebauter 120-PS-Motor, dessen Drehmoment durch Kegelräder und einen langen Wellenstrang mit nachgiebigen Kupplungen parallel zum Ausleger auf die obere Gurttrommel übertragen wird. An den Übergangsstellen zwischen Eimerkette zum Aufgabeband und vom Aufgabeband zum schwenkbaren Hauptband sind auswechselbare, federnde Ketten aufgehängt, die die beiden Bänder vor starken Steinstößen schützen. Die Fahrgeschwindigkeit beträgt beim Arbeiten des Gerätes 12 m/min, bei Ortsveränderungen 25 m/min.


Ansicht des Absetzers.

Infolge der Schwenkbarkeit des Förderbandes um je 90° nach beiden Seiten kann man alle Grubenecken bestreichen und das Gut über die der Förderbandlänge entsprechende Breite verteilen.

Das Dienstgewicht des Gerätes beträgt rd. 300 t. R.—

Hubbrücke über den Hackensack-Fluß. Bei Hubbrücken lassen sich die Bewegungs- und Überwachungseinrichtungen in verschiedener Weise unterbringen. Der Antrieb sowie die Schalt- und Überwachungseinrichtungen können zusammen entweder auf dem beweglichen oder auf dem festen Brückenteil angeordnet werden; ferner ist es auch möglich, beide Einrichtungen voneinander räumlich zu trennen. Ebenso sind verschiedenartige Ausbildungsformen für den Gewichtausgleich bekannt geworden.

In Engng. 1932, Bd. CXXXIV, Nr. 3476 vom 26. August, S. 237, wird hinsichtlich dieser Verschiedenartigkeit eine bemerkenswerte Gegenüberstellung gegeben, wobei die neue Hubbrücke über den Hackensack-Fluß im Vergleich mit den sonst gleichartigen beweglichen Brücken des Welland-Kanals besprochen wird. Bei jenen[1]) laufen die Zugkabel von den in der Mitte des Hubträgers im Maschinenhaus untergebrachten Antriebtrommeln zunächst nach beiden Brückenenden hin. Dort werden sie nach den Füßen bzw. nach den Spitzen der Türme umgelenkt, wo sie angreifen. Während also ein Kabel eingeholt ist, befindet sich das andere im abgewickelten Zustande. In diesen erwähnten Fällen ist das Wärterhaus unmittelbar unter dem Maschinenraum in der Mitte des Hubträgers untergebracht. Der Wärter befindet sich bei gehobener Brücke etwa 42 m über dem Wasserspiegel. Eine solche Anordnung gewährt in Gegenden mit vorherrschend nebligem Wetter für die Überwachung keine genügende Aussicht auf die Schiffahrt. Bei der Brücke über die Maas bei Rotterdam befindet sich daher der Überwachungsstand in verhältnismäßig geringer Höhe über dem Wasser und die Bewegungseinrichtung auf dem seitlichen festen Brückenteil. Das zu bewegende Gewicht wird bei dieser Anordnung gering gehalten. Die Antriebkabel laufen von den Windentrommeln hinauf zur Turmspitze, dann hinab zum darunterliegenden Ende des Hubträgers, wo sie zu dessen gegenüberliegendem Ende geleitet

[1]) S. Bautechn. 1931, Heft 51, S. 726.

und dann nach der anderen Turmspitze gelenkt werden. Die Zuleitung von Stromkabeln nach dem beweglichen Brückenteil fällt weg; nur die Lichtkabel sind beweglich herüberzuleiten.

Die beiden Eisenbahnbrücken über den Hackensack-Fluß in New Jersey haben ebenso wie die Brücken des Welland-Kanals den Maschinenraum in der Mitte des Hubträgers, das Wärterhaus jedoch auf einem der seitlichen Türme in 7,5 m Höhe über S. O. (Abb. 1).

Von diesen beiden Brücken dient die eine dem Personen-, die andere dem Güterverkehr. Sie kreuzen den Fluß unter verschiedenen Winkeln. Die erste Brücke hat rechteckigen Grundriß und eine Stützweite von rd. 98,5 m mit einer freien Schiffahrtweite von 51 m; die andere Brücke hat schiefwinkligen Grundriß, eine Länge von 60 m und gewährt eine Schiffahrtweite von nur 48 m. Die geringste Durchfahrthöhe bei der Personenbrücke ist bei HHW 12,2 m, bei der anderen jedoch nur 4 m, während in gehobenem Zustande beide Brücken eine freie Durchfahrt von 41 m bei HHW bieten.

Abb. 1 zeigt im Vordergrunde die Personenbrücke, dahinter die Brücke für den Güterverkehr und im Hintergrunde noch eine Straßenbrücke. Die erstere ist in Grundriß, Aufriß und Schnitt in Abb. 2 dargestellt.

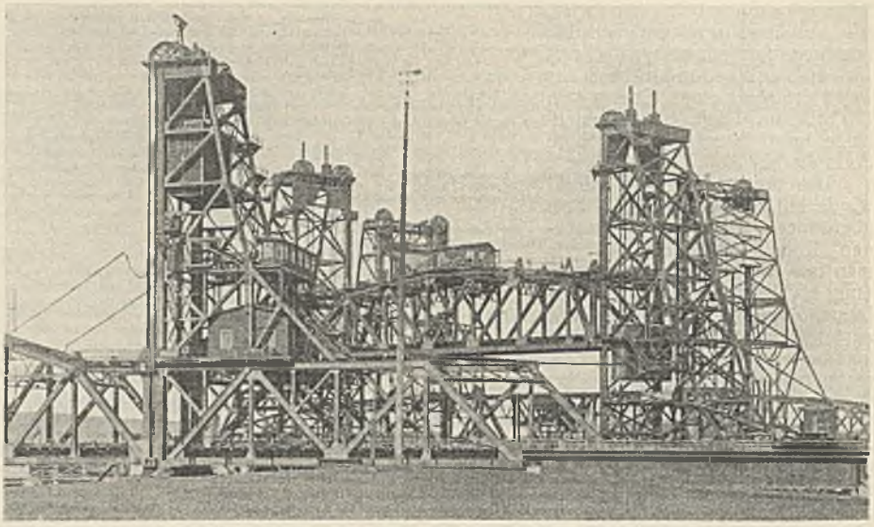


Abb. 1.

Eigentümlich bei den beiden Eisenbahnbrücken ist der Gewichtausgleich für die Zugkabel beim Heben und Senken der Brücke. Wenn die Seile über die oberen Rollen beim Heben der Brücke laufen, addiert sich ihr Gewicht zu dem der Ausgleichgewichte. Das Umgekehrte tritt ein beim Absenken des Hubträgers, so daß also ohne diese Ausgleichvorrichtung eine ungleichmäßige Belastung des Motors vorhanden wäre. Der neuartige Ausgleich findet durch zusätzliche Gewichte statt, die an Seilen angehängt sind, die in halber Turmhöhe über Rollen nach dem dritten Knotenpunkte im Obergurt des Hubträgers laufen (vgl. Abb. 2).

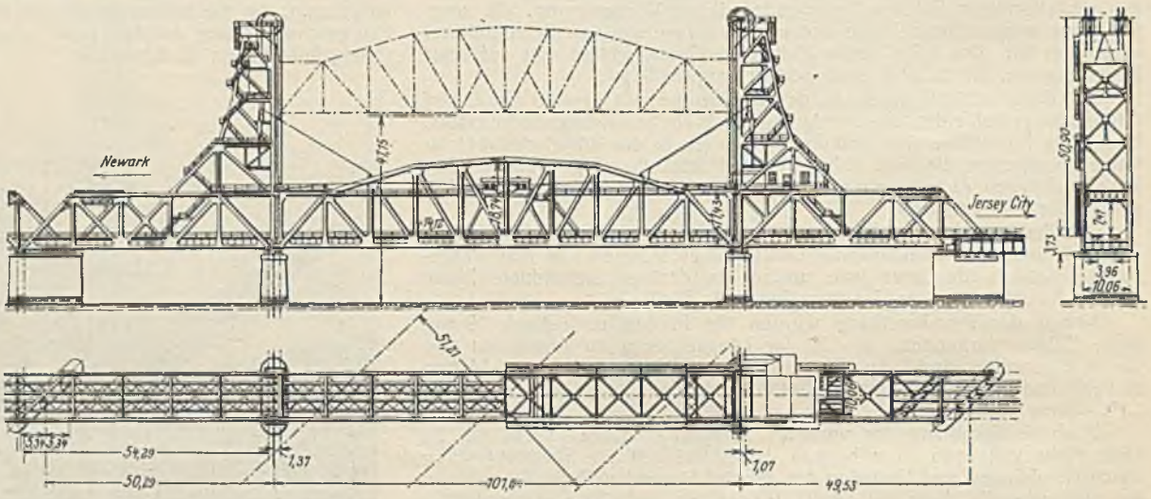


Abb. 2.

Die Brücken über den Hackensack-Fluß wurden für die Pennsylvania-Eisenbahn nach dem Entwurf von A. R. Wilson, Brückeningenieur von Philadelphia, gebaut. Die Bauausführung wurde geleitet von T. W. Pinard, Brückeningenieur von New York. — Zs —

Das Starrett-Lehigh-Gebäude in New York. Das im Jahre 1931 errichtete Starrett-Lehigh-Gebäude stellt einen neuzeitlichen Industriebau dar, der die verschiedenartigsten gewerblichen Unternehmungen unterbringen soll. Maßgebend für die Auswahl der Lage eines solchen Bauwerkes war der unbehinderte Anschluß an größere Verkehrsstraßen innerhalb des Geschäftsviertels New Yorks und ferner die Möglichkeit, die Güter und Waren unmittelbar in Eisenbahnen und Schiffen zu verfrachten. Für die Größe der unterzubringenden Unternehmungen ist eine Arbeitsfläche von rd. 9000 m² und die Beschäftigung von etwa 250 Arbeitskräften zugrunde gelegt. Diese Anforderungen sind jedoch in einer Stadt mit hohen Bodenpreisen nicht durch einen Flachbau, sondern nur durch einen Hochbau zu erfüllen.

Ein nach ähnlichen Grundsätzen entworfenes Gebäude war 1928 in Brooklyn errichtet worden. Das Starrett-Lehigh-Haus ist weit umfangreicher. Es steht über einem Güterbahnhof der Lehigh-Valley-Eisenbahn, der das Erdgeschoß einnimmt. Die Westfront liegt am Hudson-Fluß. Die Lastkraftwagen haben ihre Einfahrt von der 27. Straße aus (Abb. 1). Sie kreuzen die Eisenbahngleise durch eine Unterführung und gelangen, wie Abb. 2 zeigt, in einen der drei 15-t-Aufzüge, die sie nach den entsprechenden Stockwerken hinaufschaffen. Von dort aus gelangen sie auf besondere Podeste derart, daß die Wagenplattformen beim Umladegeschäft in Höhe der betreffenden Stockwerkdecke liegen. Der Abgang der Lastwagen von den Aufzügen geschieht nach der 26. Straße, so daß also kein Wenden erforderlich ist. Eisenbahnfrachtgüter werden aus den emporgehobenen Eisenbahnwagen nach seitlichen Podesten durch besondere seitliche Aufzugtüren entladen.

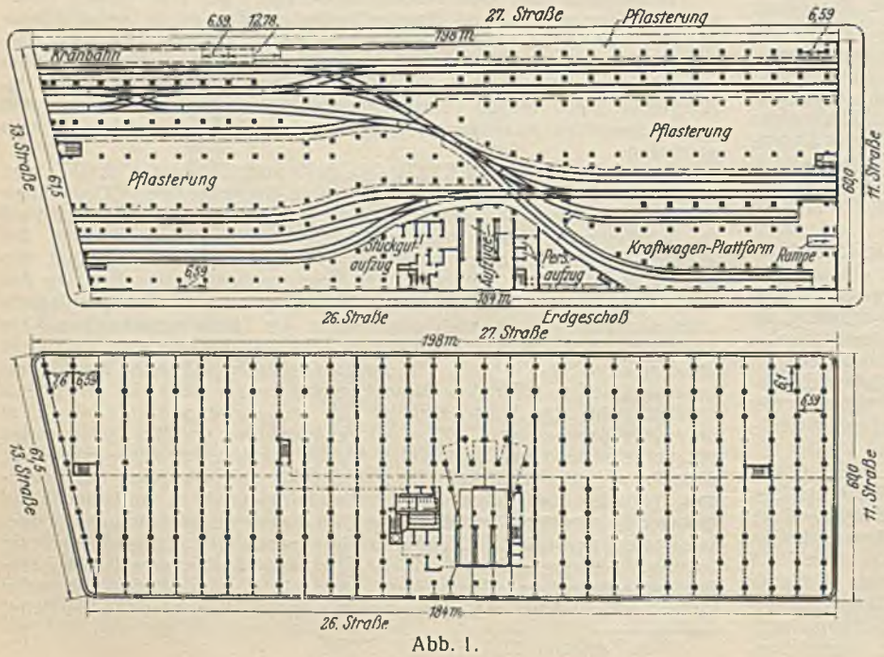


Abb. 1.

Das Gebäude hat in seinen verschiedenen Teilen 9 bzw. bis zu 19 Stockwerke; es ist, wie aus Abb. 1 u. 3 ersichtlich, bis auf die drei untersten Stockwerke ein Eisenbetonbau. Über dem als Verladebahnhof dienenden Erdgeschoß sowie dem darüberliegenden zweiten Geschoß werden die bis dahin unregelmäßig und zum Teil weitläufig angeordneten Säulen durch ein stählernes, das Zwischengeschoß ausfüllendes Tragwerk überbrückt. Darüber stehen in regelmäßigen Abständen von rd. 6,4 m spiralbewehrte, bis zu 91 cm dicke Rundsäulen mit verbreiterten Köpfen (Abb. 3). Die Höhe der Stahlträger bzw. des Zwischengeschosses beträgt 3,5 m. Das Erdgeschoß hat entsprechend dem Durchfahrtprofil der Eisenbahn eine Mindesthöhe von 5,45 m, im östlichen Teil wegen des Bodenabfalles bis zu 6,7 m. Die unregel-

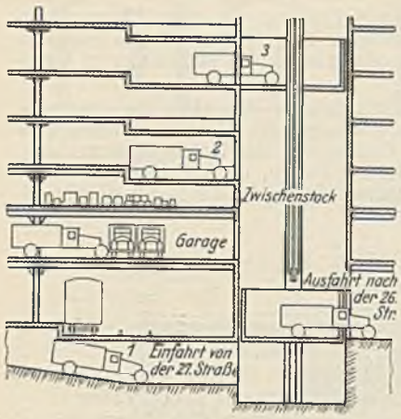


Abb. 2.

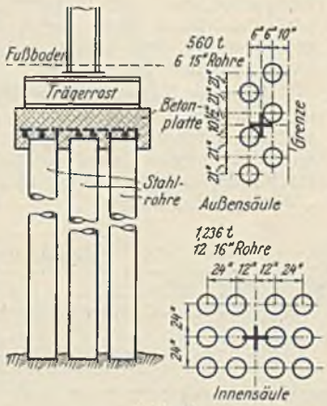


Abb. 4.

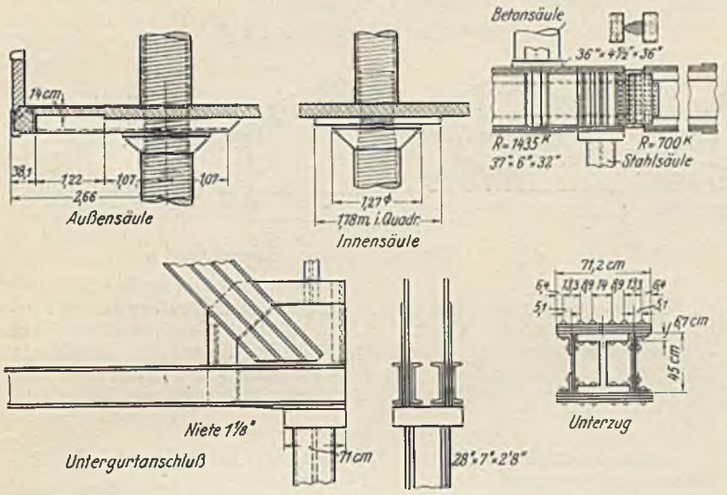


Abb. 3.

mäßige und zum Teil weitläufige Säulenstellung des untersten Geschosses wurde in dem darüberliegenden Stockwerk zum Zweck der Ausnutzung als Garage beibehalten. Bemerkenswert sind ferner nach den Fensterbrüstungen hin, bis zu 2,60 m frei auskragende Wandkonstruktionen, um in der Architektur diese Fensterbrüstungen als frei umlaufende Bänder zwischen der Verglasung erscheinen zu lassen.

Als Belastungen für die erste Decke sind 375 kg/m², für die zweite 300 kg/m² und für die darüberliegenden Decken 220 kg/m² in Rechnung gestellt. Die Deckenstärken sind bis zum 8. Stockwerk 21 cm, darüber 19,5 cm. Als Betonmischungen waren angewandt für die Säulen 1 : 1½ : 3 und für die Decken 1 : 2 : 4.

Der Entwurf des Bauwerkes wurde für die Starrett-Investing-Corp. von den Architekten und Ingenieuren R. G. und W. M. Cory ausgearbeitet. Beratende Ingenieure für das Tragwerk und die Gründung waren Purdy & Henderson; Starrett Bros & Eken, Inc., waren Unternehmer.

Die vorstehenden Ausführungen entstammen einem Bericht in Eng. News-Rec. 1932, Bd. 109, Nr. 1, S. 1, vom 7. Juli.

Im Anschluß daran berichtet Eng. News-Rec. auf S. 5 desselben Heftes über die Ausführung der Gründungsarbeiten. Infolge der weitläufigen Säulenstellung im unteren Teile des Bauwerkes waren von einigen Stützenfundamenten bis zu 2000 t aufzunehmen. Der gewachsene Fels liegt in 18 bis 22 m Tiefe, im westlichen Drittel sogar erst in 30 m Tiefe. Das darüber lagernde Bodenmaterial besteht im wesentlichen aus Aufspülungen vom Fluß, besonders aus feinem Sand. Senkkastengründungen waren wegen des hohen Grundwasserstandes, hölzerne Pfähle wegen der zu hohen Fundamentbelastung nicht anwendbar. Man wählte daher Stahlrohre, die, offen, bis in die felsige Schicht hineingerammt, dann ausgebaggert und mit Beton ausgefüllt wurden. An den Köpfen wurden die Pfähle durch eine Betonplatte zusammengefaßt. Die Zylinder bestanden aus einzelnen durch Muffen verbundenen Rohrschüssen von 6 bis 9 m Länge, 25 bis 45 cm Durchm. und ¾ bis ½" Wanddicke. Nach dem Eintreiben der Rohre durch Dampframmen wurde der eingeschlossene Boden unter Wasser durch Preßluft herausgespült. Die Tragfähigkeit wurde durch eingehende Belastungsproben nachgeprüft.

Diese in zwei Bauabschnitte eingeteilten Gründungsarbeiten wurden von The Foundation Co. bzw. von Spencer, White und Prentis, Inc., ausgeführt. —Zs—

Neue elektrische Geräte für den Gleisbau. Für Arbeiten, die beim Gleisbau auf der Strecke, in der Hauptsache für Bohr- und Fräsarbeiten an den Holzschwellen, nötig sind und bisher von Hand ausgeführt wurden, sind einige neue elektrische Geräte (der Fried. Krupp AG) entstanden, die eine wesentliche Verbilligung und Beschleunigung solcher Arbeiten bedeuten.

Für Bohrarbeiten dienen eine kleinere elektrische Handbohrmaschine zum Vorbohren der Holzschwellen und eine Eindrehmaschine (Abb. 1) mit größerer Leistung zum Ein- und Ausdrehen der Schwellenschrauben, zum Festziehen und Lösen der Haken- und Laschenschrauben, zum Bohren der Dübellöcher in die Holzschwellen und zum Bohren der Laschenlöcher in die Schienen. Die kleinere Handbohrmaschine mit einer Drehzahl der Bohrspindel von 450 Umdr./min wiegt nur 10 kg. Der Holzbohrer bis 16,5 mm Durchm. wird in ein selbstspannendes Dreibackenfutter eingesetzt. Wenn die Löcher nicht durchgebohrt werden sollen, läßt sich durch eine besondere Begrenzung deren Tiefe einstellen. Die Bohrzeit für ein durchgehendes Loch beträgt 4 bis 5 sek ($^1/_{10}$ der Zeit bei Handbetrieb). — Damit beim Eindrehen von Schwellenschrauben und beim Festziehen der Haken- und Laschenschrauben mit den stärkeren Eindrehmaschinen der Motor nicht überlastet oder die Maschine den Bedienungsleuten aus der Hand gerissen wird, ist eine selbsttätig sich ein- und ausrückende Kupplung vorhanden, die durch einen Kegel in die Einherdmaschine eingesetzt und durch eine Verschraubung festgehalten wird.

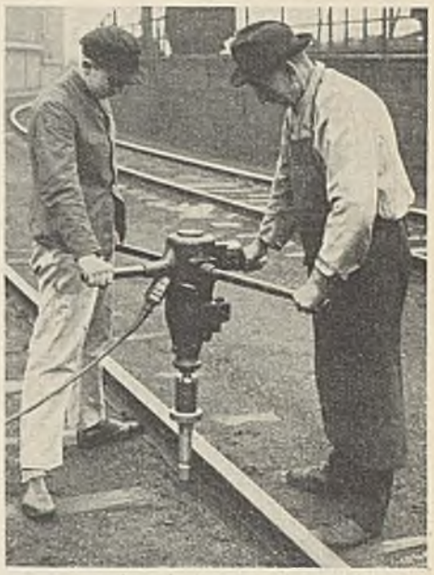


Abb. 1. Elektrische Schraubmaschine mit selbsttätig sich ein- und ausrückender Kupplung.

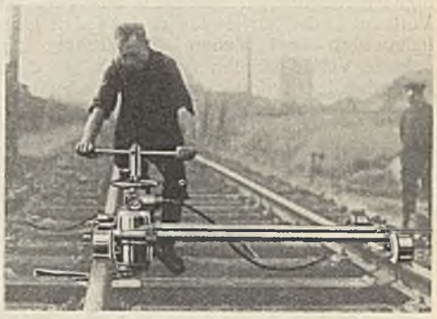


Abb. 2. Elektrische Schwellenfräsmaschine.

Das Gerät für Fräsarbeiten (Abb. 2) hat den Zweck, gealterte Holzschwellen an der Auflagerfläche der eisernen Unterlagplatten nachzufräsen und dadurch weiter verwendbar zu erhalten. Die Schienen brauchen für das Nachfräsen nicht abgebaut zu werden. Als Werkzeug dient ein Kettenfräser, der durch nur eine Schiene über dem Laufrad geführt und in seiner Bauhöhe so niedrig gehalten ist, daß er zwischen Schienenfuß und Schwelle hindurchgeführt werden kann. Die Länge des Fräsers ist etwas größer als die der Unterlagplatten. Angetrieben wird er von einem senkrechten Elektromotor, der in einem Korb geführt, an zwei Führungsstangen verschiebbar und in der Höhe durch ein Handrad einstellbar ist. Die Führungsstangen bilden mit zwei Verbindungswinkeln und vier Rädern das Fahrgestell. Das Abfräsen einer Holzschwelle geschieht derart, daß der Motor eingeschaltet, die ganze Maschine auf den Eisenbahnschienen langsam weitergefahren und der Fräser gleichzeitig geschwenkt wird. Ein Fräsvorgang dauert etwa 1 min. Der Energiebedarf ist 1,3 kW.

Den Strom für den Betrieb der Geräte auf freier Strecke liefert eine Gleichstrom-Dynamo mit 4,5 kW Dauerleistung und 220 V Spannung, die unmittelbar mit einem Zweizylinder-Benzinmotor von 10 PS Leistung gekuppelt ist. Beide Maschinen sind auf einem Schienenwagen aufgebaut, der gleichzeitig Raum zur Beförderung der Arbeitsmaschinen, Kabel, Werkzeuge usw. bietet. R.—

Die Verladeeinrichtungen für Weizensäcke im Hafen von Sydney bestehen nach einem Bericht in Dock Harbour 1931 (Bd. XII, Dezember), Nr. 134, aus verschiedenen, je nach dem Zweck gestalteten Förderbändern. Wie aus Abb. 1 ersichtlich, besitzt der Getreidehafen fünf Lagerhäuser, die in Stahl ausgeführt sind. Die ältesten von ihnen, Nr. 4 und 5, stehen in 14,6 m Abstand vom Kairande, um das verfügbare Gelände auch zum Entladen von anderen Waren mittels fahrbarer Portalkrane nutzbar zu machen. Für die Förderung der Säcke wurden die Lagerhäuser, wie aus Abb. 2 ersichtlich, mit an der Decke verlegten Förderbändern ausgerüstet, und zum Transport der Säcke vom und zum Schiff wurden besondere fahrbare Förderbänder verwendet. Diese sind nach Art einer Feuerwehrleiter auf einem Fahrgestell angeordnet und können mit Hilfe von Teleskoprohren gehoben und gesenkt werden. Die Gesamtlänge der Förderbänder in den Lagerhäusern 4 und 5 beträgt 850 m fest angeordnete und 590 m fahrbare Förderbänder, die aus 57 einzelnen Förderbändern von 6, 7,5 und 9 m Länge bestehen. Mittels dieser Einrichtung können in einem achtstündigen Arbeitstag 22 500 Säcke verladen werden. Alle

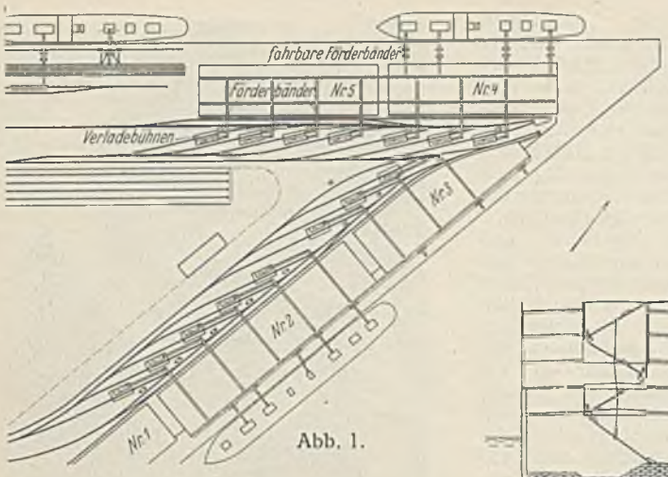


Abb. 1.

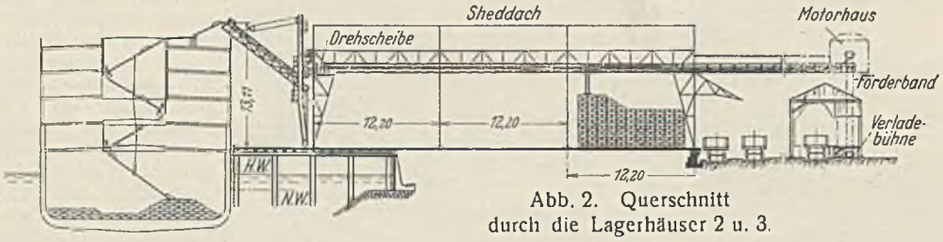


Abb. 2. Querschnitt durch die Lagerhäuser 2 u. 3.

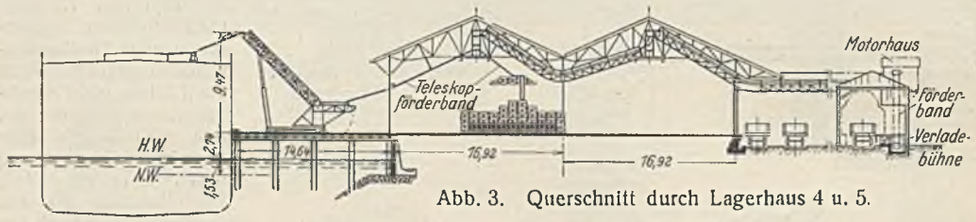


Abb. 3. Querschnitt durch Lagerhaus 4 u. 5.

Förderbänder werden von einem einzigen Punkte aus elektrisch gesteuert. Zu diesem Zwecke sind überall elektrische Signaleinrichtungen vorhanden, mit Hilfe deren der Bedienungsmann wahlweise die einzelnen Förderbänder in Betrieb nehmen und stillsetzen kann. Die Förderbänder können nur in Bewegung gesetzt werden, wenn sämtliche Signalvorrichtungen freie Bahn anzeigen. Zur Verladung der Säcke von und zu den Eisenbahnwagen sind sieben staffelförmig angeordnete Verladebühnen vorgesehen, zu denen Förderbänder führen. Die Verladebühnen liegen zwischen den einzelnen Gleisen, auf denen die Güterwagen von elektrischen Spills bewegt werden. Die Verladebühnen sind genau so hoch, daß die Säcke unmittelbar vom Förderband oder zu diesem in bzw. vom Eisenbahnwagen gebracht werden. Jedes der fahrbaren Förderbänder besitzt oben eine teleskopartig verstellbare Rutsche, die auf das Schiffsdeck führt, von der aus die Säcke mittels Rutschen weitergefördert werden. Die Enden der Förderbänder an der Kaiseite sind ebenfalls durch Teleskoprohre verstellbar, um sie der Lage des fahrbaren Förderbandes anpassen zu können. Etwas anders sind die Förderanlagen bei den Lagerhäusern 2 und 3. Wie aus Abb. 1 u. 3 ersichtlich, stehen diese Lagerhäuser etwas näher am Kairande, der Abstand beträgt nur 7,5 m. An der Wasserseite sind in der Höhe verstellbare und seitlich ausschwenkbare Förderbänder angeordnet, von denen aus in gleicher Weise, wie oben gesagt, die Säcke zum und vom Schiff gebracht werden. Innerhalb der Lagerhäuser liegen die Förderbänder alle auf einer Höhe und sind untereinander und mit denen an der Kaiseite durch Drehscheiben verbunden. In diesen Lagerhäusern sind 890 m feste und 150 m waagerecht bewegliche Förderbänder vorgesehen, die aus 20 verschiedenen, 6, 7,5 und 9 m langen Förderbändern bestehen. Ferner sind vier Aufzüge zum Stapeln der Säcke vorhanden. Auch dort werden in gleicher Weise sämtliche Förderbänder von einer einzigen Stelle aus bedient. Schmid.

Widerstandsfähigkeit geflößten Holzes gegen Infektion. Bekanntlich wird im Rheinland geflößtes oberrheinisches Tannen- und Fichtenholz bevorzugt, das aus den Wäldern des Schwarzwaldes oder Odenwaldes kommt. Man nimmt allgemein an, daß es wegen seiner Saftarmut nicht so leicht von Insekten befallen werden kann.

Genauere Untersuchungen, die Prof. Rich. Falke, Hann.-Münden, durchgeführt hat[1]), haben erwiesen, daß das geflößte Holz durch das Wasser konservierende Eigenschaften erhält. Bei genügend langer Wasserlagerung sterben die im Holze befindlichen negativen Myzelien meistens ab. Neuinfektionen durch holzzerstörende Pilze, die auf alten Unterlagen, Stapelhölzern, Zäunen usw. leben, kommen für Wasserholz fast gar nicht in Betracht.

Wie erklärt sich das? Naß gelagertes Holz ist mehr oder weniger wassergesättigt. Dieser übergroße Wassergehalt begünstigt die Bildung und Ausbreitung des sogenannten grünen „Holzschimmels", nicht nur auf der Oberfläche, sondern er dringt auch in das Innere ein, scheidet für andere Pilzarten giftige Stoffe aus und bildet so ein Tränkungsmittel, das das Holz gegen Angriffe von anderen Pilzen schützt.

Diese Schimmelpilze nehmen aber auch die leicht löslichen Stoffe (Stärke, Eiweiß usw.), die besonders in den Markstrahlen des Holzes sitzen, auf, ohne dabei das eigentliche Holzgerüst, das aus Zellulose und Lignin besteht, anzugreifen. Aus diesem Grunde ist also die Anschauung, daß Wasserholz saftarm sei, durchaus richtig.

Allerdings stellt diese Schimmelbildung gegen auftretende Trockenfäule kein sicheres Mittel dar. Hier wäre eine besondere Schutzbehandlung zu empfehlen, die eigentlich verpflichtend gefordert werden müßte.

Aber gerade das geflößte Holz ist leicht und vollkommen zu schützen gegen Schwamm, Trockenfäule und andere Schädlinge, wenn das Rundholz sofort nach der Wasserlagerung (Flößung) mit einer Fluornatriumpaste bestrichen wird. Beim Trocknen des Holzes wird das Fluorsalz gelöst, dringt tief in das Innere des Holzes ein und macht es völlig immun gegen Schwamm.

Aus dem Vorhergesagten ergibt sich also, daß nicht die chemische oder physikalische Einwirkung des Wassers das Holz vor Pilzangriffen schützt, sondern die biologische Erscheinung der Holzschimmelbildung; und daß ebenso darauf die Saftarmut beruht, die das Holz wertvoller macht, weil bekanntlich der im Holze verbleibende Saftgehalt das spätere „Arbeiten" begünstigt.

Übrigens sei daran erinnert, daß geflößtes Holz für lasierte oder gebeizte Arbeiten nur mit Vorsicht verwendet werden darf, weil die Töne ungleichmäßig angenommen werden und der Fläche ein unschönes, scheckiges Aussehen geben. Das gilt besonders von Kiefernholz. Hier ist Verwendung von Borkholz, das ist solches, was nicht im Wasser gelegen hat, vorzuziehen. Heinrich Behr.

[1]) Die Versuche, die Prof. Falke durchgeführt hat, sind genauer beschrieben in den „Mitteilungen aus Forstwirtschaft und Forstwissenschaft" herausgegeben vom Preuß. Ministerium für Landwirtschaft, Domänen und Forsten, erschienen im Verlag von M. u. H. Schaper, Hannover im Jahre 1931.

Berücksichtigung kleinerer Firmen bei Aufträgen der Reichs-Wasserstraßenverwaltung. Der Reichsverkehrsminister hat die Behörden der Reichs-Wasserstraßenverwaltung angewiesen, bei Vergebung von Reichsaufträgen mittlere und kleine Unternehmer möglichst weitgehend zu berücksichtigen. Er hat dabei darauf hingewiesen, daß die Verdingungsordnung für Bauleistungen in Teil A, §§ 4 und 26 bereits Vorschriften enthält, die eine weitgehende Beteiligung des kleinen und mittleren Gewerbes bezwecken.

Im Zusammenhang mit dem Arbeitsbeschaffungsprogramm der Reichs-Wasserstraßenverwaltung bestehen ähnliche Anweisungen. Vor allem sollen für weniger umfangreiche Arbeiten in erster Linie kleinere und mittlere Firmen herangezogen werden.

Patentschau.

Schalungsträger. (Kl. 37e, Nr. 531 237 vom 10. 4. 1929 von Dipl.-Ing. Wilhelm Doldt in Darmstadt.) Um den Schalungsträger bei verschieden großen Entfernungen der Deckenträger verwenden zu können, ist der Schalungsträger *a* in der Länge ein- und feststellbar und besteht aus zwei gleichartigen, etwa rechteckigen Trägern *b*, *c*, die je am Auflager-

ende mit einer Aufplattung *d* versehen sind. Jeder Träger *b*, *c* ist um die Länge der Aufplattung kürzer als der Träger *a*, so daß dieser zwischen den Deckenträgern *e* eingebracht und mittels Schrauben verspannt werden kann. Auf die Träger *a* wird die Schalung und auf diese der Beton *f* aufgebracht. Die Innenseiten der Träger *b*, *c* können auch mit ineinandergreifenden Leisten *g*, *h* versehen sein.

INHALT: Zehn Jahre „Die Bautechnik". — Die „Bautechnik" und der Brücken- und Ingenieurhochbau der letzten zehn Jahre. — Die Arbeiten der Reichswasserstraßenverwaltung im Jahre 1932. — Neuzeitlicher Ausbau der Staatsstraßen in Bayern. — Die Arbeiten der Wasserbauverwaltung des Landes Sachsen in der Nachkriegszeit. — Entnahme von Bodenproben in ungestörter Verfassung. — Neuzeitlicher Ausbau der badischen Großwasserkräfte. — Die Stadt und ihre Straßenbrücken. — Die Ergänzung der Befeuerung der Außenweser. — Die Bedeutung der Grundwasserabsenkung und der chemischen Bodenverfestigung für die Gründung in offener Baugrube. — Der Einsturz der Holztürme des Senders München-Stadelheim. — Die elektrischen Ausrüstungen der Eisenwasserbauten. — Vermischtes: Neues Kraftwerk von Pizançon. — Staudamm mit Stahlplattenbekleidung. — Schwenkabsetzer für Dammschüttung und Tiefkippe. — Hubbrücke über den Hackensack-Fluß. — Starrett-Lehigh-Gebäude in New York. — Neue elektrische Geräte für den Gleisbau. — Verladeeinrichtungen für Weizensäcke im Hafen von Sydney. — Widerstandsfähigkeit geflößten Holzes gegen Infektion. — Berücksichtigung kleinerer Firmen bei Aufträgen der Reichs-Wasserstraßenverwaltung. — Patentschau.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.