

An die Leser der „Bautechnik“.

Von dem auf vielfachen Wunsch bearbeiteten, etwa 12 Druckbogen umfassenden

10-Jahres-Inhaltsverzeichnis der „Bautechnik“ 1923—1932,

dessen bevorstehendes Erscheinen bereits in Bautechnik 1934, Heft 51, S. 671 angekündigt wurde, liegt der erste Druckbogen dem vorliegenden Heft I besonders bei. Es ist in Aussicht genommen, allmonatlich je einem Heft einen weiteren Druckbogen beizufügen.

Schriftleitung und Verlag der „Bautechnik“.

Der Brückenbau und der Ingenieurhochbau der Deutschen Reichsbahn im Jahre 1934.

Alle Rechte vorbehalten.

Von G. Schaper.

Das Jahr 1934 brachte dem Brückenbau und dem Ingenieurhochbau im Gebiete der Deutschen Reichsbahn schöne Aufgaben, deren Lösung weniger wegen der großen Abmessungen der Bauwerke als meist wegen ihrer Besonderheit und wegen der neuen Fortschritte auf dem Gebiete des Stahlbaues bemerkenswert sind. Der Besserung des Unterhaltungszustandes der Brücken wurde weiter die größte Aufmerksamkeit zugewendet. Verbesserte und ergänzte Auflagen bestehender Vorschriften über Brücken und Ingenieurhochbau wurden herausgegeben, andere Vor-

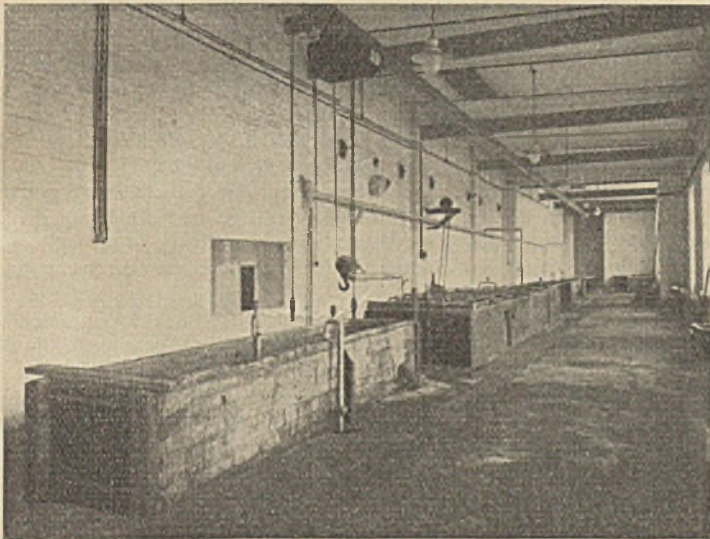


Abb. 1. Verblelungsanlage. Reihenfolge der Wannen.

schriften sind noch in der Umarbeitung begriffen. Das Versuchs- und Forschungswesen wurde weiter nach Kräften gefördert; große, wichtige Teile der eingeleiteten Versuche konnten abgeschlossen werden. Auch der Erforschung des Rostschutzes der Stahlbauten wurde weiter die größte Beachtung geschenkt. Die Verblelungsanlage bei der Reichsbahndirektion Berlin wurde neu hergerichtet und so umgestaltet, daß sie wirtschaftlich arbeitet. Über die angeführten Punkte wird im folgenden näher berichtet.

I. Die Dauerfestigkeitsversuche mit geschweißten Verbindungen¹⁾ sind abgeschlossen. Der ausführliche Bericht über die Ergebnisse dieser umfangreichen, wichtigen Versuche wird demnächst erscheinen. Die Versuchsergebnisse bilden die Grundlagen für die im August 1934 eingeführten, neuen „Vorschriften für geschweißte Stahlhochbauten“.

Die günstigen Versuchsergebnisse veranlaßten auch die Deutsche Reichsbahn, die Grenze der Stützweiten geschweißter vollwandiger Träger weiterzuziehen und die 52 m weit gestützten vollwandigen Überbauten über dem Ziegelgraben bei Stralsund im Zuge des Rügendamms ganz zu schweißen. Einzelheiten dieser Überbauten werden weiter unten behandelt. Nach eingehenden Versuchen ist die Deutsche Reichsbahn auch dazu übergegangen, die Stegblechstöße geschweißter Vollwandträger durch senkrechte Stumpfnähte ohne Beigabe von Laschen zu schließen, wobei die Stegblechstöße an solche Stellen gelegt werden, an denen kein Gurtplattenstoß liegt.

¹⁾ Vgl. Bautechn. 1934, Heft 1, S. 1.

II. Die Versuche zur Feststellung der Dauerfestigkeit gelochter Stäbe und der Nietverbindungen von Stäben aus den verschiedenen Baustählen wurden so weit abgeschlossen, daß in der neuen Auflage der „Berechnungsgrundlagen für stählerne Eisenbahnbrücken“ (BE) der Deutschen Reichsbahn vom Februar 1934 die einschlägigen Bestimmungen über die Berechnung der Bauglieder mit schwellender und wechselnder Belastung den Versuchsergebnissen²⁾ angepaßt werden konnten.

III. Dauerfestigkeitsversuche wurden auch mit gelochten Stäben alter ausgebauter Brücken aus Schweißeisen und Flußeisen auf Pulsatormaschinen durchgeführt. Dabei ergab sich, daß die bei den Versuchen festgestellte Ursprungsfestigkeit nicht unerheblich unter der Spannung lag, die die Stäbe lange Jahre unter den Betriebslasten zu erleiden hatten. Sicher ein beruhigendes Ergebnis!

IV. Die Versuche zur Feststellung des Zusammenwirkens von Nietung und Schweißung wurden abgeschlossen. Diese Versuche, die statisch und dynamisch durchgeführt wurden, haben gezeigt, daß Nietung und Schweißung, namentlich in dem Falle, daß unter Vorlast geschweißt wird, wie bei Stahlbauten, deren Nietverbindungen durch Schweißen verstärkt werden, gut zusammenwirken³⁾.

V. Die Versuche mit Rostschutzfarben wurden fortgesetzt. Sie führten zu folgender Schlußfolgerung:

Als beste Grundfarbe hat sich weiterhin Bleimennige bewährt. Unter den Eisenoxydfarben für Grundanstriche zeigten sich die Farben aus natürlichem Eisenoxyd den Farben aus künstlichem Eisenoxyd überlegen. Als beste Deckfarbe hat sich Eisenglimmerfarbe erwiesen. In der Reihenfolge der Haltbarkeit erscheinen dann Bleiweißfarben und Zinkoxydfarben.

Die Überlegenheit des viermaligen Anstriches (2 Grundanstriche, 2 Deckanstriche) gegenüber dem dreimaligen (1 Grundanstrich, 2 Deckanstriche) trat deutlich in Erscheinung.

Von den verwendeten Mischfarben haben sich Mischungen aus Bleiweiß-Eisenglimmer am besten gehalten. Sie sind allen anderen Mischungen aus Zinkoxyd-Bleiweiß, Zinkoxyd-Eisenglimmer und anderen überlegen.

²⁾ Vgl. Schaper, Die Dauerfestigkeit der Baustähle, Bautechn. 1934, Heft 2, S. 23/24.

³⁾ Vgl. Der Stahlbau 1934, Heft 11 u. 12, O. Kommereil und G. Bierett, Über die statische Festigkeit und die Dauerfestigkeit genieteter, vorbelasteter und unter Vorlast durch Schweißung verstärkter Stabanschlüsse.

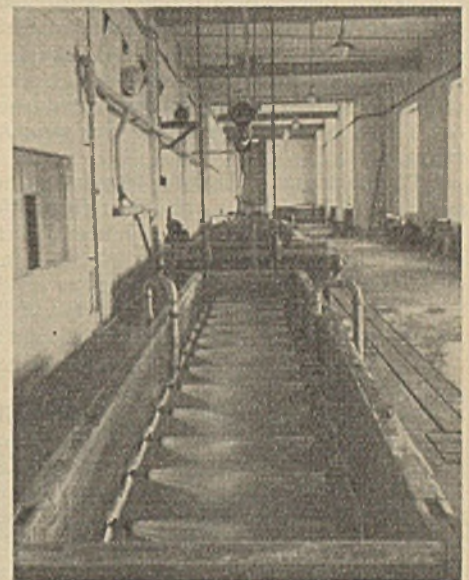


Abb. 2. Wannen mit Einspritzdüsen.

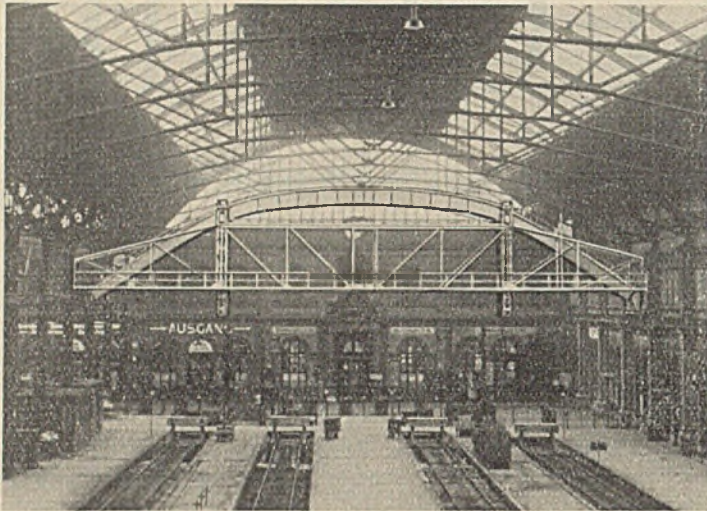


Abb. 3. Fahrbares Besichtigungsgerüst im Hauptbahnhof München (Ruhestellung).



Abb. 4. Fahrbares Besichtigungsgerüst im Hauptbahnhof München (Arbeitsstellung).

Farben mit Bindemittel aus Leinölfirnis-Standöl haben sich besser gehalten als reine Leinölfirnisfarben.

Ein Vergleich zwischen Bleimennigesorten mit verschiedenem Ölgehalt zeigte, daß die fetten Mennigesorten sich bis jetzt etwas besser gehalten haben als die mittelfetten und die mageren Sorten.

Von den bunten Farben haben sich durchschnittlich die Farben aus künstlichen Eisenoxyden (Eisenoxydgelb und Eisenoxydrot) weniger gut gehalten als Farben aus anderen bunten Farbkörpern.

Bei den Anstrichversuchen mit gekupferten und ungekupferten Baustählen konnte beobachtet werden, daß sich die Anstriche auf den Versuchstafeln mit Walzhaut im Durchschnitt besser gehalten haben als auf den Tafeln ohne Walzhaut, die vor dem Anstrich mit Sandstrahl entrostet wurden.

Die Devisenknappheit der letzten Monate gab Veranlassung zu Versuchen und Erhebungen, ob nicht Farbstoffe und Bindemittel, die aus dem Auslande bezogen werden müssen, durch einheimische Stoffe ersetzt werden können. Voraussichtlich wird dies in größerem Umfange möglich sein. Bisher führten die Versuche zu der Verfügung, Bleimennige mit Schwerspat zu strecken, und zwar bis zu 25% bei hochdispenser Bleimennige und bis zu 20% bei gewöhnlicher Bleimennige.

VI. Besonders stark dem Verrosten durch den Angriff der Lokomotivgase ausgesetzte Bauteile, wie die Sprossen der Verglasung von Hallendächern, stählerne Rauchschutztafeln unter Brücken, Fahrbahnträger von Brücken über stark von Dampflokomotiven befahrenen Gleisen u. dgl., lassen sich, wie langjährige Erfahrungen gezeigt haben, durch elektrolytische Verbleiung wirksam gegen Verrostung schützen. Die Reichsbahndirektion Berlin verfügte schon seit einigen Jahren über eine elektrolytische Verbleiungsanlage. Wie bei den meisten Neuerungen zeigten sich auch bei dieser neuartigen Anlage Mängel, die eine einwandfreie und wirtschaftliche Verbleiung in Frage stellten. Die Anlage wurde daher im vergangenen Jahre auf Grund eingehender Versuche, der im Betriebe gewonnenen Erfahrungen und mit Hilfe fachmännischer Beratung umgebaut und ergänzt. In der Zusammenarbeit mit zwei Chemikern wurde in zwei verschiedenen Versuchsreihen ein neuer Elektrolyt entwickelt, der eine dichte und gut haftende Verbleiung gewährleistet. Zur Erzeugung des zum Betriebe der Anlage notwendigen Gleichstroms wurden zwei 1500-Amp-Gleichstrommaschinen beschafft. Die in der alten Anlage angewendete Reinigung der Oberfläche mit dem Sandstrahlgebläse wurde verlassen; in der neuen Anlage wird die Reinigung der Oberfläche durch Beizen vorgenommen, das auch bei stark angerosteten Stahlteilen eine metallblanke Oberfläche ergibt. Die Anordnung der verschiedenen

Bäder wurde so getroffen, daß sich ein Fließbetrieb vom Eintreffen der zu verbleienden Teile bis zum Versand der verbleiten Teile ergibt. Dazu sind die Wannen in der Längsrichtung folgendermaßen hintereinander aufgestellt (Abb. 1).

1. Wanne zum Beizen der angekommenen Teile.
2. Wanne zum Abspülen der Beize mit Wasser.
3. Wanne zum Neutralisieren der Beizreste durch Lauge.
4. Wanne zum Abspülen der Laugenreste durch Wasser.
5. Wanne zum Verbleiben.
6. Wanne zum Abspülen der Elektrolytreste durch Wasser.

Die drei Wasserwannen sind mit Einspritzdüsen versehen (Abb. 2), mit deren Hilfe die abzuspülenden Teile überall durch einen kräftigen Wasserstrahl getroffen werden.

Über den Wannen läuft eine Elektrokatze, die die zu behandelnden Teile in die Wannen taucht und aus ihnen heraushebt.

Die Länge der Wannen ist so bemessen, daß Teile bis zu 5 m Länge behandelt werden können. Die Maschinenanlage und die Beschaffenheit des Elektrolyts ermöglichen die Verbleiung einer Charge in sechs Stunden, so daß ein vollständiger Arbeitsgang in einer Achtschicht durchgeführt werden kann.

In der alten Anlage stellten sich die Kosten für das Verbleien auf 7 RM/m², in der neuen Anlage sind sie auf 4 RM/m² gesunken. In dem angegebenen Preise sind die allgemeinen Unkosten nicht enthalten.

Die fertig verbleiten Teile werden auf Dicke der Bleischicht, Porendichtigkeit und Haftfestigkeit eingehend geprüft. Über alle Arbeiten und Kosten werden laufend genaue Aufschreibungen gemacht, um dauernd ein Bild über die Wirtschaftlichkeit der ganzen Anlage zu haben. Die Beize, die Lauge und der Elektrolyt werden in kurzen Zeitabständen von einem Fachchemiker auf ihre Wirksamkeit untersucht.

VII. Vorrichtungen zur Unterhaltung von Hallen und Brücken wurden an zahlreichen Bauwerken eingebaut: Besichtigungswagen an Brücken und Dächern und Besichtigungsstege an Brücken. So wurden auch für die Unterhaltung der Dächer der Hallen des Münchener Hauptbahnhofs fahrbare Krane beschafft (Abb. 3 u. 4). In jeder Halle ist ein in der Längsrichtung auf hochliegenden Kranbahnen verfahrbarer Fachwerkkran angeordnet, der unter den Fachwerkbändern des Daches läuft (Abb. 3) und auf dem ein bogenartiger, vollwandiger Binder ruht, der dem Umriß der oberen Dachhaut angepaßt ist und nach oben bis unter die Dachhaut gehoben werden kann (Abb. 4). Beim Verfahren des Kranes muß der Binder wieder in die tiefe Lage gesenkt werden.

(Fortsetzung folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Die Arbeiten der Reichswasserstraßenverwaltung im Jahre 1934.

Von Ministerialdirektor Dr.-Ing. ehr. Gährs.

Die Arbeiten für die Verbesserung und den weiteren Ausbau der deutschen Wasserstraßen konnten im Jahre 1934 wirkungsvoll weitergeführt werden. An Mitteln standen zur Verfügung:

Für Unterhaltung und Betrieb der Binnenwasserstraßen	27 000 000 RM
(gegenüber 26 400 000 RM im Jahre 1933).	
Für Unterhaltung und Betrieb der Seewasserstraßen (ohne Kaiser-Wilhelm-Kanal) einschließlich des Seezeichen- und Lotsenwesens	18 000 000 RM
(gegenüber 17 308 600 RM im Jahre 1933).	

Für Neubauten und größere Einzelbauvorhaben standen neben den Haushaltsmitteln noch Restbeträge insbesondere aus dem Reinhardt-Programm zur Verfügung, zu denen noch weitere Beträge im Interesse der Arbeitsbeschaffung traten, so daß nicht nur alle begonnenen Bauten tatkräftig fortgesetzt, sondern darüber hinaus noch einige wichtige Bauten in Angriff genommen werden konnten, für die sich die Reichswasserstraßenverwaltung seit Jahren eingesetzt hat. — Die nunmehr im Gange befindlichen Bauausführungen, zu deren Vollendung noch über 900 Mill. RM erforderlich sind, stellen in ihrer Gesamtheit das Bauprogramm für die nächsten Jahre dar. Seine wichtigsten Arbeiten sind folgende:

1. Fertigstellung der Niedrigwasserregulierung des Oberrheins auf der Strecke Kehl—Straßburg bis Istein—Basel.
2. Vollendung der Neckarkanalisation bis Heilbronn. Über den Ausbau des Neckars oberhalb Heilbronn muß noch verhandelt werden.
3. Vortreiben der Mainkanalisation im Zuge der Rhein-Main-Donau-Wasserstraße zunächst bis Würzburg (über den Weiterbau oberhalb Würzburg muß noch verhandelt werden) und Fortsetzung der Regulierungsarbeiten in der Donaustrasse Passau—Regensburg.
4. Vollendung der Umkanalisation des Untermain.
5. Erweiterung des Dortmund-Ems-Kanals für Fahrzeuge von 1500 t Tragfähigkeit.
6. Fertigstellung des Küstenkanals.
7. Vollendung der Nachregulierung der Weser auf der Strecke Minden—Minden und Durchführung der Kanalisation der Mittelweser auf der Strecke Minden—Bremen.
8. Vollendung des Mittellandkanals einschließlich des Südlügels.
9. Niedrigwasserregulierung der Elbe auf ihrer ganzen Länge von der tschechoslowakischen Grenze bis Hamburg einschließlich des Baues von Talsperren zur Abgabe von Zuschußwasser.
10. Fertigstellung der Arbeiten zur Verbesserung der Vorflut- und Schifffahrtsverhältnisse in der unteren Havel.
11. Vollendung des Ausbaues der Eldewasserstraße in Mecklenburg.
12. Durchführung des Ausbaues der Oder unterhalb Breslau und Herstellung von Staubecken zur Anreicherung der Oder bei Niedrigwasser.
13. Bau des Adolf-Hitler-Kanals zum Anschluß des Oberschlesischen Industriegebiets an die Oder.
14. Oderverlegung bei Ratibor.
15. Fertigstellung des Masurischen Kanals.

Wenn auch die Vollendungstermine vorstehender Baumaßnahmen zeitlich um mehrere Jahre voneinander abweichen werden, so zeigt die Zusammenstellung doch, daß Deutschland in absehbarer Zeit über ein geschlossenes leistungsfähiges Wasserstraßennetz verfügen wird, das natürlich jederzeit — soweit notwendig und wirtschaftlich — durch weitere Ausbauten und Neubauten ergänzt werden kann.

Über die wichtigsten Arbeiten der Reichswasserstraßenverwaltung im Jahre 1934 in den einzelnen Bezirken ist folgendes zu berichten:

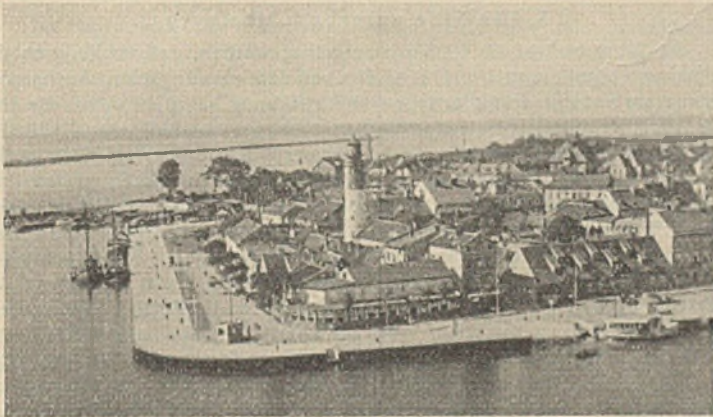


Abb. 1. Neues Bohlwerk im Hafen Pillau.

A. Seewasserstraßen.

1. Hafen Pillau.

Mit der im Jahre 1900 erfolgten Fertigstellung des Königsberger Seekanals und seiner Befahrung ist die Seeschifffahrt — selbst im Winter durch den Verkehr mit Eisbrechern — sicher bis zu den anschließend errichteten neuen Hafenanlagen in Königsberg vorgetragen worden. Wenn auch damit der Pillauer Hafen noch mehr als vorher Vorhafen der Stadt Königsberg geworden ist, so wird er doch weiterhin in erheblichem Umfange in Anspruch genommen zur Abfertigung, zur Aufnahme und Abgabe von Fahrgästen, als Nothafen bei stürmischem Wetter und im Winter bei Eis in Erwartung der Eisbrecher.

Begünstigt durch die Verbesserung der Tiefenverhältnisse im Seetief und durch die in den Jahren 1924 bis 1929 erfolgte Vertiefung des Seekanals, sind die verkehrenden Schiffsgrößen und ihre Anzahl in ständigem Wachsen begriffen. Anteil nehmen hieran u. a. die nach festem Plan verkehrenden Fahrgastschiffe des Seedienstes Ostpreußen.

Den gesteigerten Anforderungen des nach Zahl und Größenverhältnissen angewachsenen Schiffsverkehrs genügen die alten Hafenanlagen in Pillau nicht mehr. Ein den neuzeitlichen Verkehrsverhältnissen angepaßter Umbau des Hafens ist vorgesehen. Mit der Erneuerung des abgängigen, aus den achtziger Jahren des vorigen Jahrhunderts stammenden stadtsseitigen Bohlwerks im Vorhafen wurde aus Mitteln des Arbeitbeschaffungsprogramms der Anfang zum Neubau gemacht.

Das alte bogenförmig und gebrochen verlaufende Bohlwerk bestand aus einer bis MW reichenden hölzernen Spundwand mit darüber anschließender Steinböschung. Diese war durch einen hölzernen Steg überbrückt.

Das neue in geraden Linien verlaufende Bohlwerk besteht aus einer verankerten Larssenspundwand von insgesamt 300 m Länge bei einer Wassertiefe von 9 m. Durch die geradlinige Verlegung sind rd. 2000 m² neue Kaiflächen gewonnen worden. Die Kaistraße ist als 10 m breite Betonbahn ausgebaut. Die Wand ist mit Haltekreuzen und Steigeleitern ausgerüstet. Die Schiffspoller, teils aus Granit, teils aus Stahlguß, stehen 6,50 m hinter der Wand.

Anschließend wurde in Richtung des Binnenhafens ein ebenfalls baufälliger zu Preußen gehörender Teil des Bohlwerks in einer Länge von rd. 250 m in gleicher Bauweise erneuert.

Einen Überblick über die neue Gesamtanlage gibt Abb. 1.

2. Ausbau der Seewasserstraße Stettin—Swinemünde.

Der im Jahre 1928 begonnene Ausbau der Seewasserstraße Stettin—Swinemünde für Schiffe von 8000 Br.-Reg.-T und 8 m Tiefgang mit einer Solltiefe von 9 m bei GW steht vor der Vollendung. Im Bezirk des Hafenbauamts Swinemünde, d. h. auf der Strecke von See bis zur Insel Leitholm am Südende des Stettiner Haffs, ist die planmäßige Tiefe in vollem Umfange bereits hergestellt. Auf der bei Leitholm anschließenden Strecke des Wasserbauamts Stettin werden die Baggerungen voraussichtlich im Jahre 1935 beendet werden.

Im Jahre 1934 sind in beiden Bauamtsbezirken zusammen 1,3 Mill. m³ (Prahmmaß) Boden gebaggert worden, so daß der Gesamtbodenaushub nunmehr rd. 30 Mill. m³ beträgt. Von dem gebaggerten Boden wurden rd. 54000 m³ steiniger und kiesiger Boden geklappt, das übrige Baggergut wurde aufgespült. Mit dem im Haff gebaggerten Schlickboden wurden bei Sandhof (am Papenwasser, der südlichen Fortsetzung des Stettiner Haffs) ertraglose Flächen durch Überspülen in fruchtbares Land verwandelt. Der im Bezirk des Wasserbauamts Stettin gebaggerte Sandboden wurde zur Schaffung von Neuland in der Sandhof-Bucht vor das Ufer vorgespült, um einen Damm zu schaffen, in dessen Schutz die weitere Aufspülung mit schlammigem Boden vor sich gehen kann (Abb. 2).

Im Rahmen der Neubauarbeiten sind die vorhandenen Uferbefestigungen durch Sinkstücke verstärkt und die neu geschaffenen Ufer durch Packwerke mit Fußsicherung aus Faschinen-Klappplagen befestigt worden.

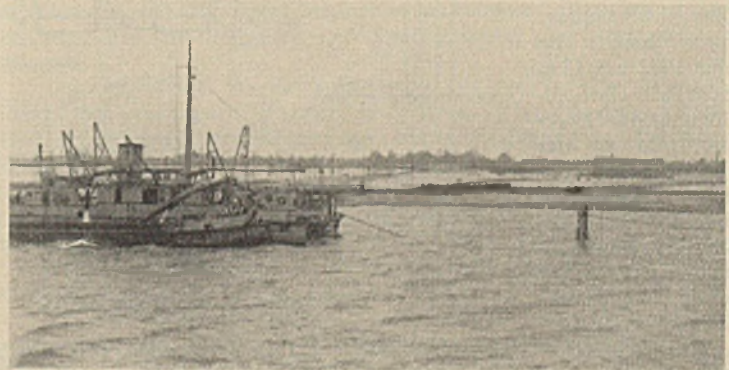


Abb. 2.

Spülfläche bei Sandhof (40 ha Neuland) mit Dieselspüler „Ziegenort“.

In der südlich des Hafens Swinemünde gelegenen Strecke „Mellinfahrt“ ist ferner rd. 2 km unterhalb des im Jahre 1933 erbauten Schutzbauwerkes¹⁾ eine 145 m lange und 30 m breite Grundschwelle aus Sinkstücken eingebaut worden, um eine Vertiefung der auf — 9 m liegenden Sohle der Mellinfahrt bei starkem Aus- oder Einstrom aus dem Haff zur See bzw. umgekehrt zu verhüten. Die Baukosten dieser Grundschwelle betragen rd. 27000 RM.

In der Nacht vom 8. zum 9. Februar 1934 sind in der Kaiserfahrt, die das Stettiner Haff mit der Swine verbindet, an sechs verschiedenen Stellen größere und kleinere Ufereinbrüche eingetreten, an der schlimmsten Stelle in einer Länge von 400 m (Abb. 3). Die Uferschäden sind bei Eisgang durch einen sehr starken Einstrom von See aus herbeigeführt worden, der durch einen von Westen nach Nordwesten umspringenden orkanartigen Sturm verursacht wurde. Die Ufersicherung besteht hauptsächlich in Faschinenklappplagen und umfaßt auch beträchtliche Erdarbeiten. Die gesamten Wiederherstellungskosten belaufen sich auf 100000 RM.

Am Westufer der Kaiserfahrt (rd. 16 km vom Ostmolenkopf Swinemünde) sind drei Stahldalben aus Union-Kastenprofil Nr. II hergestellt, die im Winter bei Eisgang zum Festlegen der von See kommenden Schiffe dienen sollen, wenn sie auf den Eisbrecher warten müssen. Jeder Stahldalben

¹⁾ Vgl. Bautechn. 1933, Heft 1/2, S. 5.



Abb. 3. 400 m langer Uferabbruch in der Kaiserfahrt.

besteht aus vier Union-Kastenprofilen Nr. II. Die einzelnen Kästen haben einen solchen Abstand voneinander, daß die Ausstufungsrahmen (C 40 bei + 1 m GW und bei + 3 m GW) dazwischen angebracht werden können. Aus Abb. 4 sind die Abmessungen ersichtlich. Der Stahldalben aus vier Kastenprofilen soll einem neunpfähligen Holzdalben gleichwertig sein. Die Kosten für die drei Stahldalben belaufen sich insgesamt auf rd. 10 000 RM.

3. Verlängerung der Westmole der Dievenowmündung.

Die Westmole der Dievenowmündung wurde bereits im Jahre 1932 um 45 m verlängert. Die Spülströmung der Dievenow, die an der Westseite der Mündung entlangläuft, sollte dort besser geführt und zusammengehalten werden, um dadurch die Barrenbildung vor der Mündung zu erschweren. Die Versandungen in und vor der Mündung sind danach stark zurückgegangen. Der günstige Einfluß der ersten Molenverlängerung führte dazu, daß im Jahre 1934 eine weitere Verlängerung um 40 m durchgeführt worden ist. Die früher 240 m lange Westmole ist durch die beiden Bauten um 85 m verlängert worden. Es ist anzunehmen, daß dadurch die Spülkraft des Stromes nun so gut zusammengehalten wird, daß die Versandungen, die durch die an der Mündung vorbeigehenden Küstenströmung herbeigeführt werden, gering bleiben und daß Baggerungen in Zukunft nur noch in großen Zwischenräumen erforderlich sind.

Abb. 5 zeigt den Bauzustand Anfang November 1934. Die beiden Reihen Molenpfähle, die gegenseitig verankert sind und oben 2 m, unten 3 m Abstand haben, sind gerammt, der Molenkörper ist zur Hälfte mit steinbeschwerten Faschinen ausgepackt.

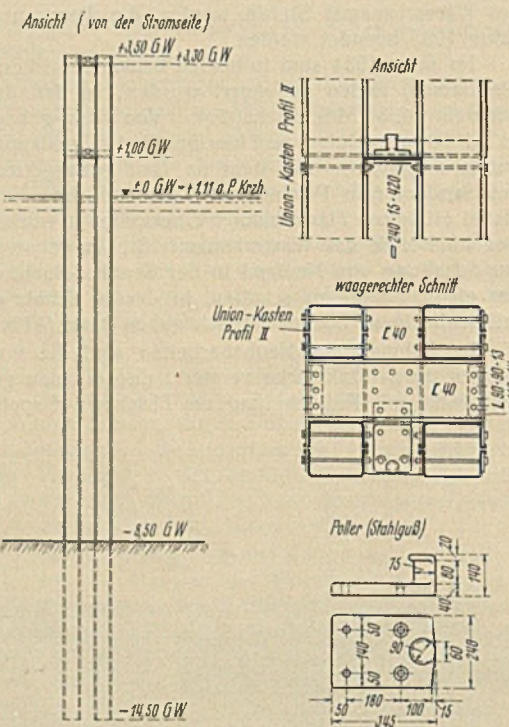


Abb. 4. Stahldalben in der Kaiserfahrt.

4. Pensiner Durchstich.

Im Jahre 1934 ist ein Durchstich des Peenefflusses bei Pensin, etwa 5 km unterhalb von Demmin, ausgeführt worden, wodurch eine große, der Schifffahrt sehr hinderliche Schleife abgeschnitten und eine Verkürzung des Schifffahrtweges um rd. 2,5 km erzielt worden ist. Hiermit ist ein alter Wunsch der Schifffahrt, insbesondere der Segelschifffahrt, erfüllt worden.

Für den Durchstich war ein Durchflußprofil bei GW von rd. 150 m² mit einer Sohlenbreite von 22 m und einer Tiefe von 4 m bei GW vorgesehen. Der Altarm wurde durch zwei Sperrdämme mit einer Kronenbreite von 15 m, einer Außenböschung von 1 : 4 und einer Binnenböschung von 1 : 3 abgeschlossen. An die Sperrdämme schließt sich ein hochwasserfreier Deich, der dem Laufe der Peene und des Durchstiches folgt und

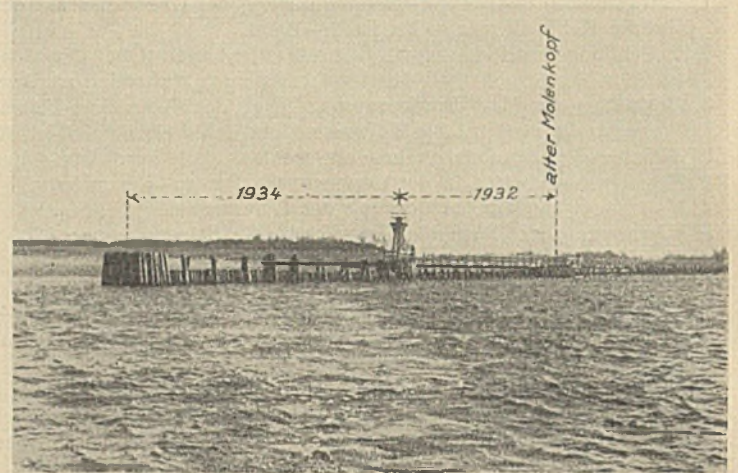


Abb. 5. Verlängerung der Westmole in der Dievenowmündung.

durch die rd. 250 ha abgeschlossen werden, die ein elektrisches Pumpwerk entwässert. Diese Melioration war Sache einer Genossenschaft. Zur Verbindung des durch den Durchstich abgeschnittenen Geländes mit der Ortschaft Pensin wurde eine Wagenfähranlage geschaffen. Ein hölzerner Fährprahm von 15 t Tragfähigkeit dient als von Hand betriebene Seilfähre; die Fähranlegestellen sind in Einschnitte verlegt, um nach Möglichkeit jede Behinderung der Schifffahrt auszuschließen.

Bei der Bauausführung sind rd. 140 000 m³ (im wesentlichen Moorboden) im Naßbaggerbetriebe gewonnen und in alte Torfstiche bzw. auf niedrige Wiesen gespült worden. Die Sperrdämme wurden aus Sandboden hergestellt, der in der Nähe gewonnen und an Ort und Stelle eingespült wurde. Nach dem Durchstich zu erhielten sie eine Abdeckung durch eine Faschinenmatte zum Schutze gegen Ausspülung.

Die Arbeiten wurden im Rahmen des Arbeitbeschaffungsprogramms ausgeführt. Die gesamten Kosten beliefen sich auf rd. 135 000 RM; die Kosten der Melioration sind hierin nicht enthalten.

5. Die Elbe unterhalb Hamburg.

Im Jahresbericht für 1933²⁾ ist erwähnt worden, daß im Rahmen der Fahrwasserregulierung am Osteriff über den ursprünglichen Ausbauplan hinaus am Südufer drei Uferrippen in Ausführung begriffen seien, die eine bessere Überleitung von der südlichen nach der oberhalb anschließenden nördlichen Stromkrümmung und eine möglichst Selbstströmung des Stromes auf dieser schwierigen Übergangsstrecke bewirken sollen. Es hat sich während der Bauausführung als zweckmäßig erwiesen, diese drei Uferrippen durch vier weitere zu ergänzen. Die Uferrippen stellen Verlängerungen bestehender Bühnen (Stacks) dar, deren Kopfböschungen sich der theoretischen Böschung des Stromprofils beim Übergang von der Stromkonkave in die Konvexe entsprechend allmählich abflachen. Im Zusammenhang mit dem Bau der Uferrippen und entsprechend der bisherigen Beobachtung der natürlichen Entwicklung des Stromes wird eine Änderung des ursprünglich im Plan angenommenen Fahrwassers unter weiterer Streckung der Linienführung durchgeführt; sie wird eine Veränderung der Befahrung durch Versetzen des Richtfeuers Sösmenhusen-Brunsbüttelkoog erfordern.

Der Bau der Rippen ist noch nicht abgeschlossen; die bisherigen Feststellungen lassen aber erhoffen, daß der erstrebte Erfolg eintreten wird.

Die Stromregulierungsarbeiten am Pagensand schreiten planmäßig fort; Veränderungen an der bereits fertiggestellten Hauptfährinne werden nicht mehr eintreten.

Im Jahre 1934 ist es nach jahrelangem Bemühen endlich gelungen, in der seit langem an der Unterelbe schwebenden Uferschutzfrage ein gutes Stück vorwärts zu kommen und zwischen den Anliegern und der Reichswasserstraßenverwaltung ein Einvernehmen herzustellen. Es ist bekannt, daß der Versuch gemacht worden ist, der Reichswasserstraßenverwaltung die gesamte Uferschutzlast mit der Behauptung aufzubürden, der ständige Abbruch der Ufer sei ausschließlich oder doch überwiegend eine Folge der strombaulichen Maßnahmen und der Einflüsse der Schifffahrt. Das Reich konnte und durfte diesem Ansinnen nicht nachgeben, weil nach seiner unerschütterten und unwiderlegt gebliebenen Auffassung der Uferabbruch in überwiegendem Maße eine Folge der natürlichen Ursachen — Ebbe und Flut, Wind und Wellen, Eis — neben unzureichender Uferunterhaltung durch die Anlieger selbst sei. Das Reich war in Anerkennung eines vielleicht zuzugebenden geringen Mitverschuldens unkontrollierbarer Schifffahrtseinflüsse und aus eigenem Interesse an der Herstellung eines Beharrungszustandes von vornherein bereit gewesen,

²⁾ Bautechn. 1934, Heft 3, S. 30.

nach seinen Kräften und Möglichkeiten mitzuhelfen, glaubte aber, die Trägerschaft den Anliegern überlassen zu müssen, schon um nicht entgegen klaren gesetzlichen Bestimmungen einen höchst gefährlichen Vorgang zu schaffen, der leicht eine vollständige Umkehrung der beiderseitigen Verantwortlichkeiten in der Uferschutzfrage hätte zur Folge haben können. Nachdem mit dem Vorspülen von Baggersand vor abbruchige Klaufer an der Unterweser seit mehreren Jahren sehr gute Erfahrungen gemacht worden waren, auch an der Untereibe bei Twielenfleth das Verfahren erstmalig erprobt und dann am rechten Ufer bei Kollmar auf Wunsch und unter der Trägerschaft des dortigen Deichverbandes eine großzügige Vorspülung im Jahre 1933 außerordentlich erfolgreich durchgeführt worden war, konnte auf Grund eines mit der Gemeinde Krautsand abgeschlossenen Vertrages 1934 das dort besonders gefährdete linke Elbufer auf ähnliche Weise geschützt werden. Die Reichswasserstraßenverwaltung spült den bei Unterhaltungsarbeiten gebaggerten Sand etwa bis zur Höhe der abbruchigen Uferkante in einer dem natürlichen Strandgefälle entsprechenden Neigung vor, alle übrigen Schutzarbeiten — Stacks, u. U. nötige Böschungsarbeiten an der Uferkante, Schutzpflanzungen zur Verhinderung von Sandverwehungen usw. — führen die Anlieger aus. Ähnliche Verträge mit den Interessenten oberhalb der Lühemündung und des Brammersandes stehen vor dem Abschluß; ihre Ausführung ist für 1935 in Aussicht genommen.

An der Lühe und Este sind die dortigen Uferausbauarbeiten weitergeführt worden, ihr Fortschritt ist von dem Aufbringen der Anliegerbeiträge abhängig; deshalb schreitet die Durchführung zeitweise langsamer vorwärts, als es technisch und im Rahmen der reichsseitig bereitgestellten Mittel möglich wäre.

6. Die Weser unterhalb Bremen.

Die Verhältnisse an der Außen- und Unterweser sind im wesentlichen unverändert geblieben; endgültige Entscheidungen über die Beseitigung schädlicher Folgewirkungen des letzten Unterweserausbau auf die Verhältnisse im Lesum- und Ochtumgebiet sind im Planfeststellungsverfahren noch nicht getroffen worden, es ist aber nach dem Stande der Verhandlungen zwischen der Verwaltung, den Planfeststellungsbehörden und den Anliegern nicht mehr mit der lange erörterten und vordem vielfach gewünschten Abschleusung der Lesum und der Ochtum an ihren Mündungen in die Weser zu rechnen.

Im Fahrwasser der Unterweser haben sich 1934 sehr umfangreiche und unbequeme Schlickablagerungen in der Gegend von Kleinensiel gezeigt; sie haben erhebliche Baggerungen erforderlich gemacht, die über das sonst an dieser — allerdings durch Selbstströmung noch niemals gehaltenen — Flußstrecke gewohnte Maß hinausgingen. Mutmaßlich sind diese außergewöhnlichen Verschlickungen auf die infolge der langandauernden Trockenheit eingetretene geringe Oberwasserführung zurückzuführen. Möglicherweise wird hier ein ergänzender Ausbau nötig werden, um das Selbstströmungsvermögen des Stromes zu erhöhen.

7. Die Hunte.

Der Bauplan für den Ausbau der unteren Hunte als Bestandteil des Küstenkanals zielte auf seine gleichzeitige Fertigstellung mit den auf preußischem Gebiet belegenen Abschnitten ab. Nachdem durch das Arbeitbeschaffungsprogramm 1933 dort eine Beschleunigung des Baues ermöglicht werden konnte, ist 1934 auch an der Hunte der bis dahin zurückgestellte Ausbau nachgeholt worden. Er beschränkte sich einstweilen auf die stark gekrümmte und enge Flußstrecke unterhalb Oldenburg auf etwa 7 km. Begradigungen waren schon vordem aus Arbeitbeschaffungsmitteln durchgeführt worden, 1934 brachte die Verbreiterung und geringe Vertiefung des Flußbettes bei und unterhalb Oldenburg. Dabei wurden vor allem die Verhältnisse an der Eisenbahndrehbrücke bei Drielake erheblich verbessert; bisher war nur eine Brückenöffnung schiffbar; nunmehr ist im Zusammenhang mit der Verbreiterung des Flusses auch die zweite Öffnung ausgebaut worden, so daß ein Richtungsbetrieb für die Schifffahrt möglich wird. Unmittelbar oberhalb der Brücke zweigte ein Privathafen senkrecht von der Stromrichtung ab. Bei dem zu erwartenden Küstenkanalverkehr mußte diese Abzweigung als Gefahrenquelle aus schiffahrtspolizeilichen Gründen beseitigt werden; der Hafen wird zugeschüttet und ersetzt durch eine parallel zum Stromufer gegen die Uferlinie entsprechend zurückgelegte, aus eisernen Spundwänden hergestellte Liegestelle. Die Fertigstellung des vorläufigen Ausbaues in seinem wesentlichen Umfange geschieht so zeitig, daß der Eröffnung des Kanalverkehrs zum Frühjahr 1935 hinsichtlich der Verhältnisse auf der unteren Hunte Hindernisse nicht entgegenstehen werden.

Späterer Entscheidung ist vorbehalten geblieben, ob und inwieweit der Ausbau auf die untere Flußstrecke, insbesondere an der noch recht unbequemen Krümmung oberhalb Huntebrück, ausgedehnt werden muß. Unter Umständen kann auch eine Verlegung der Mündung in die Weser in Frage kommen. Zuvor soll aber die Entwicklung des Küstenkanalverkehrs abgewartet werden.

8. Die Ems unterhalb Papenburg.

1933 ist eingehend über die Regulierung der unteren Ems unterhalb Emden berichtet worden³⁾. Hinzuzufügen bleibt, daß die Aufhöhung der Regulierungswerke an der Knock auf MHW inzwischen fertiggestellt worden ist und daß der Gesamterfolg der drei Teilregulierungen als durchaus erfreulich bezeichnet werden darf; das hat sich in fast unerwartet günstiger Weise bei den Unterhaltungsbaggerungen des Jahres gezeigt.

Die Verbesserung des Stromabschnitts unterhalb Emden hat in Verbindung mit den schon früher ausgeführten Durchstichen auf der Emsstrecke zwischen Papenburg und Leerort zu einer Verstärkung der Ebbe- und Flutbewegung auch oberhalb Emden geführt mit dem Erfolge einer natürlichen Vertiefung des Flußbettes bis nach Papenburg hinauf. Das hat die Möglichkeit geboten, entsprechend lange gebegten Wünschen der Papenburger Handels- und Schifffahrtskreise bekanntzugeben, daß bis auf weiteres auf der Stromstrecke von Papenburg bis Leerort mit einer Fahrwassertiefe von 4,50 m unter MHW statt bisher 4,10 m gerechnet werden kann.

9. Die Insel Borkum.

Die Verlängerung der vier Bühnen am Westrande der Insel zur Durchbauung des Strandgatje ist fortgesetzt worden. Zwei Bühnenverlängerungen kommen 1934 zur Fertigstellung, die dritte ist angefangen. Ein Erfolg kann sich erst einige Zeit nach endgültiger Fertigstellung der Gesamtanlage zeigen.

10. Seezeichen.

Funkfeuer der Nord- und Ostsee. Auf Grund eines zwischen den Nord- und Ostseestaaten in Paris und Stockholm 1933 getroffenen Abkommens, das für alle Seefunkfeuer in dem in Betracht kommenden Seegebiet in bezug auf Wellenlänge, Tonhöhe, Sendezeiten und Reichweite zur Vermeidung gegenseitiger Störungen einen einheitlichen Sendeplan vorsieht, sind im Januar 1934 auch die vorhandenen 13 deutschen Seefunkfeuer in diesen Plan eingegliedert worden.

Nordseegebiet. Im weiteren Ausbau der Befuerung der Außenweser wurde im Anschluß an die für den Langlütjen-Übergang im Jahre 1933 hergestellte Richtfeuerbezeichnung ein neues Richtfeuerpaar „Langlütjen“ zur Bezeichnung des Fedderwarder Hauptfahrwassers durch Umbau der bestehenden Leuchtbake „Langlütjen“ zum Oberfeuer und Hinzufügung eines Unterfeuers geschaffen. Beide Feuer werden mit Flüssiggas betrieben.

An der Elbe wurde im Zusammenhang mit den Stromregulierungsarbeiten das mit Flüssiggas betriebene Leuchtfeuer „Pagensand-Süd“ errichtet, das die Südspitze der Strombauwerke von Pagensand bezeichnet.

Ostseegebiet. An der schleswig-holsteinischen Ostseeküste haben die Leuchtfeuer „Pelzerhaken“ und „Strukkamphuk“ durch Umstellung von Flüssiggasbetrieb auf elektrischen Betrieb eine Verstärkung erfahren.

In Verfolg der Ausrüstung der wichtigsten Feuerschiffe und Küstenpunkte der Ostsee mit Anlagen zur Ausführung von Richtungen und Abstandbestimmungen ist bei der Leuchtfeuer- und Nebelsignalanlage „Jershöft“ ein Funkfeuer in Verbindung mit einer Wasserschallanlage errichtet worden.

Das Funkfeuer ist mit einem 30-Watt-Sender ausgerüstet und besitzt eine Reichweite von 50 sm. Es arbeitet zusammen mit den benachbarten Funkfeuern „Swinemünde“ und „Feuerschiff Adlergrund“ auf der Welle 318,5 kHz (942 m) mit der Tonhöhe 600 Hz. Der etwa 40 m lange Luftleiter ist an zwei 35 m hohen, in der Nähe der Küste freistehenden Eisengittermasten aufgehängt.

Der mit dem Funkfeuer gekoppelte, mit einer akustischen Leistung von 1000 Watt und der Tonhöhe 1050 Hz arbeitende Wasserschallsender (Zweifachgruppensender) ist in einer Wassertiefe von 16,5 m in 3000 m Entfernung von der Küste an einem eisernen Grundgestell aufgehängt. Ein zweiter nahebei ausliegender Wasserschallsender dient als Ersatz.

Die Maschinen- und Schaltanlagen sind in dem in der Nähe des Leuchtfeuers befindlichen Maschinenhaus untergebracht. Die Stromversorgung wird durch das Überlandnetz besorgt. Im Falle von Störungen des Überlandnetzes wird die Stromversorgung durch einen dieselelektrischen Maschinensatz übernommen.

B. Binnenwasserstraßen.

1. Bezirk Ostpreußen.

An dem Gilgedurchstich bei Jedwilleiten wurden die restlichen Erd- und Böschungsarbeiten an den Schleusenvorkanälen und den Trennungsbühnen in der Hauptsache fertiggestellt, so daß mit der Inbetriebnahme des Gilgeseitenkanals nach vorhergehendem Probetrieb im Frühjahr 1935 gerechnet werden kann.

Am Oberpregele wurde die zweitunterste Staustufe Taplaken fertiggestellt und dem Verkehr übergeben. Abb. 6 zeigt die einschiffige

³⁾ Bautechn. 1934, Heft 3, S. 30.

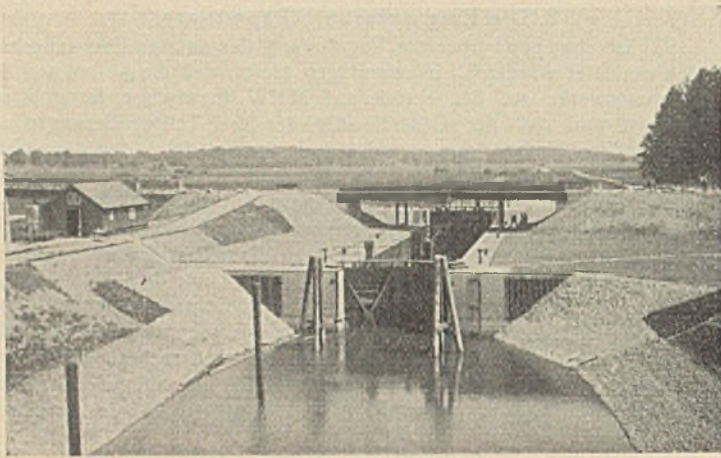


Abb. 6. Unterwasseransicht der Schleuse Taplaken.

Kammerschleuse für 250-t-Schiffe mit der darüberführenden eisernen Straßenbrücke im Zuge der Chaussee Wehlau—Insterburg. Die aus einem Nadelwehr, einer Schiffahrtsschleuse und zwei Schöpfwerken bestehende

Staufstufe Taplaken wurde ausgeführt auf Grund des Arbeitbeschaffungsprogramms (Papen-Programm) mit einem Gesamtaufwande von rd. $1\frac{1}{4}$ Mill. RM.

Die Bauarbeiten der untersten bei Wehlau zu erstellenden Staufstufe der im ganzen fünf Staufstufen aufweisenden Oberpegelkanalisierung wurden wesentlich gefördert. Die Schiffahrtsschleuse mit massiven Häufern und von eisernen Spundwänden eingefasster Schleusenammer sowie ihr Ober- und Unterkanal wurden fertiggestellt, desgleichen das Schleusenwärterdienstgehöft. Die Kosten des Baues der Schleuse wurde bestritten aus Mitteln des Reinhardt-Programms.

Zur Vollendung der Oberpegelkanalisierung steht nunmehr nur noch der Bau des Wehlauer Nadelwehres und zweier Schöpfwerke oberhalb desselben aus, der im Rechnungsjahr 1935 aus Haushaltsmitteln vorgenommen werden soll.

Die seit dem Jahre 1922 ruhenden Bauarbeiten am Masurischen Kanal wurden aus Mitteln des Arbeitbeschaffungsprogramms mit 2 Mill. RM wieder aufgenommen. Es wurden drei Erdarbeitslose vergeben, und zwar die Fertigstellung der früher schon begonnenen Lose Wilhelmshof-Georgenfelde (rd. 5 km) und Proeck-Klein-Bajohren (rd. 7 km), sowie die Ingriffnahme des Loses Georgenfelde-Proeck (rd. 8 km). Außerdem sind die drei noch fehlenden Brückenbauten, und zwar eine gewölbte Brücke und die eisernen Überbauten zweier anderer Brücken, deren Pfeiler schon vor dem Weltkriege errichtet waren, in der Herstellung begriffen.

(Fortsetzung folgt.)

Die Arbeiten der Wasserbauverwaltung des Landes Sachsen im Jahre 1934.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Ministerialdirektor Dr. Ing. chr. Sorger, Dresden.

Im Jahre 1934 standen die Arbeiten der Wasserbauverwaltung des Landes Sachsen wiederum unter dem Zeichen der Arbeitbeschaffung. Dank der erfolgreichen Maßnahmen der Wirtschaftsbelebung durch die Reichsregierung ist zwar der Stand der Erwerbslosenziffer auch in Sachsen wesentlich abgesunken; er lag aber im Jahre 1934 immer noch über dem Reichsdurchschnitt, so daß auch weiter mit aller Kraft dafür gesorgt werden mußte, durch Bauarbeiten des Staates diesen Notstand wenigstens zum Teil zu beheben.

In einem Aufsätze der Bautechn. 1934, Heft 1, habe ich ausgeführt, daß für die Wasserbauverwaltung Sachsens das Arbeitsgebiet des Ausbaues der Flußläufe und insbesondere auch die Maßnahmen zur Reinhaltung des Wassers der Flußläufe geeignet sind, durchaus nutzbringende Arbeitsgelegenheit für viele, auch ungelernete Arbeitskräfte zu schaffen. Im Verfolg hiervon wurden im Jahre 1934 planmäßig diese Arbeiten an den Flußläufen Sachsens besonders im nördlichen Teile des Landes weiter gefördert. In technischer Hinsicht sind diese Pläne so durchgeführt worden, daß die Nieder- und Mittelwasser in einer Flußrinne tunlichst zusammengehalten werden, und daß die Flußläufe an den Stellen eingedeicht werden, wo Hochwasser durch Überschwemmungen bisher großen Schaden verursacht hatten. Die Erfahrungen haben gezeigt, daß für Sachsen diese Ausbaueise der Flußläufe die richtige ist. Dabei wurde auch wiederum den berechtigten Wünschen der Landwirtschaft nach Hebung des Bodenertrages durch Anlage umfangreicher landwirtschaftlicher Entwässerungsanlagen in weitem Umfange Rechnung getragen. In gemeinsamer Arbeit der Wasserbauverwaltung und der Kulturbauverwaltung des Landes sind so vornehmlich die Abflußverhältnisse der Flußläufe und die Bodenwirtschaftsverhältnisse im Gebiete der Spree, der Lausitzer Neiße, der Schwarzen Elster mit Klosterwasser und der Röder verbessert worden. Besondere Erwähnung verdienen die Eindeichungsarbeiten, die in größerem Umfange im Flußgebiete der Zwickauer, der Freiburger und der Vereinigten Mulde zur Verhütung von Überschwemmungen durchgeführt worden sind. Dieses Flußgebiet ist zum Teil dicht besiedelt, industriell hoch entwickelt und besonders im nördlichen Teile landwirtschaftlich stark genutzt. Dabei sind Eindeichungen oder besondere Hochflutrinnen grundsätzlich nur dort angelegt worden, wo besonders wertvolles Uferland gegen die ständigen Überschwemmungen zu schützen ist. Im nördlichen Teile von Sachsen tritt aber die Vereinigte Mulde schon bei einem mittleren Hochwasser breit über die Ufer aus, dabei bewirkt das Hochwasser, das sehr reichlich absitzbare Schwebstoffe führt, bald eine Verfilzung des Bodens der anliegenden Ländereien, deren Ertrag dann auf ein Mindestmaß zurückgeht. Nur durch eine Eindeichung konnte diesen Übelständen begegnet und das Land wieder einem der Bodenbeschaffung entsprechenden Ertrag zugeführt werden.

Der Gesamtaufwand für diese Regelungs- und Eindeichungsarbeiten sowie für Vorflutbeschaffung betrug im Jahre 1934 rd. 25 Mill. RM; auf 200 Baustellen sind insgesamt 3 Mill. Tagewerke geleistet worden, die Höchstzahl der beschäftigten Arbeiter war 15 000.

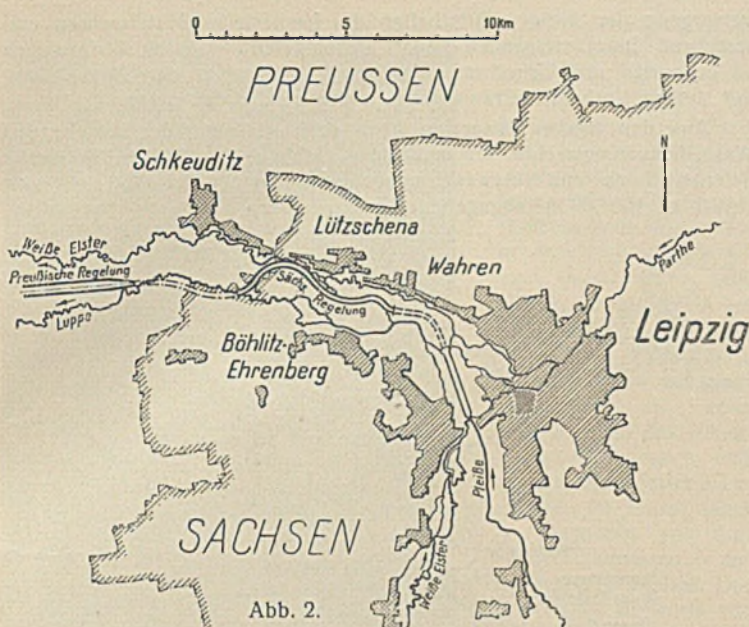
Eine Arbeit der sächsischen Wasserbauverwaltung verdient im Rahmen dieser Flußbauarbeiten noch eine besondere Erwähnung: die Elster-Luppe-Regelung unterhalb Leipzigs. In meinem Aufsätze in Bautechn. 1934, Heft 1, hatte ich die Arbeiten aufgeführt, die oberhalb

Leipzigs im Elster- und Luppegebiet vorgenommen werden. Ich führte dabei u. a. aus, daß durch den Bau eines vor allem biologisch wirkenden Stausees von rd. 2 Mill. m³ Inhalt und von rd. 100 ha Beckenfläche der Reinigungsgrad des Elsterwassers verbessert werden soll. Der Bau dieses Elsterstausees und seiner Nebenanlagen ist im September 1934 beendet worden. Die Wirkung, die mit diesen Anlagen erreicht werden sollte, ist voll eingetreten. Abb. 1 zeigt die Anlage dieses Stausees nach dem Beginn der Füllung. — Die Regelungsarbeiten der Elster und der Luppe in der Stadt Leipzig und unterhalb Leipzigs im Norden und Westen der Stadt bis an das preußische Gebiet sind im allgemeinen Landeskulturinteresse als dringlich zu bezeichnen. Sie wurden nach einem durch Oberregierungsbaurat Rudolph von der Sächsischen Wasserbaudirektion auf-



Abb. 1. Blick vom Wärterhaus auf Elsterregelung (links) und Westhälfte des Stausees (rechts).

gestellten Plan im Frühjahr 1934 in Zusammenarbeit des Sächsischen Staates und der Stadt Leipzig in Angriff genommen (s. Abb. 2). Der Elsterfluß teilt sich im Stadtgebiet Leipzig in mehrere stark gewundene Arme auf. Die Querschnitte dieser Arme sind zur Abführung der Hochwasser unzureichend, dazu beeinträchtigt ein hoher Grundwasserstand schwer die Nutzbarkeit des Auengeländes innerhalb und nordwestlich der Stadt für die Forst- und Landwirtschaft. Auch verloren die großen Wald- und Wiesenflächen durch die schwere Mückenplage, die mit der ständig hohen Bodenfeuchtigkeit verbunden ist, allmählich ihre Bedeutung als Erholungsstätte für die Bevölkerung der Stadt Leipzig. Der Gesamtplan sieht die Anlage eines neuen Flußlaufes vor, der der natürlichen Tiefelage des Auengeländes in gekrümmter Linienführung folgt und in einem 80 m breiten Flußprofil das gesamte, etwa 625 m³/sek betragende Hochwasser der Elster und auch der Luppe aufzunehmen vermag. Die Sohle des neuen Flußlaufes ist so tief gelegt, daß durch eine besondere



Binnenentwässerung der zu hohe Grundwasserspiegel des Auengeländes abgesenkt wird, und daß auch bei kleinen Hochwassern noch eine ausreichende Vorflut für das gesamte Auengelände gegeben ist. Die bisherigen Wasserarme sowie auch besonders tief liegende Teile des Auengeländes sollen dabei verfüllt und als Grünstreifen angelegt werden. Dadurch werden auch die berechtigten Wünsche des Heimatschutzes erfüllt, und das Auengelände wird wieder der großstädtischen Bevölkerung als Erholungsstätte aufgeschlossen. — Die zur Zeit in Ausführung begriffenen Arbeiten erstrecken sich auf eine Baulänge von rd. 8 km, sie erfordern einen Baukostenaufwand von insgesamt rd. 3 Mill. RM und werden im Frühjahr 1935 beendet sein. — Es ist weiter beabsichtigt, später diese Regelungsarbeiten flußaufwärts bis zu dem im Kern der Stadt Leipzig an den sogenannten „Frankfurter Wiesen“ liegenden Elsterflutbecken fortzusetzen. Auch flußabwärts sollen diese Arbeiten weitergeführt und an die auf preußischem Gebiete zur Zeit im Gange befindlichen Hochwasserregelungsarbeiten der Elster-Aue angeschlossen werden.

In meinen früheren Aufsätzen in der Bautechnik habe ich ausgeführt, daß in Sachsen die Reinhaltung der Flußläufe, die Verwendung des Flußwassers zum Gemeingebrauch nur durch den Zusammenschluß aller Nutznießer des Wassers eines Flußgebietes zur technisch wirtschaftlich richtigen Lösung geführt werden kann. Durch das Landesgesetz vom 23. Dezember 1933 ist die Bildung einer Genossenschaft im sächsischen Niederschlagsgebiet der Mulden zur Erfüllung dieser Aufgaben gebildet worden; im Aufsätze Bautechn. 1934, Heft 1, habe ich die Aufgabe der Genossenschaft näher erläutert. Die „Muldenwassergenossenschaft“ hat am 1. April 1934 ihre Tätigkeit aufgenommen und zunächst die Grundlage für ihre Arbeiten dadurch geschaffen, daß sie an 150 Stellen des Muldengebietes regelmäßig Flußwasser entnimmt und die Beschaffenheit des Wassers in einem von ihr selbst eingerichteten chemischen Laboratorium untersucht.

Die Muldenwassergenossenschaft hat aber auch an den Stellen des Flußgebietes, an denen dringend Abhilfe erforderlich ist und bereits vorher eingehend Vorarbeiten zur Behebung der Mißstände von den staatlichen Stellen geleistet worden waren, die Arbeiten, die sich in den Rahmen der Gesamtplanung für das Muldengebiet einfügen, in Angriff genommen. So baut sie zur Zeit die Beschleunigungsanlagen für die Gemeinden: Stadt Schneeberg, Neustädtel, Radiumbad Oberschlema und Niederschlema, deren Abwasser in einer Zentralanlage — Absitzbecken — zusammengefaßt werden. Ebenso wird sie in Kürze die erforderlichen Sammler und Kläranlagen, ebenfalls Absitzbecken, für die Städte Zwickau und Plantitz und die Papierfabriken in Crossen erstellen.

Im Westen Sachsens ist mit den gleichen Aufgaben, die die Muldenwassergenossenschaft zu erfüllen hat, durch Verordnung des Herrn Reichsministers des Innern vom 23. Juli 1934 für das sächsische, thüringische und preußische Zuflußgebiet der Weißen Elster und der Luppe ein Verband, der „Weißelsterverband“, gegründet worden.

Das Gebiet der Weißen Elster, das von diesem Verband saniert werden soll, umfaßt etwa 2 Mill. Einwohner, davon etwa 1,5 Mill. in Sachsen, 390 000 in Thüringen und 150 000 in Preußen. Das Niederschlagsgebiet ist 5100 km² groß; davon liegen 1618 km² in Sachsen, 1710 km² in Thüringen, 708 km² in Preußen; der kleine Rest des Niederschlagsgebietes liegt in Bayern und in der Tschechoslowakei. — Die Wasserführung der Weißen Elster schwankt sehr. Die mittlere Niedrig-

wassermenge, d. i. eine Wassermenge, die an etwa 250 Tagen des Jahres erreicht wird, ist bei Plauen i. Vogtl. 2,4 m³/sek, bei Leipzig 14 m³/sek. Das häusliche und gewerbliche Abwasser beträgt im allgemeinen 1/4 der mittleren Niedrigwassermenge, unterhalb Leipzigs sogar 1/3. Bei sehr niedrigen Wasserständen führen Weiße Elster und Luppe fast nur Abwasser. Das höchste Hochwasser der Weißen Elster betrug im Jahre 1890 in der Weißen Elster bei Plauen i. Vogtl. rd. 223 m³/sek, auf der Mündungsstrecke zwischen Leipzig und der Saale rd. 450 m³/sek.

Die Klagen über die Verunreinigung des Flußwassers wurden im Laufe der Zeit immer häufiger und dringlicher, weil im sächsischen wie im thüringischen und preußischen Niederschlagsgebiet der Weißen Elster Industrie, Handel und Gewerbe einen sehr großen Aufschwung nahmen und im Zusammenhang damit viele Gemeinden sich zu volkreichen Ortschaften entwickelten. Die Folge dieser wirtschaftlich günstigen Entwicklung war eine erhebliche Zunahme der aus den Gemeinden und aus den Industrieanlagen den Wasserläufen zugeleiteten Abwassermengen und damit eine steigende Verunreinigung der Flüsse. Der Aufschwung, den die Braunkohlenindustrie in dem oberhalb Leipzigs gelegenen sächsischen, thüringischen und preußischen Gebiet nahm, ist bekannt. Neben der Herstellung von Briquets hat die Verarbeitung der Braunkohle in Schwelereien zu Koks, Teer, Paraffin und Öl große Bedeutung erlangt. Mit dieser Entwicklung ist eine entsprechende Beanspruchung der Wasserläufe als Vorfluter für das Abwasser verbunden. Oberhalb des Kohlengebietes überwiegt das Abwasser aus Webereien, Spinnereien, Wollwäschereien, ferner aus Leder-, Zellulose- und Papierfabriken und aus Eisenwerken mit Beizerereien. Von den wichtigeren Zuflüssen der Weißen Elster sind besonders stark verunreinigt die Schwennigke durch Abwasser aus preußischen Industrieanlagen, ferner die Schnauder, der Gerstenbach, der die sogenannte blaue Flut mit dem Abwasser der Stadt Altenburg aufnimmt, die Pleiße, der das Abwasser der Städte Crimmitschau und Werdau und der dort und in der Nachbarschaft dieser Städte ansässigen Industrie zugeführt wird, und des sogenannten Meerchens, das als Abwasserkanal für die Stadt Meerane dient. Im mittleren und oberen Niederschlagsgebiet der Weißen Elster ist es besonders das Abwasser der preußischen Stadt Zeitz, der thüringischen Städte Gera, Weida und Greiz, ferner der sächsischen Städte Elsterberg, Plauen i. Vogtl., Oelsnitz und Adorf, endlich der im Göltzschthal gelegenen Gemeinden und der in den genannten Orten ansässigen Industrie, das eine erhebliche Verunreinigung der Wasserläufe herbeiführt.

Die Verunreinigung der Wasserläufe gefährdet und beeinträchtigt so in erheblichem Maße öffentliche wie private Belange. Das Trinkwasser, das die Leipziger Vorstadt Wahren und die Städte Schkeuditz und Halle der Elster-Aue entnehmen, ist daher der Gefahr der Verunreinigung ausgesetzt. Die Anwohner leiden unter den Ausdünstungen des durch Abwasser verunreinigten Flußwassers. Es werden aber auch wichtige Wassernutzungsrechte, wie das Recht auf Entnahme von Flußwasser für gewerbliche Zwecke (Kesselspeisung, Verwendung als Fabrikationswasser) oder für landwirtschaftliche Zwecke (Bewässerung von Grundstücken), in erheblichem Maße beeinträchtigt; an vielen Stellen ist die Wasserentnahme für den Gemeingebrauch überhaupt nicht mehr möglich. Bei Hochwasser verursacht das auf das Überschwemmungsgebiet austretende Wasser infolge der Mitführung und Ablagerung der aus dem Abwasser stammenden Schlammassen erheblichen Schaden. Von besonderem Belang ist die Tatsache, daß auch die Industrie seit mehreren Jahren sich gegen die Flußverunreinigung energisch wehrt und durch ihre Berufsvertretungen bei den zuständigen Behörden vorstellig wird.

Preußen, Thüringen und Sachsen waren sich darüber einig, daß diesen Übelständen nur durch den Zusammenschluß der Abwassereinleiter des gesamten Niederschlagsgebietes der Weißen Elster und der Luppe erzieht werden könnte. Die Gründung von Wassergenossenschaften aber war nach den Wassergesetzen der beteiligten Länder für die hier in Frage kommende Aufgabe auch nicht möglich. Mit einem freiwilligen Zusammenschluß der Einleiter war überdies nicht zu rechnen. Es erschien außerdem zur wirksamen Bekämpfung der Mißstände notwendig, für das gesamte Niederschlagsgebiet der Elster und der Luppe einen einzigen Selbstverwaltungskörper zu bilden. Dieser Selbstverwaltungskörper sollte auch nicht kraft des Willens seiner Mitglieder, sondern kraft Gesetzes entstehen.

Dem Weißelsterverband, der durch die vorerwähnte Verordnung des Reiches gebildet worden ist, liegt also ob, im Zuflußgebiete der Weißen Elster und der Luppe die Abwassereinleiter zu überwachen und, soweit nötig, die Abwasserreinigung und -einleitung selbst zu übernehmen oder das infolge der Einleitung von Abwasser verunreinigte Wasser der Wasserläufe zu reinigen. Der Verband kann in dem erwähnten Zuflußgebiete als weitere Aufgaben übernehmen:

die Zuleitung von Abwasser zu den Verbands-Reinigungsanlagen, den Ausbau (die Instandsetzung) und die Unterhaltung von Wasserläufen oder von einzelnen Wasserlaufstrecken und Hochwasserregelungen an Stelle der nach den Landeswassergesetzen Verpflichteten,

die Herstellung, den Betrieb und die Unterhaltung von Sammelbecken (Talsperren) zur Verbesserung der Wasserführung einzelner Wasserläufe,
die wirtschaftliche Ausnutzung der Verbandsanlagen.

Der Verband kann also die vielseitigsten wasserwirtschaftlichen Aufgaben erfüllen und, wenn er es für notwendig erachten sollte, die Wasserwirtschaft dieses ganzen Flußgebietes im Interesse des Gemeinwohls entscheidend regeln.

Verbandsorgan ist der aus drei Mitgliedern bestehende Vorstand. In den Vorstand entsendet jedes Land ein Mitglied, dessen Bestellung es jederzeit widerrufen kann. Den Vorsitz im Vorstände führt das vom Lande Sachsen in den Vorstand entsandte Mitglied.

Dem Verbandsorgan liegt unter Leitung des Vorsitzenden die Durchführung der Verbandsaufgaben und die Verwaltung aller sonstigen Verbandsangelegenheiten ob.

Beitragspflichtig zu dem Verbandsorgan sind nur diejenigen Gemeinden, Grundeigentümer und Inhaber von gewerblichen und anderen Unternehmungen von Anlagen, die im Zuflußgebiete der Weißen Elster und der Luppe von der Durchführung der Verbandsaufgaben Vorteil haben (Beteiligte). — Die Beiträge werden im Verhältnis des Vorteils bemessen, der den einzelnen Beteiligten aus der Durchführung der Verbandsaufgaben erwächst. Eine Neubelastung der Beteiligten tritt durch die Verbandsaufgaben nicht ein, denn es handelt sich nicht um Aufbürdung neuer Lasten, sondern um die Zusammenschließung der Abwassereinleiter zur Erfüllung der ihnen nach den Landesgesetzen bereits obliegenden Verpflichtung zur Klärung des eingeleiteten Abwassers. Es leuchtet ein, daß der Zusammenschluß ihnen die Erfüllung dieser Verpflichtung auch in finanzieller Hinsicht erleichtern wird. In den Fällen aber, in denen die Gemeinden an Stelle der Eigentümer von Unternehmungen und Anlagen Mitglieder der Genossenschaft sind, tritt ebenfalls keine neue Belastung für die Gemeinden ein, weil sie ihre Genossenschaftsbeiträge auf die erwähnten Eigentümer umlegen können.

Der Verband hat seine Tätigkeit zum Nutzen der Gemeinden, der Industrie, der Landwirtschaft und zum Segen der Volksgesundheit bereits aufgenommen. — Auch die Erwerbslosennot im Elstergebiete, die dort zur Zeit noch groß ist, werden die Bauarbeiten des Verbandes in hervorragendem Maße mit lindern helfen.

Bereits in Bautechn. 1933, Heft 1/2, hatte ich ausgeführt, daß die in den früheren Jahren im Tale der Wilden Weißeritz erbauten Talsperren bei Klingenberg und bei der Lehmühle der Trinkwasserversorgung des Landestelles „Mittelsachsen“ mit dienen sollen. Denn die natürlichen Grundwasserspender des Landestelles Mittelsachsen, der rd. 1 Mill. Einwohner umfaßt, sind infolge des geologischen Aufbaues beschränkt und durch die baulichen Geländeaufschließungen sowie durch die Bodenverbesserungen für Landwirtschaft und Forstbetrieb in den letzten Jahrzehnten noch vermindert worden. Weiter hat die Ergiebigkeit der Wasserversorgungsanlagen, die auf die Gewinnung uferfiltrierten Wassers abgestellt sind, infolge der zunehmenden Verunreinigung der Flußläufe und der damit einhergehenden Verstopfung des natürlichen Bodenfilters erheblich nachgelassen. — Zur Zeit werden im Weißeritzgebiet und in der Elbaue zwischen Pirna und Meißen die vorhandenen Grundwasserschätze bereits aufs äußerste in Anspruch genommen. Die außerordentliche Trockenheit der Jahre 1928 und 1929 mit dem dazwischenliegenden harten Winter zeigten die Gefahren, die bei der jetzigen Trinkwasserversorgung der Bevölkerung von Dresden und von den Städten und Gemeinden seiner näheren und weiteren Umgebung drohen. — Durch den lang anhaltenden Niederwasserstand und den dadurch bedingten hohen Verschmutzungsgrad der Elbe wurden die Wassergewinnungsanlagen der Stadt Dresden, die zum großen Teil uferfiltriertes Elbwasser fördern, sowohl in ihrer Ergiebigkeit als auch in bezug auf die Güte des gelieferten Wassers erheblich beeinträchtigt. Wenn auch die drohenden Schwierigkeiten durch Übergang zu einer künstlichen Grundwasseranreicherung im Wasserwerk Hosterwitz zunächst überwunden worden sind, so konnte doch kein Zweifel mehr bestehen, daß für künftige Zeiten eine weitere Sicherstellung der Trinkwasserversorgung des Landestelles Mittelsachsen entsprechend der voraussichtlichen Steigerung des Bedarfs notwendig ist. Bei dem Mangel an ausreichendem Grundwasservorkommen muß die weitere Wasserversorgung auf andere Grundlagen, auf Talsperren, gestellt werden. Die Talsperre bei Klingenberg faßt rd. 16 Mill. m³, die an der Lehmühle 22 Mill. m³.

Die Vorarbeiten ergaben als günstigste Lösung einer einwandfreien Trinkwasserversorgung den Vorschlag, die vorhandenen Wasserwerke an der Elbe und die Talsperren im Gebiete der Wilden Weißeritz wirtschaftlich zu verbinden und gemeinschaftlich zu betreiben, d. h. den Talsperren im wesentlichen die Grundbelastung des Wasserverbrauches zuzuweisen und die Grundwasserwerke zur Deckung des Spitzenbedarfs heranzuziehen. Durch diese Lösung wird auch die Trink- und Nutzwasser-

versorgung der übrigen Ortschaften des Landestelles Mittelsachsen entsprechend ihrem steigenden Bedarf sichergestellt. Künftig können sich so Talsperren und Grundwassergewinnungsanlagen in der Überwindung der starken Verbrauchswankungen weitgehend unterstützen.

Aus den beiden Talsperren kann nach Ablösung der bestehenden Wasserbenutzungsrechte die aus dem Gebiete der Wilden Weißeritz lieferbare Trink- und Nutzwassermenge auf durchschnittlich 1250 l/sek oder täglich rd. 100 000 m³ abgegeben werden.

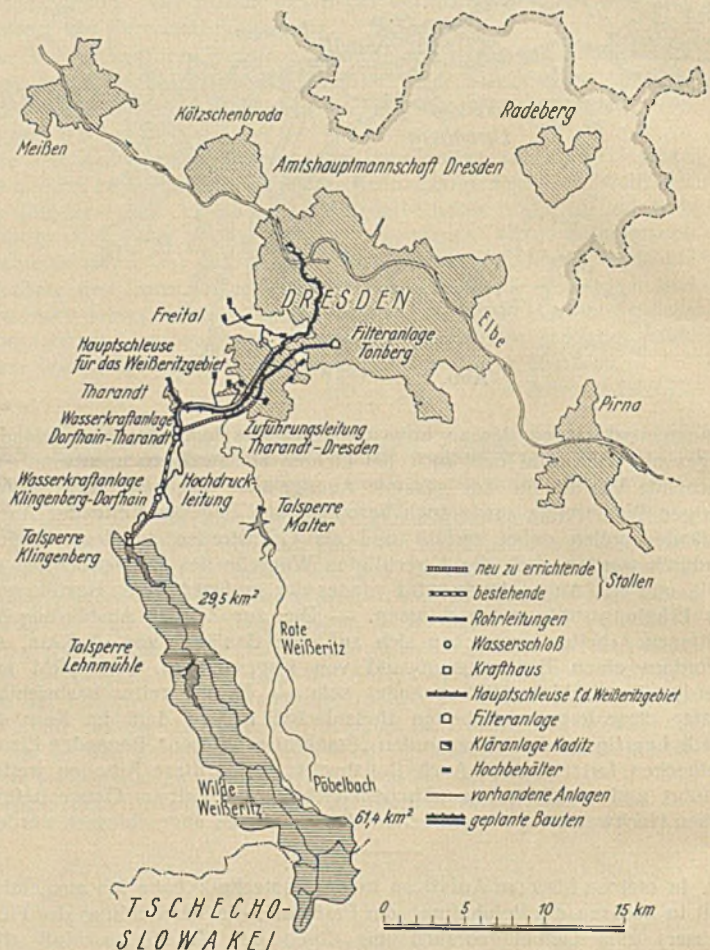


Abb. 3.

Der Umfang der baulichen Herstellung für die Trinkwasserversorgung ist auf das zur Erreichung des Zweckes unbedingt Notwendige beschränkt worden, ohne jedoch das Ziel der größtmöglichen Betriebsicherheit aus dem Auge zu lassen. Das Wasser läuft zunächst im Weißeritzbett aus der Talsperre Lehmühle der rd. 12 km unterhalb gelegenen Talsperre Klingenberg zu. Von dieser Talsperre fließt es in einem Stollen zur Wasserkraftanlage Dorfhain-Tharandt, die es durchläuft. Vom Untergraben dieser Kraftanlage bis nach Dresden wird das Wasser durch eine rund 12 km lange, teils als Stollen, teils als Rohrleitung von 1200 mm Durchm. ausgebildete Zuführungsleitung zu der auf den Höhen südlich von Dresden gelegenen Filteranlage Tonberg geführt. Nach Aufbereitung in dieser Anlage wird das Wasser dem benachbarten Hochbehälter zugeleitet (Abb. 3). Weiter sieht der Bauplan die Herstellung einer Sammelschleuse von Hainsberg durch den Plauenschen Grund bis zum Anschluß an das Dresdner Kanalnetz vor, weil infolge des Wasserentzuges die Benutzung der Wilden und Vereinigten Weißeritz für Abwasser erheblich beeinträchtigt wird. Ein Teil dieses Hauptsammlers ist in Flur Freital bereits im Jahre 1934 mit einem Bauaufwande von rd. 1,4 Mill. RM ausgeführt worden. Für den Leistungsverlust, den eine Anzahl Wassertriebwerke an der Wilden und der Vereinigten Weißeritz infolge der teilweisen Wasserentziehung erleiden, ist vorgesehen, die Entschädigungen durch Lieferung elektrischer Energie zu leisten. Es ist daher beabsichtigt, das starke Gefälle der Wilden Weißeritz zwischen Klingenberg und Dorfhain in einem zu erbauenden Wasserkraftwerk Dorfhain auszunutzen und die in diesem Kraftwerk erzeugte elektrische Energie den zu entschädigenden Triebwerken zuzuleiten.

Die Gesamtkosten für diese Wasserversorgung von den Talsperren im Weißeritzgebiet ab bis zum Hochbehälter in Dresden betragen rund 14 Mill. RM. Die Verhandlungen der Beteiligten über den Bau und die Finanzierung dieser Wasserversorgung stehen vor dem Abschluß; es steht zu hoffen, daß mit dem Bau im Frühjahr 1935 begonnen werden kann.

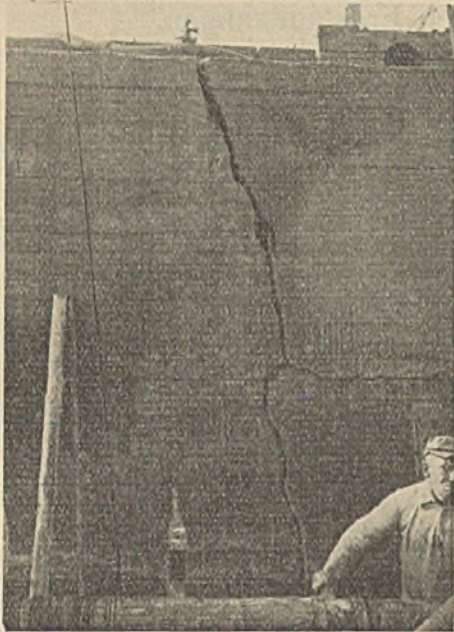


Abb. 4. Zerstörter Mauerteil der Hafenermauer in Riesa.

Von besonderem Interesse ist auch der Wiederaufbau der nördlichen Ufermauer im Hafen Riesa. Im Jahre 1922 ist ein rd. 100 m langer Abschnitt der 10 m hohen Ufermauer des Hafenbeckens Riesa, das in der Vorkriegszeit erbaut wurde, durch eine Gleichgewichtstörung im Baugrunde eingestürzt (s. Abb. 4). Die Mauer hat sich dabei auf einer Gleitfläche um etwa 1,40 m gegen das Hafenbecken verschoben und gleichzeitig um etwa 0,5 m gesenkt, ist jedoch dabei — abgesehen von drei starken Querrissen — unbeschädigt geblieben. Die zahlreichen Entwürfe zur Wiederherstellung des Bauwerks enthielten zur wirtschaftlichen Lösung der Bauaufgabe auch Vorschläge, bei welchen Teile

der vorhandenen Mauer belassen werden. Sie waren um so mehr von Bedeutung, da das neue Bauwerk wesentlich tiefer gegründet werden mußte. Der Ausschreibung wurden schließlich zwei baureife Entwürfe zugrunde gelegt, von denen der eine den vollständigen Neubau der Mauer, der andere die teilweise Wiederverwendung des vorhandenen Mauerwerks vorsah. Der zweite Vorschlag ist ausgeführt worden.

Der Baugrund besteht aus tonigen und lehmigen Massen, unter denen sich ein steil abfallender Felsrücken parallel zur Mauerflucht hinzieht. Um den unteren Teil des vorhandenen Mauerwerks wieder zu verwenden, mußte dieser soweit abgetragen werden, daß der Rest unter den nachträglich festgestellten ungünstigen Bodenverhältnissen standsicher blieb. Die vorhandene Mauer wurde daher bis zum Mittelwasser abgebrochen, bis auf 35 cm hinter die vorgeschriebene Begrenzung des Hafenbeckens abgestemmt und mit Wasserbauklinkern frostsicher verkleidet. Die neu herzustellende rd. 5 m hohe obere Begrenzung des Hafenbeckens steht auf einem Pfahlrost, der hinter dem vorhandenen Bauwerk angeordnet ist und eine Eisenbetonplatte stützt, die über den erhalten gebliebenen Rest des alten Mauerwerkkopfes überkragt, so daß sich beide Teile der Hafenermauer unabhängig voneinander bewegen können (Abb. 5). Um Gleichgewichtstörungen der Bodenschicht unter den benachbarten Mauerteilen zu verhindern, wurden Bohrpfähle verwendet, die zur Übertragung von Biege- und Längsspannungen mit Längseisen bewehrt wurden. Die 45 cm dicken Pfähle sind 8 m bis etwa 20 m lang. Die Grundplatte über dem Pfahlrost und die Ufermauer aus Eisenbeton sind biegesteif miteinander verbunden. Die Sichtflächen haben zum Schutze gegen mechanische Zerstörungen und gegen Frostschäden Bruchsteinverblendung erhalten. Die Steine hierfür konnten beim Abbruch des zerstörten Bauwerks gewonnen werden. Die Dehnungsfugen liegen in Abständen von 22 m und sind mit Kupferblechstreifen gedichtet. Des weiteren ist das Bauwerk nach dem Vorbilde der alten Hafenermauer in der üblichen Weise mit Reibhölzern, Ringen, Leitern und Pollern ausgerüstet worden.

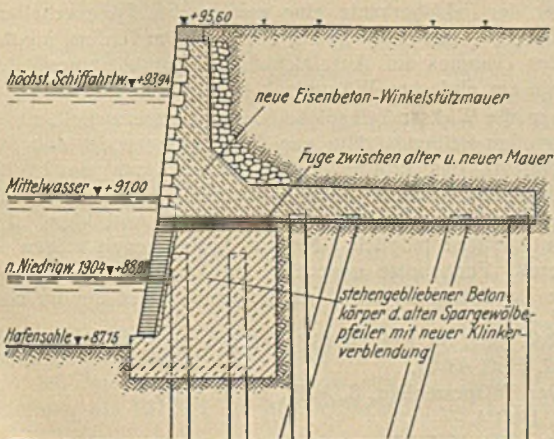


Abb. 5.

Das Baujahr 1934 brachte auch die Fertigstellung der neuen Straßenbrücke über die Elbe in Meißen, über deren Konstruktion ich in Bautechn. 1934, Heft 1, berichtet habe¹⁾. Pfeiler und Widerlager waren bereits Mitte September 1933 abgenommen und der Stahlüberbau nach der Einrichtung der Baustelle Anfang Oktober 1933 begonnen worden. Die beiden Landöffnungen auf Meißner Seite wurden eingerüstet und die beiden daran anschließenden Stromöffnungen frei vorgebaut. Um dabei die Durchbiegung der verhältnismäßig niedrigen Hauptträger zu begrenzen, war außerhalb des Verkehrsraumes der Elbeschiffahrt ein Joch in jeder Öffnung gerammt worden, um den Überbau absetzen und darauf anheben zu können. Die schwierige, zeitweise durch starken Frost behinderte Montage der Strombrücke ist ohne Zwischenfälle bis zum Jahreswechsel 1933/34 abgeschlossen worden. Um dieselbe Zeit begann auch die Montage des Landüberbaues auf Cöllner Seite. Der Verkehrsraum der Brücke ist hier trompetenförmig nach beiden Seiten ausgeweitet, um die Fahrbahnen in nicht allzu scharfen Krümmungen an die Durchgangsstraße nach Dresden und an die Hauptverkehrsstraße nach Cölln anzuschließen. Auf diese Weise ist hier ein eigenartiger Stahlüberbau mit stark gekrümmten, schwer belasteten Randträgern entstanden, dessen Ausgestaltung an den Konstrukteuren der Brücke und an die den Bau ausführende Brückenbauanstalt außergewöhnliche Anforderungen stellte. — Das Bauwerk ist in zwei Abschnitten montiert worden, da zunächst die alte Brücke abgebrochen, das neue Bauwerk also zum Teil wenigstens dem Verkehr übergeben sein mußte.

Mit der Herstellung der Eisenbetonfahrbahnplatten wurde erst im Frühjahr 1934 begonnen, um den Stahlüberbau der Strombrücke zunächst sorgfältig ausrichten und abnieten zu können, vor allem aber, um Frostschäden zu vermeiden. Die Schalung wurde an einen Längsträger der Brücke eingehängt und zweimal verwendet. Auch diese Arbeiten sind schnell vonstatten gegangen und ohne Unfall abgeschlossen worden. Die Fahrbahnplatte ist den Formänderungen eines verhältnismäßig reichen Stahlüberbaues unterworfen und daher mit besonderer Sorgfalt isoliert worden, um Wasser- und Frostschäden zu vermeiden. Man hat daher anstatt der üblichen Abdichtung der Oberfläche mit Asphaltfilz die Kupferplattenisolierung der Heddenheimer Kupferwerke gewählt. Die Fahrbahnplatte besteht aus Kleinpflaster, die Gangbahnen ruhen auf fabrikmäßig hergestellten Betonplatten.

Die Strombrücke ist am 5. Juni 1934 nach sorgfältiger Feststellung der Durchbiegung und der dynamischen Eigenschaften des Überbaues durch Messung gelegentlich einer Belastungsprobe dem Verkehr übergeben worden (s. Abb. 6). Damit konnte der Abbruch der alten Brücke beginnen. Die Besetzung der schweißeisernen Fachwerkträger, der Pfeiler und der anschließenden Gewölbe der alten Brücke litt ebenso wie die Bräunung des Flußbettes unter den niedrigen Wasserständen der Elbe während des Sommers; denn die Massen ließen sich teilweise nur mit erheblichen Schwierigkeiten abfahren. Die Arbeiten wurden mit einer Stromregelung an der Einmündung der Triebisch und mit einer Regelung des Flußbettes oberhalb der Brücke verbunden, da sich der Wasserspiegel nach der Beseitigung des alten, den Flußschlauch einengenden Bauwerks nicht unerheblich senkte, so daß der Schiffsahrt unter Umständen Schwierigkeiten bereitet werden konnten. Alle diese Arbeiten sind bis zum Ende des Jahres 1934 abgeschlossen worden. Der Landüberbau auf Cöllner Seite konnte dem Verkehr bereits Ende Oktober 1934 in voller Breite übergeben werden.

¹⁾ Ein ausführlicher Aufsatz über diese Brücke wird demnächst in der Bautechnik erscheinen. Die Schriftleitung.

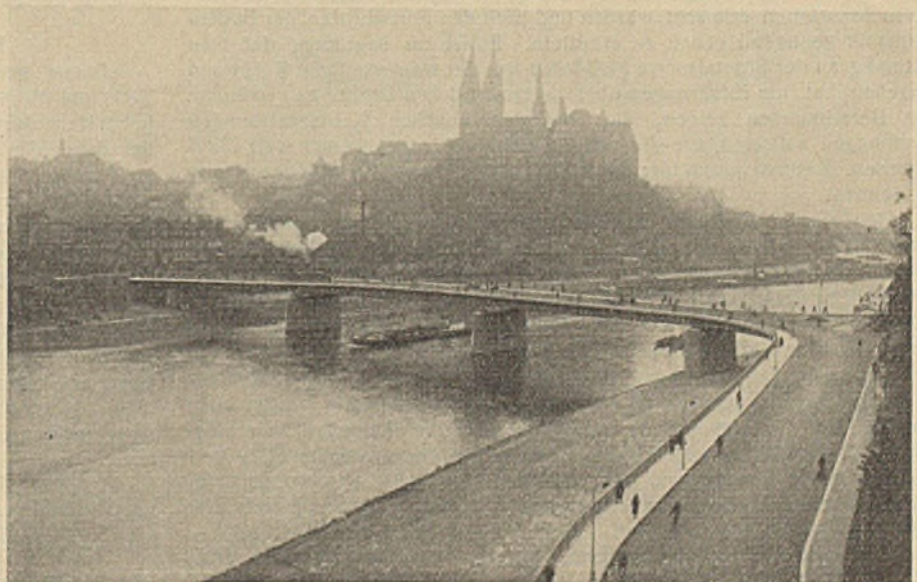


Abb. 6. Neue Straßenbrücke über die Elbe in Meißen.

Die neuere Entwicklung der festen Dichtungswände in hohen Erdstaudämmen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaumeister a. D. Harald Link, Wupperversand, Wuppertal.

In den letzten zehn Jahren hat sich auch in Deutschland der Bau von Erdstaudämmen aus technischen, wirtschaftlichen und arbeitspolitischen Gründen weitgehend durchgesetzt. Um Dichtigkeit und damit Sicherheit zu erzielen, ordnet man bei hohen Dämmen oft in der Mitte eine meist senkrechte Dichtungswand an, die man — sprachlich vielleicht nicht einwandfrei — als „Kern“ zu bezeichnen pflegt. Die Vorzüge einer solchen Kerndichtung sind bekannt¹⁾. Ihre möglichst vollkommene Ausbildung hat als eigenartige und wichtige Sonderaufgabe des Talsperrenbaues die Fachwelt lebhaft beschäftigt und Anregungen und Ausführungen der verschiedensten Art hervorgerufen. Es erscheint daher nützlich, den heutigen Stand dieser Frage im Zusammenhang darzustellen.

Beanspruchungen des Kerns.

Statische Aufgaben hat ein Kern nicht zu erfüllen; er soll allein die Dichtigkeit des Damms gewährleisten. Eine starre Kernwand aus Beton oder Eisenbeton erhält aber doch starke Beanspruchungen dadurch, daß sie in einen nachgiebigen Erdkörper eingefügt ist. Diese Kraftwirkungen sind erst in der letzten Zeit nach Größe und Bedeutung näher erkannt worden.

Auf den Kern wirkt beiderseits ein Erddruck, der in der Größe zwischen dem aktiven Erddruck und dem Erdwiderstand liegt. Infolge dieser waagerechten Drücke werden beim Zusammenpressen und Sacken des Dammbodens senkrechte Reibungskräfte auf den Kern übertragen. In der Regel liegen wasser- und luftseitig Bodenarten mit verschiedenen Reibungsbeiwerten, durchfeuchtete bindige auf der einen, trockene steinige auf der anderen Seite. Dadurch entsteht eine außermittige Beanspruchung, die bei hohen Dämmen schon allein Zugspannungen auf der Wasserseite des Kerns hervorruft. Man würde sie vermeiden, wenn der Boden beim Bau so verdichtet wird, daß er sich unter der endgültigen Dammlast nicht mehr weiter zusammendrückt. Das ist jedoch selbst bei Verwendung von schweren Walzen oder Fallgewichten nur möglich bei Dammhöhen bis vielleicht 30 m. Besonders muß man mit Setzungen rechnen, wenn eine stärkere Überlagerung des Felsens vorhanden ist, die sich unter der Dammlast (z. B. bis zu 12 kg/cm² bei 60 m Höhe) zusammenpreßt.

Der Wasserdruck und der Erddruck des wasserseitigen Dammkörpers werden durch den Kern auf den luftseitigen Stützkörper übertragen, der sie durch den passiven Erddruck aufnimmt. Damit dieser Erdwiderstand entstehen kann, muß sich der Stützkörper um ein gewisses Maß zusammendrücken. Zwar hat sich der Boden bis zur Vollendung des Damms unter dem Eigengewicht schon stark verdichtet und festgelagert. Auch wird durch den üblichen Anzug der Kernwände (1 : 20 bis 1 : 100) erreicht, daß der sackende Boden sich immer fester an sie anpreßt. Dadurch wird die Stützung des Kerns wohl verbessert, aber noch nicht abgeschlossen. Berechnet man, welche waagerechte Zusammendrückung des Stützkörpers durch die waagerechten Kräfte möglich ist, so erhält man auch bei Annahme eines geringen Sackmaßes (0,5 bis 1%) am Fuße eines 60 m hohen Damms ein Maß von 0,1 bis 0,2 m. Der Kern erhält also weiterhin große Schub- und Biegebeanspruchungen. Ist er im Felsuntergrund eingespannt, so besteht die Möglichkeit, daß er in einer Fuge, etwa in Höhe des gewachsenen Bodens, abgeschert wird.

Nach der Lehre vom Erddruck kann man die Kräfte und Spannungen berechnen. Die Grenzen, in denen sie schwanken können, sind heute aus der Kenntnis der Eigenschaften des Dammbodens, die in den Erdbau-Versuchsanstalten erforscht werden und nach den Fortschritten der Bodenmechanik genügend genau zu ermitteln. Es ist zu begrüßen, daß man erstmalig an der Sösetalsperre Meßdosen vor der wasserseitigen Kernwand eingebaut hat, um Erfahrungen über die tatsächlichen Drücke zu gewinnen. Die Berechnungen zeigen, daß bei den üblichen Kernabmessungen Spannungen auftreten, die die sonst als zulässig angesehenen weit überschreiten. Besonders sind hier die Arbeiten von Streck²⁾ und Ehrenberg zu nennen.

Den Kern als starres Gebilde gegen solche Beanspruchungen im ganzen genügend stark machen zu wollen, wäre unwirtschaftlich und verfehlt. Auch Strebe Pfeiler, die man in Amerika vereinzelt angeordnet hat, sind zu verwerfen. Die richtige Folgerung dürfte sein, den Kern in gewissen Grenzen nachgiebig zu machen und die einzelnen Teile stark genug, um den Teilbeanspruchungen standzuhalten.

Senkrechte Dehnungsfugen sind erforderlich, um Risse durch Schwind- und Temperaturspannungen zu vermeiden. Sie werden am besten nicht verzahnt, um eine gewisse Bewegung der einzelnen Lamellen zu ermöglichen. Namentlich an den Hängen sind infolge der ungleichen Höhe verschieden große Bewegungen der einzelnen Dammtelle zu erwarten. Im übrigen sind die Fugen gut zu dichten und zweckmäßig auch zu entwässern.

¹⁾ Ziegler, Der Talsperrenbau, 3. Aufl., Bd. I, S. 91. Berlin 1925, With. Ernst & Sohn.

²⁾ Bautechn. 1929, Heft 53.

Der starre Betonkern.

Bei den einteiligen Betonkernen hoher Dämme hat man mit Rissebildung zu rechnen, da die Bewegungen oft so groß werden, daß sie nicht mehr elastisch verarbeitet werden können. Das zeigen in aller Deutlichkeit die Beobachtungen am Felsdamm von Oued Kébir³⁾ in Tunis. Der 35 m hohe, außergewöhnlich starre Eisenbetonzellenkern dieses Damms wurde nach einer raschen Beckenfüllung über der Herdmauer abgeschert und um 0,13 m waagrecht nach der Luftseite verschoben. Dabei kippte er an der Krone um 0,80 m. In der wasserseitigen Wand wurden Zugrisse, in den Querwänden Schubrisse festgestellt. (Bemerkenswert ist auch die Beobachtung, daß beim Ablassen des Beckens die Ausschläge zum Teil wieder zurückgingen.) Auch bei anderen Kernen haben sich Verschiebungen an der Krone gezeigt.

Die Steifigkeit der Betonkerne in den üblichen Abmessungen darf man jedoch nicht überschätzen. In jeder waagerechten Arbeitsfuge (in 2 bis 6 m Abstand) sind die Biege- und die Scherfestigkeit herabgesetzt. Hier sind am ehesten Risse zu erwarten, so daß der Kern zu einem Gebilde wird, das man in der Mechanik „Kette“ nennt. Man kann dann annehmen, daß sich der Kern durch die waagerechten Kräfte unter Bildung von Rissen in den einzelnen Arbeitsfugen verbiegt. Die Arbeitsfugen sind daher gegen Wasserdurchtritt sorgfältig zu schützen. Früher begnügte man sich mit einer Verzahnung durch dreieck- oder trapezförmige Aussparungen; neuerdings wurde außerdem ein senkrechtes, einbetoniertes Blech angeordnet. Auch hat man bei neueren deutschen Ausführungen poröse Entwässerungsröhre in die Fugenmitte gelegt.

Die Verwendung von Eisenbeton bietet einige Sicherheit gegen Rissebildung. Bewehrte Kerne kann man schlanker und dadurch elastischer gestalten. Während bei Beton eine obere Breite von 0,6 bis 1,5 m, ein Anzug von 1 : 20 bis 1 : 50 und damit z. B. bei 40 m Höhe Dicken von 2,6 bis 4,6 m üblich sind, werden Eisenbetonkerne an der Krone 0,3 bis 0,4 m und mit 1 : 60 bis 1 : 100 Anzug in 40 m Tiefe nur 1,1 bis 1,7 m dick bemessen. Die beiderseitige Bewehrung ist meist mit 13 bis 19 mm dicken Rundisen alle 20 bis 90 cm verhältnismäßig schwach, nur die jüngste Ausführung am Wyman-Damm⁴⁾ ist mit Eisen von 19 bis 25 mm Durchm. in 20 bis 30 cm Abstand wesentlich kräftiger und den Beanspruchungen besser angepaßt. Ziegler und Ludin haben vorgeschlagen, die wasserseitige Bewehrung durch ein volles Blech zu ersetzen, um damit zugleich eine vollkommene Abdichtung zu erreichen.

Risse braucht man nicht sonderlich zu fürchten, wenn wasserseitig vor dem Kern eine Lehmvorlage angeordnet und weiter für unerschütterliche Ableitung des Sickerwassers gesorgt wird. Trotz der großen Zahl von einfachen starren Betonkernen hat man nur selten nachteilige Feststellungen gemacht, weil die unvermeidlichen Risse sich entweder selbst dichteten oder der davorliegende Boden schon an sich dicht war. Man hat daher vielfach Risse bewußt in Kauf genommen, ohne besondere Vorbeugungsmaßnahmen, wie waagerechte Fugen oder eine Bewehrung, vorzusehen. Dagegen wird mit Recht auf einen nicht zu schwachen Betonquerschnitt in gutem Mischungsverhältnis Wert gelegt. Ein Riß in einem breiten Betonkörper wird sich leichter selbst dichten, und selbst eine Verschiebung ist nicht sehr bedenklich. In einem engen Tal kann man den Kern im Grundriß gewölbt ausführen und die Kräfte auf die Hänge übertragen. Ein älteres Beispiel hierfür ist der Damm der Solinger Vorsperre⁵⁾, ein neueres der gewölbte 60 m hohe Kern der unteren Versetalsperre⁶⁾.

Der Betonkern mit waagerechten Fugen.

Einem geraden Kern sollte man indessen mindestens im unteren Teile die Möglichkeit geben, sich waagrecht zu verschieben. Der 56 m hohe Kern der von Kennerknecht entworfenen Sösetalsperre⁷⁾ (Abb. 1) hat daher 6 m über der Felsoberkante eine waagerechte Fuge erhalten, in der der obere Teil auf dem Unterbau gleiten und außerdem kippen kann. Im Kern des Damms am Ausgleichbecken Burgkammer⁸⁾ der Saaletalsperre wurde ein einfaches Wälzelenk (Abb. 2) angeordnet.

Vielfach hat man die Wirksamkeit solcher Gelenke angezweifelt, unter Hinweis auf die großen Reibungskräfte aus dem Eigengewicht und der senkrechten Komponente des Erddrucks. Ferner hat man sie häufig abgelehnt, weil sie leicht undicht werden könnten. Beide Einwände erscheinen nicht ganz stichhaltig. Eine zweckmäßige Ausbildung der Fuge ist technisch durchaus möglich. Neuere Ausführungen zeigen in dieser Hinsicht bereits Fortschritte gegenüber den bisherigen. Bei der waagerechten Fuge im Betonkern des 35 m hohen Damms der im Bau

³⁾ Eng. News-Rec. 1932, Bd. 109, Heft 18, und Bauing. 1933, Heft 19/20.

⁴⁾ Bauing. 1932, Heft 43/44.

⁵⁾ Ziegler, Der Talsperrenbau, 3. Aufl., Bd. I, S. 94.

⁶⁾ DWV 1932, Heft 4.

⁷⁾ Wkr. u. Ww. 1930, Heft 23.

⁸⁾ DWV 1932, Heft 3.

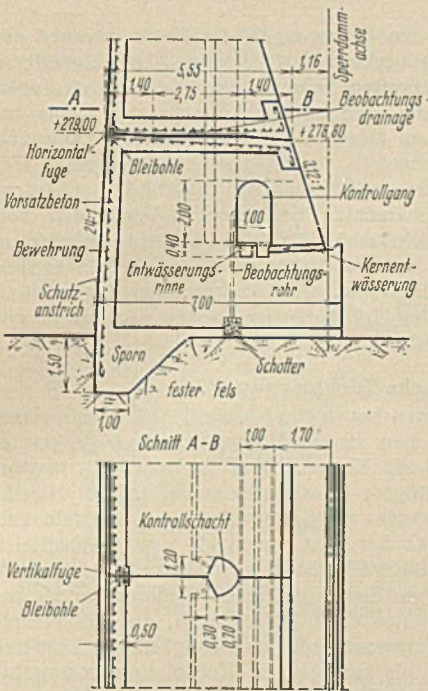


Abb. 1. Unterer Teil des Betonkerns der Sösetalsperre und Schnitt durch die waagerechte Fuge.

ist an den Seiten aufgebogen und die Rundung mit Bitumen abgeschragt, um zu starke Kantenpressungen beim Kippen zu vermeiden. An der Kallsperrzieht sich die Fuge am Hang schräg empor, während man in anderen Fällen am Hang auf Fugen ganz verzichtete oder sie in Absätzen zwischen den senkrechten Dehnungsfugen waagrecht ausführte. Um völlige Dichtigkeit der Fuge zu erzielen, braucht man nur ein Kupferblech einzubetonieren, das für die Aufnahme der Bewegungen eine starke Welle erhalten muß. Diese Lösung ist bei dem kurzen Betonkern des unten näher beschriebenen Staudammes der 1934 begonnenen Rurtalsperre bei Schwammenauel (Eifel) vorgesehen.

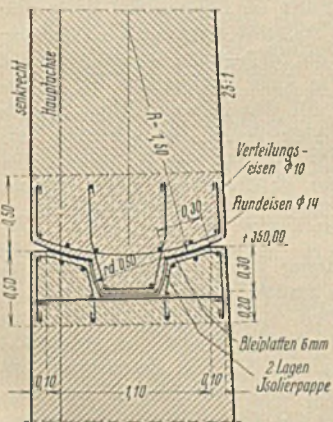


Abb. 2. Gelenk im Betonkern des Staudammes am Ausgleichbecken Burgkammer der Bleilochsperre.

Ein einziges Gelenk am Fuß kann Risse im oberen Teil höherer Kerne nicht mit Sicherheit verhindern. Bei dem 44 m hohen Priestdamm⁹⁾ in Kalifornien (Abb. 3) ist man deshalb weitergegangen und hat den Betonkern zwischen den Dehnungsfugen von 15,2 m Abstand in 4,9 m hohe Streifen unterteilt. Die unbewehrten Tafeln greifen mit trapezbzw. halbkreisförmigen Nuten ineinander. Die Fugen sind asphaltiert und durch Kupferbleche gedichtet. Der Kern wurde also als „Kette“ aufgefaßt und dementsprechend konstruktiv durchgebildet.

Diese weitgehende Unterteilung ist hinsichtlich der Bewegungsmöglichkeit günstig. Sie vergrößert aber die Gefahr des Undichtwerdens und erschwert die Anordnung einer Entwässerung. Man wird im allgemeinen eine genügende waagerechte Verschieblichkeit erreichen, wenn man im unteren Teile des Kerns zwei Fugen kurz übereinander anordnet, so daß eine Art von Pendelgelenk entsteht. Dann kann sich unter Schrägstellung des Pendels der darüberliegende Teil parallel verschieben. Die

⁹⁾ Eng. News-Rec., Bd. 89, S. 1073; Ziegler, Der Talsperrenbau, 3. Aufl., Bd. I, S. 109.

befindlichen Kalltalsperre des Wasserwerks der Stadt Aachen suchte man die Reibung möglichst zu vermindern. Die untere Fläche

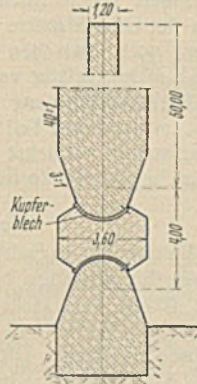


Abb. 4. Betonkern mit Pendelgelenk.

ist glatt geputzt; darauf kommt eine 1 cm starke Bitumenschicht und auf diese ein Blech, auf das der obere Teil des Kerns aufbetoniert wird. Das Blech

Pressung im Fundament wird kleiner, was bei schlechtem Gründungsfelsen wesentlich sein kann.

Bei der 60 m hohen Odertalsperre im Harz findet sich dieser Gedanke verwirklicht. Ihr Betonkern hat zwei waagerechte Fugen im Abstand von 4 bis 6 m erhalten. Die statische Untersuchung eines solchen Kerns hat Bohrisch¹⁰⁾ veröffentlicht. Sie zeigt, daß die statischen Verhältnisse beim Zweigelenkkern wesentlich günstiger liegen als bei nur einer⁹⁾ Gelenkfuge. Die Größtmomente der beiden Fälle verhalten sich bei einem 50 m hohen Kern wie 1:4. Bohrisch schlägt vor, die Fugen halbkreisförmig auszubilden, ferner Gleitbleche einzubauen, um die Reibung zu vermindern. Wenn man hierzu ein einziges gefaltetes Kupferblech verwendet, das beiderseits in den Beton einbindet, ist gleichzeitig eine sichere Dichtung erreicht (Abb. 4).

Beim Oderkern sind die oberen Fugenflächen waagrecht, die unteren nur im mittleren Drittel; nach den Außenkanten fallen sie um 2 cm ab. Dazwischen wurde eine in der Mitte 1 cm starke Bitumenlage eingebracht. Der Oderkern ist auch, wenn man von unzureichenden amerikanischen Versuchen absteht, als erster auf Grund einer genauen statischen Untersuchung bemessen worden. Die Sohlenbreite wurde danach erheblich breiter als bisher gehalten, je nach der Tiefe 7 bis 10 m. Die Pressung ergab sich nach den Regeln der Hauptspannungen zu rd. 20 kg/cm², während sie beim fügenlosen Sorpekern rechnermäßig etwa 50 kg/cm² erreicht.

Die Entwässerung des Kerns.

Da unter ungünstigen Umständen durch den Beton selbst, durch Fugen oder Risse im Kern Sickerwasser hindurchtreten kann, muß man großes Gewicht darauf legen, dieses unschädlich abzuführen. Die einfachste Lösung ist eine Steinpackung oder Trockenmauer, die sich an die Luftseite des Kernes anlehnt. Das Sickerwasser sinkt in ihr ohne Druck ab und wird in Rigolen nach dem Dammfuß abgeleitet. Es kann also den luftseitigen Dammteil nicht durchfeuchten oder dort Wasseradern bilden, so daß die Standfestigkeit des Stützkörpers erhöht wird. Man kann auch das Sickerwasser in einen Besichtigungsgang einleiten, der dem Kern luftseitig vorgebaut wird. In dieser Weise ist der 45 m hohe Eisenbetonkern des Humedammes¹¹⁾ in Australien ausgebildet. Die Sickerschicht ruht auf der Decke des Besichtigungsganges, das Wasser tritt durch Löcher in ihr in den Gang und wird dort abgeleitet.

Bei dieser Art der Entwässerung ist es nicht möglich, die Herkunft des Sickerwassers mit Sicherheit festzustellen, da die entwässernde Steinpackung auch einen Teil des Niederschlagswassers ableitet, das auf die luftseitige Dammböschung und die angrenzenden Hänge fällt. Ist dagegen der Kern selbst der Träger des Entwässerungssystems, so kann man die Menge des Sickerwassers genau messen. Die älteste Lösung dieser Art ist der sogenannte Zellenkern, der bereits 1909 dem Amerikaner Hall patentiert wurde. Ein solcher Kern wird in eine wasser- und eine luftseitige Wand aufgelöst, die durch Querwände versteift sind. Das Sickerwasser aus dem wasserseitigen Dammkörper fällt in den einzelnen Zellen ab und gelangt in einen Sammelkanal am Fuß des Kerns. Die Zellen sollten oben offen bleiben und weit genug sein, damit man zu Besichtigungszwecken einsteigen kann. Solche Hohlkerne hat man auch vorgeschlagen, um bei gespülten Dämmen das überschüssige Spülwasser durch den Kern abzuführen.

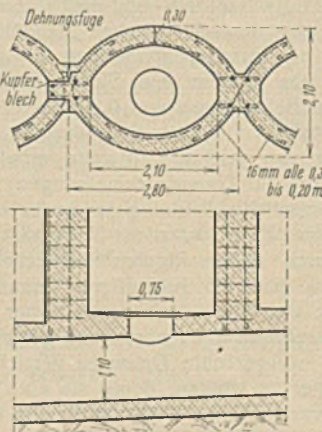


Abb. 5. Eisenbetonzellenkern mit gewölbten Wänden des Requenadamms in Mexiko.

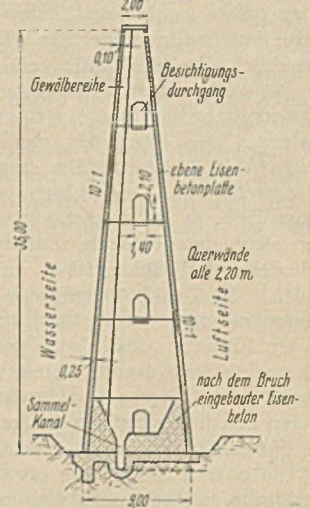


Abb. 6. Eisenbetonzellenkern mit mehreren Besichtigungsgängen des Oued Kébir-Dammes in Tunis.

Die einfachste Ausführungsform des Zellenkerns ist die mit rechteckigen Kammern. Werden die Wände gewölbt, so spart man an Beton und kann die Wände so formen, daß Zugspannungen ausgeschlossen

¹⁰⁾ DWV 1933, Heft 5. — ¹¹⁾ Eng. News-Rec. 1931, Bd. I, Heft 3.

bleiben und theoretisch eine Bewehrung nicht erforderlich ist. Doch wird man auch in diesem Falle eine leichte Bewehrung vorziehen. Ein Beispiel ist der Zellenkern des 31 m hohen Requenadammes¹²⁾ in Mexiko (Abb. 5). Die Konstruktion hat den Nachteil, daß bei Ribbildung in den Trennwänden der Zellen Sickerwasser in den Stützkörper gelangen kann.

Beim Kern des schon erwähnten Oued Kébir-Dammes (Abb. 6) hat man die Wände sehr weit auseinandergesetzt, um den Kern ohne großen Betonanfang recht steif zu machen. Er besitzt am Fuß die ungewöhnliche Breite von 9 m, wobei die Längswände nur 10 bis 25 cm dick sind. In den Querwänden sind in gleichmäßigen Höhenabständen Durchgangsöffnungen angeordnet, so daß man vier Besichtigungsgänge erhielt. Das Bestreben, den Kern möglichst starr zu machen, erscheint abwegig. Hätte man ihn bei größerer Wanddicke und ausreichender Bewehrung schlank gehalten, so wären wahrscheinlich die Verschiebungen und Rissebildungen in unschädlichen Grenzen geblieben.

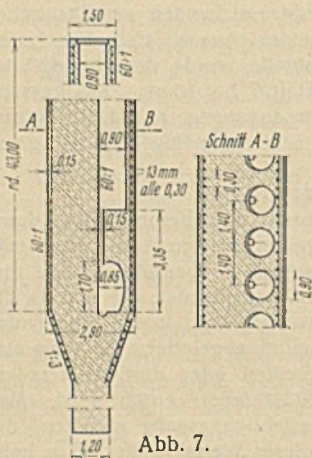


Abb. 7.

Eisenbetonkern mit runden Entwässerungszellen des Silvandammes in Australien.

Den 43 m hohen Eisenbetonkern des Silvandammes¹³⁾ in Australien zeigt Abb. 7. Hier sind kreisrunde Zellen von 0,9 m Durchm. in gleichmäßigem Abstand von 1,4 m im sonst vollen Betonkörper mit ebenen Wänden ausgespart. Die Ausführung dieses Kernes ist besonders einfach; Dehnungsfugen sind nicht angeordnet. Man erwartet, daß etwaige Schwindrisse durch die Zellen gehen werden und Sickerwasser unschädlich abgeleitet wird. Deshalb sind auch die Arbeitsfugen stets durch die Zellenmitte geführt.

Die vollkommenste Ausstattung mit Entwässerungs- und Beobachtungsmöglichkeiten haben die Betonkerne der deutschen hohen Staudämme erhalten. Der Kern der von E. Link, Essen, entworfenen Sorpetalsperre (Abb. 8) besitzt ein ausgedehntes System von Sickerleitungen. Sie bestehen aus senkrechten porösen Betonrohren von 0,30 bis 0,10 m lichter Weite in 2,6 m Abstand; im unteren Teil haben diese waagerechte, aber nicht durchgehende Zuleitungen von 0,10 m Lichtweite erhalten. Außerdem sind Sohlendräne und Rohre für Unterdruckmessungen vorhanden. Im Besichtigungsgänge hat man die Wirkung jeder der zahlreichen Leitungen unmittelbar vor Augen. Eine zusätzliche Sickerpackung an der Luftseite des Kerns wird durch sieben Rigolen senkrecht zur Dammschicht entwässert, deren Abfluß man am luftseitigen Dammfuß messen kann. Dieses wohldurchdachte Bauwerk ist als erstes seiner Art für den Bau hoher Erdstaudämme in Deutschland bahnbrechend gewesen. Der Entwurfsverfasser rät heute, auf waagerechte Dräne zu verzichten und die oberen Sickerrohre etwas weiter zu wählen, damit sie auch bei etwaigen Verschiebungen sich nicht verstopfen. Weiter sollte die luftseitige Wand des Besichtigungsganges mit Rücksicht auf die hohen an dieser Stelle auftretenden Belastungen und starken Pressungen kräftiger ausgebildet werden oder Eiseneinlagen erhalten.

Beim Kern der Sösetalsperre (Abb. 1) sind hinter den senkrechten Dehnungsfugen Einstiegschächte angeordnet, um die Fugen in ihrer ganzen Höhe beobachten zu können und um durchdringendes Sickerwasser abzuleiten. Die Schächte münden unten in den Kontrollgang. Man kann

in ihnen Lotungen ausführen, um Bewegungen des Kerns während der Füllung und Leerung des Staubeckens festzustellen. Der eigentliche Betonkörper enthält kein Sickersystem, nur an die waagerechten Fugen sind kurze Dräne angeschlossen. Die an der Luftseite des Kerns angeordnete Steinschüttung ruht auf einem Vorsprung des Kernsockels und entwässert durch Stichrohre ebenfalls in den Besichtigungsgang. Der Kern der Odertalsperre ist im wesentlichen ebenso ausgebildet, außerdem liegen noch zwischen den senkrechten Schächten in Abständen von 2 bis 3 m im Gefälle verlegte Sickerrohre, die in die Schächte entwässern. Der Besichtigungsgang liegt in dem Pendelkörper. Besser würde er vielleicht im untersten Teil angeordnet sein, denn Beobachtungsgänge sollten grundsätzlich tunlichst nahe der Gründungsfuge liegen, soweit es mit Rücksicht auf die Vorflut möglich ist.

Die elastische Dichtungswand.

Betonkerne in Erdstaudämmen haben den Nachteil, daß sie als starre Körper den eingangs beschriebenen starken Beanspruchungen ausgesetzt sind, ferner verursachen sie hohe Kosten. Man ist daher seit langem bemüht, elastische und auch billigere Konstruktionen zu finden. Hierfür kommen in Frage Dichtungswände aus Spundwänden, Blechtäfel und auch Asphaltbeton. In Amerika hat man vereinzelt sogar asphaltierte Holzwände angewandt, was für unsere Verhältnisse nicht in Frage kommt. Einen vergänglichen Baustoff wie Eisen darf man allerdings nur als zusätzliche Dichtung anordnen, hinter einer Lehmschicht, die die Hauptdichtung bildet. Eine solche Kernwand soll die Dichtigkeit des Damms während der ersten Jahrzehnte bis zur völligen Konsolidierung gewährleisten. Vielfach wird sie auch als Bauglied zur Trennung der Dichtung von der Filterschicht dienen. Wo die Hauptdichtung durch Lehm oder Ton nicht möglich ist, bleibt der Betonkern trotz seiner Mängel überlegen.

Eine Stahlsplundwand ist elastisch genug, um den waagerechten Bewegungen des Damms ohne Nachteil folgen zu können. Ungünstig sind die großen Reibungskräfte aus dem Erddruck. Beim Setzen des Damms wird unter Umständen die Reibung so stark, daß der Boden die Wand mitnimmt und die Bohlen gestaucht und verformt werden. In größerer Tiefe werden leichtere Profile schon durch reinen Druck über die Fließgrenze beansprucht. Bei einem 60 m hohen Damm ist unter der Dammlast im unteren Teil eine mittlere Zusammendrückung von etwa 1,5 bis 2%, also rd. 0,5 m anzunehmen. Diese Längenänderung bedingt notwendig ein Ausknicken der Wand, was auch Versuche bestätigt haben. Man kann dem größtenteils abhelfen, indem man den Fuß der Wand nachgiebig lagert, etwa derart, daß er bei stärkerer Belastung in einen mit Bitumen ausgegossenen Schlitz im Betonsockel tiefer eindringt, wobei beiderseits angeschweißte, zunächst tragende \square -Eisen abgesichert werden. In diesem Falle bleibt die Spundwand im unteren Teile gegenüber dem sie umhüllenden Boden in Ruhe. Allgemein ist zu berücksichtigen, daß, wie durch Versuche mit den gebräuchlichen Spundwandprofilen nachgewiesen ist, die Bohlen selbst bei stärksten Verbiegungen nicht aus dem Schloß springen, so daß die Wand auch bei Stauchungen dicht bleibt. Bezüglich der geschweißten Stöße braucht man beim heutigen Stande der Schweißtechnik keine Bedenken mehr zu haben.

Die Versuche und Pläne zur Einführung einer Stahldichtungswand gehen auf den Vorschlag von Collorio zurück, den Kern der Odertalsperre aus zwei gegeneinander verstellten Spundwänden Larssen Ia in geringem Abstand zu bilden, deren Zwischenraum mit Kies ausgefüllt werden sollte. Die Doppelwand ruhte unten auf einem Betonsockel mit Besichtigungsgang, in den das Sickerwasser eingeleitet wurde. Der Vorschlag fand lebhaftes Interesse, kam aber damals nicht zur Ausführung.

Um die Knickgefahr durch die Reibungskräfte zu vermeiden, hat neuerdings Streck vorgeschlagen, die Spundbohlen waagrecht zu legen. Das Widerstandsmoment gegenüber senkrechter Belastung ist in diesem Falle gering; die Wand wird beim Setzen des Bodens die notwendige Verkürzung durch elastische Formänderung unter geringer Verbiegung der einzelnen Wellen ohne Schaden ausführen. Versuche mit den in Frage kommenden neuartigen Profilen von kleiner Wellenhöhe und großer Blechdicke haben bestätigt, daß die Bohlen sich eher im Blech als im Schloß verbiegen und keine Gefahr besteht, daß sie etwa auseinander-springen.

Die waagerechte Anordnung der Bohlen hat auch sonstige Vorteile. Die Schösser pressen sich unter der Belastung fest ineinander, so daß die Dichtigkeit größer ist als bei senkrecht stehenden Bohlen. Der Betonsockel erhält nur mäßige Belastungen, und die Lagerung der Wand wird einfacher. Man kann leicht die Forderung erfüllen, daß eine waagerechte Verschiebung am Fuß möglich ist, etwa derart, daß an die letzte Bohle ein Schleppblech angeschweißte wird, das in einen schmalen, mit Bitumen ausgefüllten Schlitz im Sockel eingreift und ohne Beeinträchtigung der Dichtigkeit genügend herausgezogen werden kann. Weiter ist vorteilhaft, daß die Wand mit der Dammschüttung gleichmäßig in die Höhe geführt wird. Eine Abstufung ist nicht notwendig, und die wasser- und luftseitigen Schüttflächen werden praktisch nicht getrennt. Das Einziehen

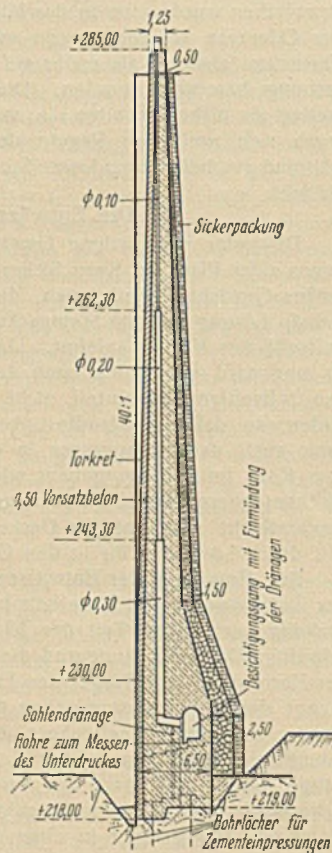


Abb. 8. Betonkern mit Entwässerungssystem der Sorpetalsperre.

¹²⁾ Eng. News-Rec. 1931, Bd. I, Heft 9.

¹³⁾ Eng. News-Rec. 1931, Bd. II, Heft 10.

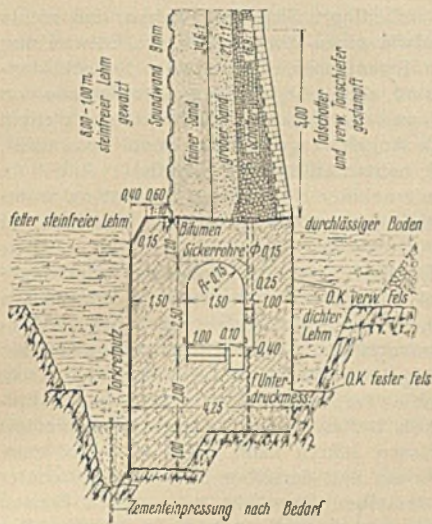


Abb. 9. Dichtungswand aus waagrecht liegenden Spundwandseilen auf einem Betonsockel mit Besichtigungsgang für den Beverdamm.

dann zwei senkrechte Stöße übereinander liegen. Schwierigkeiten könnten beim Einschleiben der Bohlen durch Verblegungen infolge des Transports und des Stampfens auftreten. Wegen der Schrägstellung der Bohlen infolge des Spielraumes im Schloß und der elastischen Zusammen-drückung schon unter geringen Kräften muß man bereits beim Einbau mit einer Höhenverminderung von etwa 5 bis 8 % und einem entsprechen- den Mehrbedarf an Material rechnen.

Eine solche Dichtungswand aus waagrecht liegenden Spundbohlen war ursprünglich für den 33 m hohen Damm der neuen Bevertalsperre¹⁴⁾ im Wuppertal vorgesehen. Sie ist in Abb. 9 dargestellt. Hinter der Spundwand ist ein filterförmig aufgebauter Sickerkörper angeordnet, der in einen Beobachtungsgang entwässert. Die Blechdicke der Bohlen ist 9 mm, ihr Gewicht rd. 100 kg/m².

Eine eigenartige Querschnittausbildung erhält der 52 m hohe Damm der oben bereits erwähnten Rurtalsperre¹⁵⁾ (Abb. 10), bei der die Möglichkeit einer späteren Erhöhung gewahrt bleiben soll. Im unteren Drittel ist ein Betonkern mit waagerechter Fuge und Besichtigungsgang angeordnet, der über die Mittelachse des Dammes vorgeschoben ist, um den Stützkörper zu vergrößern. Oberhalb schließt sich eine schrägliegende Spundwand mit waagerechten Bohlen (Larssen Oa) an. In dieser Anordnung kann die Spundwand ohne weiteres und ohne nachteilige Verformungen alle Bewegungen des Dammes mitmachen. Der Vorschlag stammt von der Firma Bauwens, Köln (Bauart Brandes).

Noch günstiger als waagrecht liegende Spundbohlen erscheint eine glatte Blechwand, die aus einzelnen großen Tafeln auf der Baustelle zusammengeschweißt wird. Die Wand ist völlig dicht, nicht nur annähernd wie Spundbohlen. Wegen der Gewichtsparnis von rd. 25 % im Vergleich mit Spundwandprofilen gleicher Blechdicke dürfte sie trotz der erhöhten Schweißkosten wirtschaftlicher werden. Die ebene Fläche ist vorteilhaft für Schutzanstriche. Wenn man Bedenken gegen scharfe Fal-tungen unter der Einwirkung der Reibungskräfte hat, kann man die Bleche wellenförmig biegen. Dann paßt sich die Verkürzung der Wand dem Setzen des Bodens besser an. Die waagerechten Schweißnähte würde man in die Wendepunkte der Wellen legen und sie dadurch schonen.

¹⁴⁾ DWV 1934, Heft 10.

¹⁵⁾ Die Abbildung wurde vom Verfasser des Gesamtentwurfs, Herrn Regierungsbaumeister a. D. Schatz in Aachen, dankenswerterweise zur Verfügung gestellt.

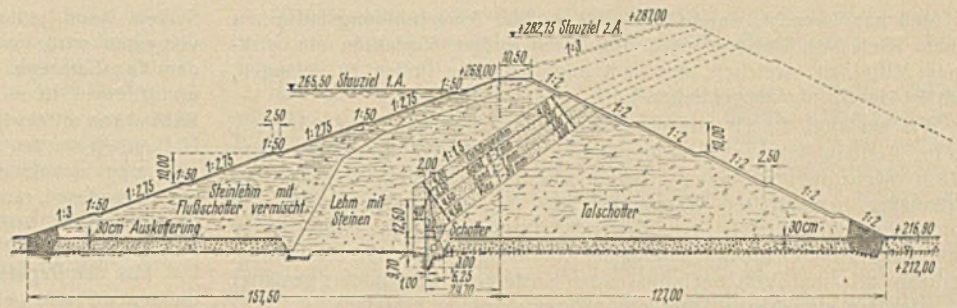


Abb. 10. Dammquerschnitt der Rurtalsperre bei Schwammenauel mit Betonkern und schräger Stahldichtungswand aus Spundbohlen.

der Schlußbohlen in den einzelnen waagerechten Bändern ist ohne weiteres möglich. Man braucht nur die untere Bohle im Schloß so weit zur Seite zu drehen, daß man die Schlußbohle an der bereits eingezogenen vorbei einschleiben kann. An diesen Stellen müssen

In dieser Form, nach dem Vorschlage des Verfassers, wird die Dichtungswand des Beverdamms ausgeführt werden.

Die Verwendung von Blechen als Kern von Staudämmen an sich ist nicht neu. In älteren amerikanischen Felsdämmen hat man sie sogar als einzige Dichtung angeordnet. Der untere Otay-Damm¹⁶⁾ in Kalifornien, erbaut 1895, besitzt einen 37 m hohen genieteten Blechkern von 6 bis 8 mm Dicke. Im East Canon-Damm¹⁷⁾ in Utah liegt die Blechwand auf den oberen 18 m unter 45° geneigt, da der 34 m hohe Damm zweimal erhöht wurde. Die Anordnung ist somit ähnlich wie bei dem Kern des Rurdamms. Die Blechwände erhielten einen Asphaltüberzug und sind durch eine Betonschutzschicht gegen Beschädigungen beim Einschütten geschützt.

Das dichtende Blech sollte man nach oben hin nicht schwächer bemessen. Im oberen Teil des Damms, in dem der Wasserspiegel öfter schwankt, ist es dem Rosten am leichtesten ausgesetzt. Zur Erhöhung der Lebensdauer wird man heute gekupferten Stahl verwenden und gute Rostschutz- bzw. Isolieranstriche aufbringen. Man darf ferner erwarten, daß der zum Rosten notwendige Sauerstoff sich im Boden nur schwer erneuert. Dazu bildet das Eisen in sandigen Bodenarten eine dichte Schicht von Eisensilikat, die es vor weiterem Rosten schützt. Einmal aber, — ob nach 50, 100 oder mehr Jahren spielt keine Rolle — muß man mit der Zerstörung des Eisens rechnen. Für diesen Fall ist eine genügende Filter- und Sickerschicht und die Möglichkeit ihrer Überwachung bezüglich der Sickerverluste von großer Bedeutung.

Neuerdings werden Asphaltbeläge¹⁷⁾ im Wasserbau mit gutem Erfolg verwendet; dichte Walzasphaltdecken sind bereits als Böschungsdichtung verlegt worden. Mahr hat daher angeregt, einen elastischen Asphaltbeton von geringer Dicke als innere Dichtungswand zu verwenden. Er würde dem Stahlkern bezüglich der Lebensdauer und außerdem wirtschaftlich überlegen sein. Als Kerndichtung wird man den Asphaltbeton zwischen Schalungen einbringen. Noch nicht geklärt ist die Frage, ob das Material, namentlich bei feinen Körnungen, dauernd elastisch bleibt, also nicht bei Bewegungen des Damms Risse erhält, ebenso das Verhalten unter starken Drücken, wie sie im Damm auftreten. Wenn diese Unsicherheiten geklärt und durch Versuche befriedigende Mischungen gefunden sein werden, könnte der Kern aus elastischem Asphaltbeton mit den anderen Bauweisen in ernsten Wettbewerb treten. Die Sicherheit ließe sich erhöhen durch eine Verbindung von Stahl- und Asphaltbetonkern, derart, daß man eine 3 oder 4 mm dicke Blechwand anordnet und sie beiderseits mit einer dichten, etwa 10 bis 15 cm dicken Asphaltbetonschicht umgibt. Dann übernimmt der Asphalt den Rostschutz, der luftseitig vom Blech liegende ist zugleich eine Filterschicht feinsten Art. Die Blechwand verhindert den Wasserdurchtritt, wenn der Asphalt infolge von Rissebildung durch Bewegungen des Damms oder Ausführungsfehlern Wasser durchlassen sollte. Durch das Blech läßt sich auch der Hanganschluß sicherer herstellen.

¹⁶⁾ Ludin, Die Wasserkraft, Bd. II, S. 1034 u. 1036.

¹⁷⁾ Joedicke, Asphaltdecken als selbständiger Belag im Wasserbau. DWV 1933, Nr. 11.

Vorschläge für die Vergabe von Bauleistungen zu angemessenen Preisen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaumeister a. D. Brugsch, Berlin.

Die Vergabe von Bauleistungen wird von den Bauverwaltungen und Bauämtern des Reiches nach den Bestimmungen für die Vergabe von Bauleistungen (DIN 1960) durchgeführt.

Diese VOB schreibt vor, daß der Wettbewerb die Regel bilden soll, und daß die Bauleistungen nur an fachkundige und leistungsfähige Bewerber zu angemessenen Preisen zu vergeben sind.

Untersucht man die Ergebnisse ausgeschriebener Bauwerke, besonders größerer Ingenieurbauten, die beispielsweise im Submissionsanzeiger veröffentlicht werden, so kann man feststellen, daß die Preisangebote der Bieter, auch erfahrener Firmen, selbst bei klarster, eindeutiger Abfassung der Ausschreibungsunterlagen so weit auseinanderliegen, daß es dem

vergebenden Fachmann, wenn er sich nicht selbst mit der Materie befaßt hat, sehr schwer gemacht wird, den angemessenen Preis festzustellen. Die Folge ist, daß der Bau in vielen Fällen dem billigsten Bieter gegeben wird, um etwaigen Vorwürfen der im Wettbewerb unterlegenen Bieter zu begegnen. Preisunterschiede der Angebote von über 100 % sind keine Seltenheit.

Abgesehen von Bauten, wo es sich um Spezialverfahren oder die Verwendung von besonderen Geräten und Maschinen handelt, die nur wenigen Firmen zur Verfügung stehen, muß man sich die Frage vorlegen, wie es nur möglich ist, daß, selbst bei Bauwerken, die nur nach ganz bestimmten Bauverfahren durchgeführt werden können, Preisunterschiede entstehen, die beschämend wirken.

Man hat versucht, durch Beschränkung der Ausschreibung auf einen kleinen Kreis von Unternehmern und durch andere Verfahren ein wirksames Mittel zu erreichen, um zum angemessenen Preise zu gelangen, doch ist der Erfolg ausgeblieben¹⁾.

Welches sind die Gründe der oft erheblichen Preisunterschiede?

Im Tiefbau können Erfahrungswerte ausgeführter Bauwerke nicht einfach mechanisch auf neue Arbeiten übertragen werden, wie dies bei fabrikmäßig hergestellten Waren der Fall ist; die örtliche Lage, die geologischen und klimatischen Zustände, Transportmöglichkeiten, Hochwasser, Grundwasser, die Beschaffung der Arbeitskräfte, Materialverwendung, überhaupt alle den Preis beeinflussenden Kostenteile sind anders gestaltet und erfordern eingehende Überlegung ihres richtigen Einsatzes.

Nur wenige Ausnahmen machen es möglich, die Ergebnisse ausgeführter Bauten auf gleichgestaltete ohne Veränderung zu übernehmen. Allgemein kommt man aber ohne Neubearbeitung der Kalkulation nicht durch.

Da die örtlichen Schwierigkeiten von jedem bearbeitenden Fachmann nach eigenen, rein subjektiven Kenntnissen beurteilt werden, so entstehen bereits Abweichungen in der Wahl der wirtschaftlichen Bauverfahren, der Einrichtung der Baustelle, Bemessung der zu erzielenden Höchstleistungen von Mensch und Maschine. Andere Kostenträger werden verschieden beurteilt und in die Rechnung eingesetzt, wie Anfordern der Großgeräte und Maschinen, Höhe ihrer Abschreibung und Verzinsung, und schließlich die Zuschläge für Generalunkosten, Risiko und Gewinn.

Es ist verständlich, daß die unterschiedliche Bearbeitung der Preiseinflüsse diese, in ihrer Gesamtsumme oft auffallenden, Unterschiede der Angebotspreise der Bieter ergeben.

Die VOB fordert auf, den Auftrag nur zu angemessenen Preisen an sachkundige und zuverlässige Unternehmer zu vergeben. Wenn aber die Ergebnisse der Ausschreibung selbst anerkannt fachkundiger Unternehmungen unverständliche Unterschiede aufweisen, dann wird es dem vergebenden Fachmann, wenn er sich nicht selbst mit der Materie befaßt und den Preis systematisch errechnet hat, schwer gemacht, sein Urteil zu fällen, ohne Gefahr zu laufen, sich selbst und den anderen Bietern Enttäuschungen zu bereiten.

Preisunterschiede können entstehen durch Anwendung besonders geeigneter Bauverfahren oder durch günstige Beurteilung der nach Erfahrung zu erzielenden Leistungen; diese kann man durch die Praxis begründen und durch Erörterung unter Fachleuten rechtfertigen; sie werden aber selten das Schlussergebnis des Angebotes in dem Umfange beeinflussen, daß Unterschiede sich herausstellen, wie sie die Submissionsergebnisse zeigen. Im Tiefbau kann man Leistungserfahrungen nicht normen. Eine zuverlässige richtige Preisermittlung kann nur durch gründliche, praktische Ausbildung des Fachmannes erzielt werden.

Die Selbstkostenermittlung kann aber eine Reihe von Fehlerquellen enthalten, die nichts mit Bauverfahren zu tun haben, sondern von dem willkürlichen Einsatz des Bieters abhängen. Auf diese Fehlerquellen sind in der Hauptsache die ungesunden Unterschiede der Angebote zurückzuführen. Es betrifft Kostenträger, die, man könnte sagen leichtsinnig, von Bietern benutzt werden, um unter allen Umständen die Mitbewerber zu unterbieten, vielleicht, weil die bisherige Beschäftigungslosigkeit drückend wirkt, vielleicht hoffend, daß sich später Gelegenheit bieten wird, die Preise zu verbessern. Jedenfalls ein gewagtes Spiel. Daß Vermögenswerte der Gesellschaft hierbei geopfert werden, wird unbeachtet gelassen, da die örtliche Baudurchführung hierfür keinerlei Geldvorlagen beansprucht. Der Verlust macht sich dann geltend, wenn bei Wiederholung derartiger Unterbietungen der Unternehmer keine Mittel aus den Baubetrieben herauswirtschaften kann, um die Zentralverwaltung aufrechtzuerhalten und daher zum Erliegen kommen muß.

In der Erkenntnis, daß ein erzieherischer Einfluß auf die Unternehmerbetriebe eine Notwendigkeit ist, um zu erreichen, daß Preisangebote abgegeben werden, die alles enthalten, was einen Einfluß auf die Preisforderung hat, und daß nicht Kostenträger fortgelassen werden, oder nicht sonstige Werte, die der Bau verzehrt, in die Rechnung mit aufgenommen werden, hat der Reichsverband des Ingenieurbauwesens E. V., dem im Dritten Reich die Betreuung der Unternehmerbetriebe des Ingenieurbauwesens übertragen wurde, allgemeine Grundsätze und Grundbegriffe der Selbstkostenermittlung aufgestellt.

Durch das vom Ribau herausgegebene Merkblatt, erläutert durch die im zweiten Teil aufgeführten Beispiele verschieden gelagerter Bauwerke, soll das bisherige Durcheinander der Kostenermittlung beseitigt und als einheitliches Berechnungsschema empfohlen werden.

Als Ergänzung der Reichsverdingungsordnung würde dieses Gerippe für den richtigen Aufbau der Preisermittlung, wenn seine Anwendung allgemein zur Pflicht gemacht würde, sehr geeignet sein, um die Preisprüfungen durch Verhandlung zwischen Auftraggeber und -nehmer zu erleichtern, mit dem erwünschten Ziel, nämlich der Vergabe zu angemessenen Preisen. Bei gewissenhafter Befolgung des Preisschemas nach dem Ribau-

System kann jeder Bieter die unbedingte Sicherheit haben, daß nichts vergessen wird, was nur irgendwie einen Einfluß auf die Entwicklung der Angebotpreise hat. Vielen Ingenieuren, die mit der Selbstkostenermittlung noch nicht vertraut sind, aber maßgebend an der Vergabe von Bauwerken mitzuwirken haben, kann das Merkblatt zur Aufklärung dienen. Hoffentlich werden in Zukunft die Angebote gründlicher geprüft und nicht, wie man es oft erleben muß, wirtschaftliche, einwandfreie Angebote zurückgewiesen, nur weil ein Unternehmer rücksichtslos zu Preisen unterboten hat, die unzureichend sind, nur um die Arbeit auf alle Fälle an sich zu reißen.

Mit der Regelung des Preisaufbaues ist das Fundament zum angemessenen Preise gelegt. Um das Preisgebäude aber zu errichten, müssen Fachleute herangezogen werden, die Baubetriebserfahrung haben, Organisationsfähigkeit, Kenntnis der Bauverfahren, der Arbeitsweise von Geräten und Maschinen und der Leistungsgrenze von Mensch und Maschine. Trotz dieser Erfahrungen wird das subjektive Urteil des Fachmannes die Entscheidung über den richtigen Preis treffen müssen, das natürlich niemals zu mathematisch genauen Schlüssen führen kann. Wie oft erlebt man, daß anerkannt tüchtige Fachleute ein und derselben Firma bei getrennter Bearbeitung der Selbstkosten desselben Bauwerks zu anderen Preisen gelangen, und jeder vertritt seine Arbeit als die unbedingt richtige. Das ist zu verstehen, wenn man bedenkt, daß jeder Fachmann eine andere Auffassung über Bauverfahren und Leistungen hat.

Wenn man den Aufbau des Preises prüft, so muß man feststellen, daß, ebenso wie die einheitliche Anwendung des Preisschemas, eine Reihe von Faktoren der Preisentwicklung verallgemeinert werden können, so daß sie von allen Bietern einheitlich angewendet werden. Diese Preisglieder werden sich nicht auf praktische Bauverfahren oder Leistungen beziehen können, aber auf solche Einflüsse, für die man bereits im Hochbau des öfteren versucht hat, allgemeingültige Regeln zu schaffen.

Wenn die Vereinheitlichung dieser Kostenträger im weitgehendsten Sinne erfolgt, so wird es dem vergebenden Fachmann möglich gemacht, die Prüfung der Angebote nur auf solche Kostenträger auszudehnen, die ausgesprochen von der Praxis abhängig sind, da ja die sonstigen Kostenträger bei allen Bietern im gleichen Sinne behandelt sind. Nimmt man das Merkblatt des Ribau zur Untersuchung derartiger Kostenträger heran, so muß man feststellen, daß bei folgenden Kostenträgern einheitliche Berechnungsgrundlagen möglich sind:

1. von den unmittelbaren Selbstkosten
 - a) die Abschreibung und Verzinsung der Maschinen und Großgeräte,
 - b) die Frachten,
 - c) Bauzinsen;
2. von den mittelbaren Selbstkosten
 - a) die allgemeinen Geschäftskosten,
 - b) der Unternehmergewinn.

Die Abschreibung und Verzinsung der Maschinen und Großgeräte wird bei allen Bauunternehmungen nach anderen Gesichtspunkten bestimmt. Regeln, nach denen die Geräte abzuschreiben sind, gibt es bei den wenigsten Firmen, da gerade in dieser Hinsicht die Abschreibungssätze, um eine Preisverbilligung zu erzielen, von Fall zu Fall festgesetzt werden. Es bestehen wohl Tabellen mit festen Mietsätzen, sie würden aber bei strenger Befolgung dazu führen, daß der Bieter beim Wettbewerb ausfallen würde. Man benutzt sie zwar, ermäßigt aber entsprechend die Sätze.

Hat ein Unternehmer für einen ausgeschriebenen Bau alte Geräte zur Verfügung, die längst abgeschrieben sind, aber durch gute Überholung noch genügend Leistungsfähigkeit haben, so ist er in der angenehmen Lage, niedrige Mieten zu berechnen, wobei aber übersehen wird, daß derartige, noch gut erhaltene Geräte einen Vermögenswert darstellen, der eine Kapitalreserve bildet. Verlangt er also in seinem Preisangebot einen niedrigen oder gar keinen Gegenwert, so würde er Werte opfern, denn der weitere Wertverzehr der Geräte geht in das Bauwerk über, ohne daß irgendwelche Entschädigung gezahlt wird. Eine derartige Handlungsweise ist ungesund und unbedingt zu vermeiden.

Bei neubeschafftem Gerät kann die Frage entstehen, ob im ersten Jahr, und weiter abgestuft, mit höheren Abschreibungssätzen zu rechnen ist, denn das neue Gerät verliert bei der ersten Inbenutzung einen erheblichen Teil des Wertes, zu dem es beschafft wurde. Da neues Gerät aber weniger Unterhaltungskosten verursacht, so wird man sich mit einem Mittelwerte während der Gebrauchsdauer begnügen, um wettbewerbsfähig zu sein.

Muß ein Bieter das Baugerät von anderer Seite anmieten, so ist er besonders übel daran, denn die Abschreibungssätze müssen erheblich höher ausfallen, da bekanntlich Verleihgesellschaften mit viel kürzerer Lebensdauer rechnen und Entschädigung für sonstige Risiken zu fordern verpflichtet sind. Hinzu kommen die hohen Kosten für Schlußausbesserungen.

Die Festsetzung einheitlicher Abschreibungen für den Normalbestand der Geräte und Maschinen erfordert sehr verwickelte Überlegungen, da soviel willkürliche Annahmen möglich sind, die eine freiwillige Ver-

¹⁾ S. die Abhandlungen in der Bauindustrie, XXXIII. Jahrgang.

allgemeinerung, ohne Zwang, unmöglich machen. Es spielen hierbei der Neuwert, der Zeit- bzw. Gebrauchswert, der Buchwert der Geräte und Maschinen eine Rolle, ebenso die Lebensdauer usw. Manche Maschinenmeister verstehen ihr Gerät so gut zu behandeln, daß es nach Baubehandlung ebenso leistungsfähig zum Gerätelager zurückkommt, wie es beim Bau angekommen ist, andere wiederum können ein Gerät in kurzer Zeit vollkommen herunterwirtschaften; wenn es nur während der Bauzeit ausgehalten hat, das genügt ihnen.

Wenn durch unbeeinflusste Sachverständige die Höhe der Abschreibung geregelt wird, so daß alle Ingenieurfirmen sie in gleicher Weise anwenden müssen, dann wird der unnötige Verzicht auf Werte, nur um im Wettbewerb glücklicher zu liegen, vermieden.

Der Reichsverband des Ingenieurbaus hat in seinem Merkblatt eine Geräteliste der gebräuchlichsten Maschinen und Geräte aufgeführt, mit den entsprechenden Daten und der monatlichen Abschreibung und Verzinsung. Bei der heutigen fortgeschrittenen Entwicklung zur Normung der Großgeräte ist es nicht schwer, allgemeingültige Grundlagen festzusetzen.

Untersucht man weiter die in den Kostenermittlungen berechneten Frachten, so findet man auch hier die verschiedensten Versuche, günstige Vorbedingungen für eine Verbilligung der Baukosten zu schaffen.

Einerseits wird weder für die Anförderung noch für die Rückfrachten irgend ein Betrag eingesetzt, unter der Annahme, daß die Hinfrachten zu Lasten erledigten Bauwerks gehen und die Rückfrachten von dem nächsten, noch in der Zukunft liegenden Bauauftrag getragen werden können. Läßt der Auftrag auf sich warten, so wird das Gerät in der Nähe der Baustelle untergebracht, ohne daß bedacht wird, daß die Unterhaltung und die Bewachung erhöhte Kosten verursachen.

Vorteile können Bieter haben, die ihre Lagerplätze in nächster Nähe der Baustelle haben, oder wenn das Gerät zu geeigneter Zeit von einer anderen, nahegelegenen Baustelle frei geworden ist. Unbedingt ein Vorteil, der bei der Vergabe wegen des schnellen Baubeginns zu beachten ist. Ob aber der nächste Bau die gleichen Vorteile bringen wird, ist fraglich. Warum soll aber dieser Glücksumstand, den der Bieter nicht aus eigener Kraft erworben hat, ihm einen unberechtigten Vorteil verschaffen? Es kommt auch vor, daß Auftraggeber, wie die Reichsbahn, Frachtfreiheit geben, die ebenfalls benutzt wird, um Vorteile bei der Preisbemessung zu erzielen. Warum wird bei Ausschreibungen nicht eine Frachtbasis vorgeschrieben, die für Hin- und Rückfracht in Rechnung gezogen werden muß? — Eine solche Vorschrift würde unbedingt erheblichen Einfluß erzielen, da jeder vermeiden würde, das Gerät in unwirtschaftlicher Art aus den entferntesten Lagern heranzuschaffen und das Gerät dort unterbringen würde, wo sein Haupttätigkeitsfeld ist.

Es gibt Fälle, wo die Behandlung dieser Frage nicht einfach ist, z. B. wenn ein Unternehmer in einem Los bereits arbeitet und der Bauherr die Fortsetzung durch ihn wünscht, aber zu Preisen des Wettbewerbes. Aber auch dann ist die Behandlung einer einheitlichen Frachtbasis zu lösen, indem der Vergebende die ersparten Frachtkosten in Abzug bringt, sofern der Auftrag dem Unternehmer zufallen sollte.

Über die Bauzinsen ist eine Erörterung überflüssig, da eine Regelung vielleicht nach dem Reichsbankdiskont leicht durchgeführt werden kann. Schwierig ist die Festlegung des zu verzinsenden Kapitals. Hier spielt die Leistungsfähigkeit des Unternehmers eine Rolle. Erreicht der Beauftragte nicht die Leistungen innerhalb der vorgeschriebenen Zeit, so hat er Verlust und muß mehr Kapital vorlegen als ein fleißiger Unternehmer. Ein Maßstab wäre möglich in der Begrenzung der Geldvorlagen bei programmäßiger Durchführung des Bauwerks.

Schwieriger sind die Generalunkosten in einheitlichem Sinne zu regeln. Es wäre eine interessante Aufgabe, bei einer Reihe von kleinen, mittleren und Großbaufirmen festzustellen, in welchem Verhältnis zum Gesellschaftskapital und der zur Aufrechterhaltung des Zentralbetriebes erforderlichen Auftragsumme die Generalunkosten bestimmt werden.

Einerseits werden die Generalunkosten festgesetzt nach den Ausgaben für den Zentralbetrieb der letzten Jahre und prozentual verteilt auf den Auftragsbestand. Zum Teil werden die Unkosten verteilt auf die reinen Löhne, zum Teil auf die gesamten Umsätze, also auch auf Material und Abschreibung gleichmäßig oder im entsprechenden Verhältnis zur Inanspruchnahme der zentralen Mühen.

Andererseits wird die Höhe der zu erwartenden Aufträge geschätzt, die Höhe der Generalunkosten nach Erfahrung berechnet und dann der Prozentsatz festgelegt.

Vielmehr wird nicht mit besonderen Generalunkosten gerechnet, sondern mit dem Bruttoüberschuß der Baustellen, d. h. Generalunkosten und Gewinn vereinigt.

Es ist schwer, eine allgemeine Regelung durchzuführen, da viele Firmen sich nicht allein mit der Abwicklung von Bauaufträgen beschäftigen, sondern noch andere Verkaufszweige haben, wie Baustoffe, Fertigwaren usw. Klarheit kann dann nur eine Abzweigung der entsprechenden Sonderbetriebe schaffen, auf die der Teil der Zentralkosten entfällt, der ausschließlich die Abwicklung dieser Geschäftszweige betrifft.

Die Bestimmung der Generalunkostenhöhe wurde besonders erschwert durch die gesunkene und vielfach verlustreiche Bautätigkeit der letzten Jahre.

Der geringe Auftragsbestand, der in gar keinem Verhältnis zu den möglichen Einnahmen stand, erschwerte sehr die Deckung. Der unbedingte Wille, durchzuhalten und das gute Stammpersonal nicht zu entlassen, verursachte, wenn keinerlei Reserven mehr vorhanden waren, Verluste, die man hoffte, durch Erfolge zunehmender Bautätigkeit wieder wettzumachen.

Kleine und mittlere Baufirmen stellen im Wettkampf oft die Behauptung auf, daß sie billigere Arbeit leisten können, da sie mit wenigen Kräften ihre Arbeiten meistern können und der Führer des Betriebes mitarbeitet, sei es als örtlicher Bauleiter oder praktisch tätiger Poller, Schachtmeister usw. Das ist ein Trugschluß. In einem früheren Aufsatz über Geschäftsunkosten von H. Winterstein wird ermittelt, daß für Unkosten und Gewinn mittlerer Geschäfte zu rechnen ist

bei	3	6	9	12	15	18	21	24	Gesellen
	61,3	49,3	46,4	45,4	44,8	44,8	44,8	44,8	44,8 %

Demnach eine fallende Unkostenhöhe bei Steigerung des Geschäftsumfanges bis zum Grenzzustande. Arbeit schließlich der Meister bei kleinen Firmen mit, so muß er nach Berechnung 51,9% der Arbeitszeit mitarbeiten, um wettbewerbfähig zu bleiben.

Unterschiedliche Generalunkosten wird man bei allen Baubetrieben feststellen. Denn ihre Verwaltungseinrichtungen werden niemals die gleichen sein, und auch die jährlichen Ausgaben für Geschäftsführung, Personal, Büromieten, für Lagerplätze, Geräteunterhaltung usw. werden, da persönliche Einflüsse eine Rolle spielen, unterschiedlich sein.

Wenn man aber die Erfahrung gutarbeitender Betriebe, kleinerer und größerer, auswertet und ein auf wirtschaftlicher Grundlage aufgebautes Unternehmen durch fachkundige, kaufmännisch geschulte Techniker entwickelt, so wird es möglich sein, einen Normal-Generalunkostensatz zu ermitteln, der die Bauunternehmungen zwingt, ihre Zentralverwaltung so einzurichten, daß ihre heimischen Verwaltungsausgaben in einem bestimmten Verhältnis zum Gesellschaftskapital und zum erforderlichen Auftragsbestande liegen. Jedes Unternehmen wird dann die heimischen Verwaltungskosten so weit einschränken, daß die Baubetriebe bei sachgemäßer Abwicklung die Unkosten aufbringen können.

Bei der Feststellung des Unkostensatzes muß berücksichtigt werden, daß Verlustgeschäfte trotz aller sorgfältigen Berechnungen nicht zu vermeiden sind. Die Erfahrung hat aber gezeigt, daß tüchtiges Personal, wirtschaftliche Prüfung durch Zwischenkalkulationen, die Fehlschläge eindämmen können.

Für seltene, schwierige Bauwerke, zu denen die Behörden die Spezialerfahrung der Firmen bereits bei der Entwurfsbearbeitung heranziehen, wie Eisenbetonbauten, See-, Hafenbauten, Flußverbesserungen, Staudämme usw., ist die Aufrechterhaltung eines teuren Entwurfsbüros bedingt. Die Ablösung der Entwurfskosten wird man zweckmäßig durch Sondervergütung vornehmen. Vielleicht ergibt sich die Notwendigkeit, für den Hochbau, Tiefbau, Eisenbetonbau abgestufte Generalunkosten festzulegen.

Ein bei Ausschreibungen festgesetzter Satz für Generalunkosten würde unbedingt vermeiden, daß ungesunde Verzichte auf Erstattung der tatsächlich eintretenden Ausgaben geleistet werden, nur um durch billige Preise Aussicht auf Auftragerstellung zu haben.

Die gleiche Regelung wäre auch zweckmäßig bezüglich der Gewinnquote. Über die Höhe zulässiger Gewinne ist man heute geteilter Meinung; die Arbeitstrockung hat die Gewinnhöhe herabgedrückt. In glücklicheren Baujahren erlaubte man Gewinnzuschläge von mindestens 10 %.

Kapital stärkt das Volksvermögen und gibt die Möglichkeit zu erweiterter Arbeitsbeschaffung. Kapital, durch Leistung erworben, ist gesund und leitet die Wirtschaft in gesunde Bahnen.

Soll die Prüfung der oft vielen Angebote, wie es bei öffentlichen Ausschreibungen der Fall ist, erleichtert werden, und will man das vielbesprochene Ziel, den angemessenen Preis, erreichen, dann kann dies nicht geschehen durch Maßnahmen, die von den Ergebnissen der eingereichten Angebote abhängig sind, sondern durch die Aufnahme von Bedingungen in den Ausschreibungsunterlagen, die jedem Bieter die Pflicht auferlegen, alle Preiseinflüsse, wie sie vorstehend aufgeführt sind, bei der Preisberechnung einheitlich zu behandeln.

Der Auftraggeber kann die Prüfung der Einheitspreise beschränken auf Kostenträger, die von der Leistungsfähigkeit des Bieters abhängen, das sind Organisation des Baues, Bauverfahren und Höchstleistungen.

Soweit die Beschaffung von Materialien in Betracht kommt, ist die Prüfung der Mengen und Preise für Baustoffe nicht schwierig, da der Bauherr selbst in der Lage ist, die marktgängigen Preise festzustellen, um gegebenenfalls selbst einzukaufen, bis auf die Betriebsstoffe und Hilfsstoffe, die der Unternehmer nach Erfahrung einsetzen muß, das sind Kosten, die in das Bauwerk übergehen.

Der Bieter zieht aus der Vereinheitlichung den Vorteil, daß er seine Untersuchung auf den schwierigsten Teil der Selbstkosten, das sind die zu erzielenden Leistungen, beschränken kann.

Die Leistungsbemessung, die für den in Frage kommenden Bau von neuem studiert werden muß, bedarf aber einer viel gründlicheren Bearbeitung, als die bisherige Praxis ergeben hat. Daran waren im wesentlichen Schuld, einmal die Fülle der zu bearbeitenden Ausschreibungen — denn nur der geringste Teil der Angebote führt zum Auftrag — und ferner die Kürze der für die Kostenberechnung zur Verfügung stehenden Zeit.

Während der Auftraggeber in langer Zeit die Eigenheiten und Schwierigkeiten der Baustelle geprüft und den Bauentwurf danach aufgestellt hat, verbleibt für den Unternehmer nur eine oft unzureichende Zeitspanne übrig, innerhalb deren er die Kenntnisse erwerben soll, um eine verantwortungsvolle Kostenermittlung zu bearbeiten, die ein großes Wagnis für ihn und seine Mitarbeit bedeutet.

Viel gründlicher müßte die Bearbeitung der zu erzielenden Leistungen an Ort und Stelle angepackt werden. Es genügt nicht eine kurze Begehung der Baustelle zusammen mit dem Bauherrn und meist ungenügende Aufnahme aller zu erwartenden Bauschwierigkeiten. Der Praktiker muß die Vorbearbeitung an der Baustelle so lange ausdehnen, bis ihm die Eigenheiten der Baustelle so klar vor Augen liegen, daß er in der Lage ist, die wirtschaftlichsten Einrichtungen und Bauverfahren

auszuwählen, um die höchsten Bauleistungen zu erzielen. — Erfolgsergebnisse, durch Arbeitspläne und Zeichnungen oder wenigstens Skizzen erläutert, sind für den Theoretiker im Zentralbüro aufzustellen, damit nach diesen Angaben das Angebot vollendet werden kann. Sind die besten Bauverfahren und damit die zu erreichenden Höchstleistungen bekannt, dann ist die Hauptarbeit geleistet, denn wie ein Bagger, Fördergerät, Betonmischmaschinen usw. zu besetzen sind, das sind Normen, die aus der Erfahrung hergeleitet werden können.

Wird der Preis für eine Bauleistung entsprechend entwickelt, was Zeit und Geld kostet, dann wird der wirklich praktische Unternehmer zu wirtschaftlich besten und somit angemessenen Preisen gelangen. Wird ihm der Auftrag zuerteilt, so wird er mit ganz anderer Arbeitsfreudigkeit an die Erfüllung der Aufgabe gehen.

Die ausscheidenden Firmen aber — es kann nur einer den Auftrag erhalten — werden sich damit zufrieden geben, daß der wirtschaftlich beste Vorschlag Erfolg gehabt hat. Es liegt kein Grund vor zu klagen, jeder Bieter wird aber danach streben, besseres zu leisten. Die Krönung der Leistung liegt im nationalsozialistischem Geiste.

Das folgende Beispiel soll nur andeutungsweise zeigen, wie gründlich die Vorbereitungen sein müssen, um zum angemessenen Preise zu kommen. Es reicht nicht aus, die Leistungen durch Praktiker und Theoretiker zu schätzen, sie müssen wie gesagt an Ort und Stelle beurteilt und von Grund auf entwickelt werden. (Fortsetzung folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Der Unterwassertunnel in Boston (Mass.).

Im Mai d. J. ist, wie die Zeitschrift T. d. Travaux 1934, S. 621 bis 632 berichtet, in Boston (Mass.) ein Straßentunnel unter dem Hafen eröffnet worden, der Boston mit East-Boston verbindet. Seit Jahrzehnten bestand der Plan, eine Brücke oder einen Tunnel zur Verbindung der beiden Stadtteile zu bauen; die Entscheidung fiel schließlich für den Tunnel, weil eine Brücke die Zufahrt zu den Werftanlagen der Kriegsflotte behindert hätte. Im Jahre 1929 erhielt die Stadt Boston durch Gesetz des Staates Massachusetts die Ermächtigung, 16 Mill. Dollar für den Tunnelbau und die notwendigen Enteignungen aufzuwenden. Der Bau des Tunnels wurde auf Grund einer Ausschreibung an die amerikanische Bauunter-

Saumwinkeleisen, die Bodenplatten durch Schienen von 20 kg/m Gewicht, die quer zum Ringabschnitt, also in der Richtung des Tunnels liegen, verstärkt. Bleche und Winkel sind durch Schweißung verbunden, die Schienen sind ebenfalls mit der Fußplatte aufgeschweißt. Die Kasten werden gegeneinander — innerhalb der Ringe und mit den Nachbarringen — verbolzt.

Die Stahlringe sind auf der Innenseite in 45 cm Dicke mit Eisenbeton verkleidet. Dieser Eisenbetonring ist stark genug, um allen Beanspruchungen zu widerstehen, wenn das Stahlrohr irgendwie zerstört oder geschwächt werden sollte.

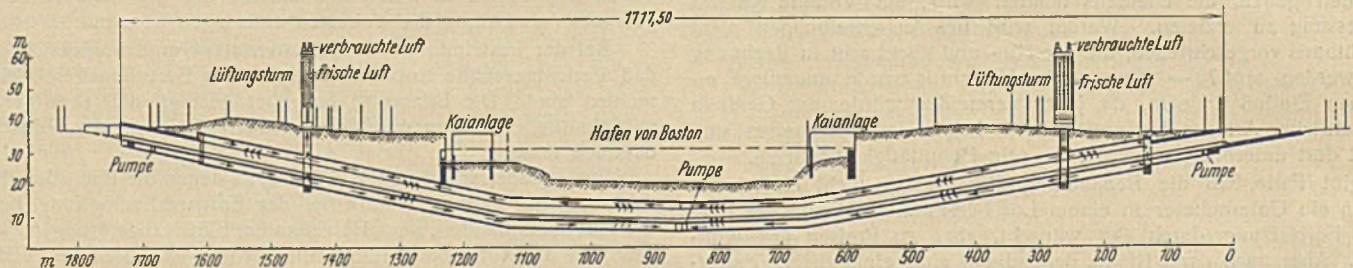


Abb. 1.

nehmung Silas Mason Company zum Gesamtpreise von 5,7 Mill. Dollar vergeben. Er wurde binnen 22 Monaten, d. h. zwei Monate vor Ablauf der vertraglichen Vollendungsfrist beendet.

Der Tunnel ist ein Rampentunnel und dient nur dem Kraftwagenverkehr. Einen Längsschnitt zeigt Abb. 1, einen Querschnitt Abb. 2. Die Strecke zwischen den beiden Entlüftungstürmen ist in einer Länge von 1478 m mit Schildvortrieb gebaut, die äußeren Rampenstrecken in offener Baugrube.

Der Tunnel besteht aus einem Stahlrohr von 9,45 m äußerem Durchmesser, das aus 0,79 m breiten Ringen zusammengesetzt ist, deren jeder aus 12 Abschnitten besteht. 10 Abschnitte sind 2,70 m lang, auf dem äußeren Umfang gemessen; die übrigen zwei ergeben zusammen die gleiche Länge, sind aber einzeln in jedem Ring verschieden lang, damit die Stöße der Abschnitte versetzt liegen. Die Abschnitte bestehen aus offenen Kästen aus 10 mm dickem Stahlblech. Die Seitenwände sind 200 mm hoch, die Bodenplatte (2,70 x 0,79 m) liegt in der äußeren Oberfläche des Stahlrohres. Die freien Kanten der Seitenwände sind durch

Der im Schildvortrieb durchgeführte Boden besteht im allgemeinen aus festem, blauem Ton mit gelegentlichen Einsprengungen von lehmigem Sand, der mit kleinen Kieselsteinen vermischt ist. Der Ton war meistens wasserundurchlässig, nur an vereinzelten Stellen fanden sich kleine Wassersäcke. Die Bodenverhältnisse waren also ganz anders als bei dem kurz vorher vollendeten Hollandtunnel in New York¹⁾. Dort führte der Tunnel größtenteils durch Schlamm Boden, der zu 70 % durch den Schild bei Seite gedrängt wurde, während man 30 % des Bodens in den Tunnel einließ — mit aus dem Grunde, um seinen Auftrieb zu verringern. In Boston mußte dagegen der gesamte Boden durch den Schild in den Tunnel geschafft und in ihm zurück und zutage gefördert werden. Deshalb wurden der Schildvortrieb und die Fördereinrichtungen im Tunnel auf möglichst hohe Leistung in der Bodenbewegung eingestellt.

Der Vortriebschild war 5,72 m lang, er wurde durch 30 Wasserdruckpressen von 0,75 m Hub und je 150 t Tragkraft vorgetrieben. Der Vortrieb dauerte vom 27. Juli 1931 bis zum 22. Juli 1932. In 295 Arbeitstagen betrug der durchschnittliche Tagesfortschritt 4,90 m. Der Vortrieb wurde zunächst von East-Boston aus 400 m weit offen ausgeführt, dann zwang der Wasserzudrang dazu, zum Druckluftbetrieb überzugehen. Die letzten 300 m des Tunnels konnten dann wieder offen hergestellt werden. Man hatte 330 m vom Anfangspunkt des Vortriebes entfernt, also 70 m vor Beginn der Druckluftarbeit, eine 3 m dicke Abschlußmauer aus Beton eingebaut, die 5 Luftschieusen enthielt: eine für Personen, eine für Baustoffe, zwei für den Bodenaushub und eine Hilfschleuse. Später wurde 580 m von der ersten Abschlußwand eine zweite eingebaut, woraufhin die erste durch Sprengungen beseitigt wurde.

Der Tonboden vor dem Schild wurde von Hand mit besonders gebauten, halbkreisförmigen Messern gelöst, die an Seilen aufgehängt und mit Handgriffen versehen waren. Die so gelösten Schollen wurden zerkleinert und in Trichter geworfen, von denen aus der Boden ohne jede weitere Handarbeit über Förderbänder, durch die Schleusen der Abschlußmauer und erneut über Förderbänder zutage gefördert und mit Lastkraftwagen abgefahren wurde. Besonders gut durchgebildet war die

¹⁾ Bautechn. 1928, Heft 32, S. 464.

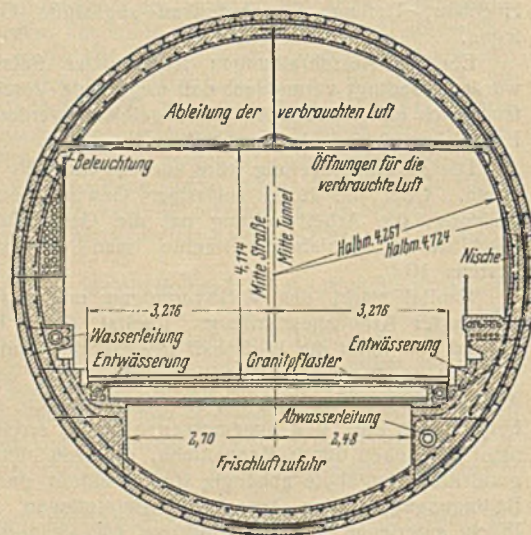


Abb. 2.

Einrichtung der beiden Förderschleusen. Sie waren 12 m lang und enthielten je ein Förderband, die beide abwechselnd den Boden aus dem gemeinsamen Aufgabetrichter auf der Druckluftseite abzupften, durchschleusten und ihn auf das Förderband auf der offenen Tunnelseite abgaben. So entstand eine ununterbrochene Bodenförderung mit einer Leistung von 30 m³/h, die auf der ganzen Strecke vom Schild bis zur Straße nur 6 Mann Bedienung erforderte. Die Förderbänder waren so eingerichtet, daß sie ohne nennenswerte Betriebsstörung entsprechend dem Vortrieb des Schildes verlängert werden konnten. Bei Störungen an irgendeiner Stelle stand sofort die gesamte Förderanlage still, so daß keine Stauungen des Bodens entstehen konnten.

Beim jedesmaligen Vortreiben des Schildes blieb zwischen dem letzten Ring des Stahlrohres und dem Boden ein leerer Raum, der mit Kiessand ausgefüllt wurde, den man durch Öffnungen des Stahlrohres einbrachte und dann mit Zementmörtel ausspritzte, ein Verfahren, das bei den New Yorker Tunnelbauten üblich ist.

Der Luftdruck überschritt im allgemeinen nicht 1,3 kg/cm², stieg aber bei der Durchfahrung von Sandnestern bis auf 1,8 kg/cm². Die Kraftanlage lag in East-Boston, sie enthielt zwei Druckluftpumpen von je 37 m³/min Leistung bei einem Druck von 6,5 bis 7,5 kg/cm², drei Luftpumpen von je 95 m³/min Leistung bei einem Druck von 2 kg/cm² und zwei Wasserdampfdruckpumpen mit einem Druckluft-Wasserdruck-Speicher mit einem Wasser-

druck von 43 kg/cm². Aus Sicherheitsgründen konnte die gesamte Anlage — wie es auch in Deutschland bei Druckluftarbeiten vorgeschrieben ist — von zwei voneinander unabhängigen Kraftquellen gespeist werden.

Der Innenausbau dauerte von Dezember 1931 bis September 1932. Der Beton wurde als Gußbeton hinter Schalung eingebaut, nur der Firstbeton wurde eingespritzt. Das Verfahren bot nichts Besonderes, bemerkenswert ist nur, daß die Arbeiten durch die Bodenförderung kaum behindert wurden, da das Förderband für den Boden nur wenig Platz beanspruchte.

Die Lüftungspumpen sind in die beiden Lüftungstürme eingebaut (Abb. 1). Die Pumpen werden elektrisch angetrieben, jeder Turm enthält 7 Druckpumpen und 7 Saugpumpen, von denen je eine als Ersatz dient. Die 12 Druckpumpen fördern 310 000 m³/h Frischluft, die dem Tunnel unter der Fahrbahn zugeführt wird; die 12 Saugpumpen saugen aus dem Raum über der Decke der Tunnelbahn bis zu 320 000 m³/h verbrauchte Luft ab.

Die Verwendung von geschweißten Stahlrohren hat eine erhebliche Ersparnis gegenüber den bisher üblichen Rohren aus Stahlgußteilen gebracht, doch glaubte man geschweißte Stahlrohre nur deshalb zulassen zu dürfen, weil mit verhältnismäßig geringem Wasserandrang gerechnet wurde und deshalb unbedingt sichere Wasserdichtigkeit der Rohre nicht nötig erschien.

Alle Rechte vorbehalten.

Raupenfahrzeuge für Flachbaggerungen.

Von Dipl.-Ing. H. Cordes, Altona, und Dipl.-Ing. F. Riedig, Dresden.

Die mit dem Bau von Straßen, Sportplätzen, Kampfbahnen usw. zusammenhängenden Bodenbewegungen, bei denen die Abtraghöhen im allgemeinen gering sind, konnten vielfach nur wenig wirtschaftlich ausgeführt werden. Die Ursache waren weniger die eingesetzten Abtraggeräte, als vielmehr die Abfuhrmittel. Flachbaggerungen sind in der Hauptsache Fördervorgänge und, wenn eine Wirtschaftlichkeit erzielt werden soll, dementsprechend zu behandeln.

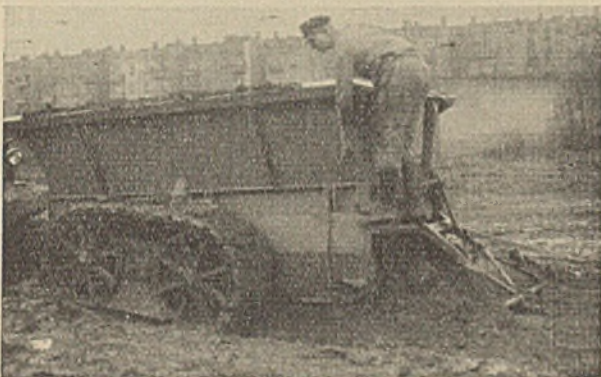


Abb. 1. Raupenwagen mit Bodenverteiler während des Entladens.

Gestrüchener Inhalt	4,5 m ³	Größte Länge	4,82 m
Gehäufeter Inhalt	5,5 m ³	Größte Höhe	1,7 m
Tragfähigkeit	9 t	Größte Breite	2,4 m
Eigengewicht	3,76 t	Spurweite	1,92 m
Spez. Bodendruck:		Beladefläche	3,3 × 1,73 m ²
Voller Wagen (1,7 t/m ³)	1,08 kg/cm ²	Öffnungsfläche	3,1 × 1,18 m ²
Kleinster Kurvenhalbmesser	1,5 m	Lichte Ausschütthöhe	0,8 m
Zulässiger Schlepperzug	5 t		

Als Abtraggeräte kommen Löffelbagger, Planierbagger und Eimerseilbagger (zwei Formen der Umbaubagger), ferner Seilschaufelgeräte in Frage. Am besten von diesen Einrichtungen hat sich für den Abtrag von Schichten mit geringer Mächtigkeit der Eimerseilbagger bewährt, mit dem man z. B. den Mutterboden in dünnen Schichten verhältnismäßig sauber abnehmen kann.

Die Abfuhr geschieht allgemein im Gleisbetrieb. Da beim Abheben von Schichten bis zu 2 m Dicke das Gleis im Verhältnis zu den bewegten Bodenmengen oft verschoben werden muß und selbst die einmaligen Verlegungskosten für das Gleis verhältnismäßig hoch sind, wird die Wirtschaftlichkeit des Gleisbetriebes meist ungünstig, die bei geringen Förderwegen noch weiter absinkt. Die erreichten Tonnenkilometer stehen in keinem Verhältnis mehr zu den Vorbereitungskosten.

Die heute ausgeschriebenen Arbeiten dieser Art müssen meist rasch durchgeführt sein. Die kleineren Bagger, die auf der Bahn ohne Abnehmen von Teilen verladen werden, sind auch schnell zur Stelle. Aber der Aufnahme des Betriebes steht das Verlegen der Gleise entgegen, das längere Zeit dauert. Um in solchen Fällen vom Verlegen von Gleisen unabhängig zu werden, sind die Raupenfahrzeuge (von Menck & Hambrook G. m. b. H.) entstanden, mit denen die Abfuhr ohne Gleise möglich wird und die je nach einer vorliegenden Aufgabe verschiedene Formen haben können.

Der Raupenwagen (Abb. 1) wird von einem 50-PS-Raupenschlepper gezogen. Eine Pendelraupe an den Fahrzeugen (Abb. 2) hat eine Trag-

kraft von 6 t, die, entsprechend der etwa vierfachen Auflagerlänge, viermal größer als bei einem gleich großen Rad ist, vorausgesetzt, gleiche Eindringungstiefe und Breite des Radkranzes und der Raupe. Dabei ist der Fahrwiderstand (ohne innere Reibung) trotz der vierfachen Last ebenso groß wie der eines Rades. Er beträgt im Gelände 8 bis 12 % des Gesamtgewichtes. Infolge des geringen Flächendrucks kann der Wagen ohne weiteres auf frischen Schüttungen fahren. Da die Raupen um waagerechte

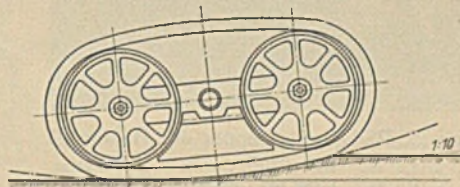


Abb. 2. Pendelraupe (6 t) eines Raupenwagens.

Tragende Raupenfläche	0,53 m ²	Größte Länge	1,9 m
Gewicht	1,15 t	Größte Breite	0,48 m
Zulässige Fahrgeschwindigkeit bei Vollast	8 km/h	Größte Höhe	0,9 m
Höhe der Achse über Planum	0,45 m	Breite der Raupe	0,44 m

Zapfen an den Wagen pendeln, bilden Gräben, Trichter, Steine oder Wurzeln beim Fahren keine Hindernisse. Ein Raupenschlepper (50 PS) verfährt einen beladenen Raupenwagen mit einer Geschwindigkeit von 6,5 km/h. Den vollen Wagen kann er auf Steigungen bis 1:8 und den leeren auf Steigungen

bis 1:3 ziehen. Zum Wenden genügt eine Planumbreite von 7 m. Das Entladen geschieht während der Fahrt durch Bodenklappen je nach Bedarf in kurzen, hohen oder in langgestreckten, niedrigen Haufen. Da die Bodenklappen gefedert sind, können größere herabfallende Steine keinen Schaden verursachen.

An Radfahrzeugen wird die Bodenentleerung nur beschränkt angewendet. Für die Raupenwagen ist sie dagegen besonders geeignet, da bei den kurzen Förderwegen, die die Raupenwagen im allgemeinen zurücklegen, das Entleeren ohne Fahrtunterbrechung eine Leistungssteigerung bringt und das im Verhältnis zur Tragfähigkeit größere Eigengewicht der Raupe eine möglichst weitgehende Ausnutzung der Tragfähigkeit zugunsten der Nutzlast verlangt. Das Gewicht eines Klippgetriebes würde einen Teil der verfügbaren Nutzlast aufzehren. Die verhältnismäßig hohe Leistung eines Raupenzuges von 20 bis 30 m³/h ergibt sich daraus, daß ein Raupenzug beim Entladen nicht hält und zum Schließen der Bodenklappen der Bedienungsmann ein Stück Weges mitfährt.

Für alle Arbeiten eignen sich die Raupenzüge nicht, da die Wirtschaftlichkeit vom Förderweg bestimmt wird. Bei größeren Förderwegen ist der Gleisbetrieb immer billiger. Dagegen kommen für die Raupenzüge alle Förderwege unter 500 m in Frage. Bei Raupenzügen stehen die Abfuhrkosten in unmittelbarer Abhängigkeit vom Weg. 400 m Förderstrecke verursachen die doppelten Kosten wie 200 m. Bei der Gleisabfuhr dagegen ist das Verhältnis ganz anders, wobei ein einige hundert Meter größerer Förderweg von untergeordneter Bedeutung ist.

Sollen mit den Raupenwagen Dämme geschüttet werden, so wird ein Bodenverteiler (110 kg Gewicht) angebracht (Abb. 1). Dieses pflugartige Gerät wird vor dem Öffnen der Bodenklappen herabgelassen und verteilt dann während der Fahrt den zwischen den Bodenklappen ausfließenden Strom des Entladegutes auf eine Breite von 2 m und 20 cm Dicke, so daß eine Dammschüttung sofort in der ganzen Sohlenbreite in Angriff genommen werden kann.

Es könnte vorteilhaft erscheinen, an einen Schlepper zwei Raupenwagen anzuhängen. Mit einem 50-PS-Schlepper besteht diese Möglichkeit

dann, wenn auf der Vollfahrt bei guter Fahrbahn keine nennenswerten Steigungen zu überwinden sind oder im Gefälle gefördert wird. Die Leistung wird aber dadurch beeinträchtigt, daß der Schlepper die zwei Wagen nur mit halber Geschwindigkeit (3,2 km/h) ziehen kann und daß die Beladezeiten für zwei Wagen doppelt so groß sind wie für ein Fahrzeug. Nur wenn der Schlepper die leeren Wagen mit der vollen Geschwindigkeit zurücklegen kann, führt er einen Umlauf in etwa kürzerer Zeit aus, als für zwei Umläufe eines Ein-Wagenzuges nötig ist. Können die beiden Wagen gleichzeitig, etwa von Hand, beladen oder kann auf der Vollfahrt eine größere Geschwindigkeit erzielt werden (längere Strecken im Gefälle), so wächst die Leistung des Zwei-Wagenzuges beachtlich. In anderen Fällen aber wird die theoretische Mehrleistung praktisch aufgehoben, weil der Betrieb weniger elastisch und störungsempfindlicher wird, ferner der leichte Schlepper die schweren Wagen nicht völlig beherrscht und jeder Kraftvorrat für Bodenunebenheiten und aufgeweichten Untergrund bei Regenwetter fehlt. —

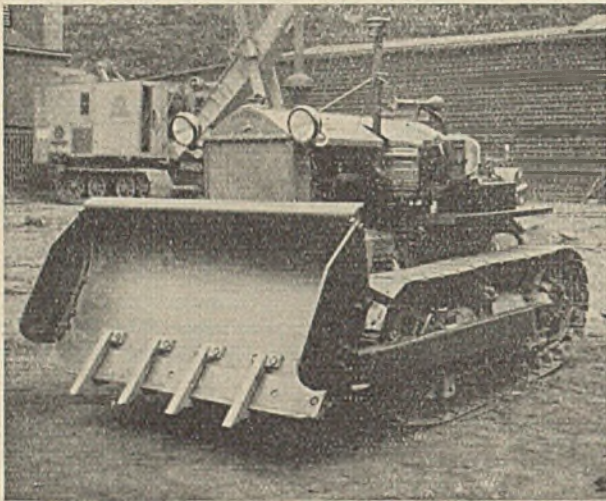


Abb. 3. Planierraupe (50-PS-Dieselschlepper der Hanomag).

Breite des Brustschildes . . .	1,8 m	Hub	0,41 m
Höhe des Brustschildes . . .	0,9 m	Inhalt des Ölbehälters . . .	35 l
Größte lichte Höhe bei gehobenem Schild	0,4 m	Gewicht der Einrichtung . . .	950 kg
Tiefste Stellung der Schneide unter Planum	0,25 m	Größte Länge des Schleppers mit Planierschaufel	4,1 m

Eine andere Möglichkeit ist die Verwendung eines 100-PS-Schleppers, der zwei Wagen mit unverminderter Geschwindigkeit ziehen kann. Es wird zwar ein Schlepperführer eingespart, aber alle anderen Kosten verdoppeln sich. Die Leistung verdoppelt sich nicht, weil der Zwei-Wagenzug das Beladen des zweiten Wagens noch abwarten muß (besonders bei kleineren Baggern), einen größeren Wendekreis halbmesser erfordert, leichter zu Störungen Anlaß gibt und den Betrieb unelastischer gestaltet.

Die Planierraupe (Abb. 3) ist ein Raupenschlepper (50 PS), an dem vorn ein Brustschild angesetzt ist. Sie kann gewachsenen Boden lösen, bis auf 50 m Strecke vor sich herschieben und einebnen, wobei Steigungen bis 1:4 keine Hindernisse sind. Das Brustschild läßt sich unter dem vollen Arbeitsdruck durch Drucköl heben und in jeder Lage festhalten oder senken. An das Brustschild sind zwei Seitenschilder angeschraubt, damit keine größeren Bodenmengen seitlich abfallen. Ein Förderspiel dauert bei einem Förderwege von 25 m rd. 1 min. Da keine Vorarbeiten nötig sind, ergeben sich gute mittlere Leistungen über einen längeren Zeitraum.

Zum Herstellen von Graben- oder Dammböschungen wird die gewöhnliche Schneide in den Langlöchern des Brustschildes schräg eingestellt, wodurch sich nach 30 m Fahrt eine Böschung von 1:6 oder nach 45 m Fahrt eine Böschung von 1:4 ergibt. Stellt man dann die Schneide wieder parallel ein, so wird die erzeugte Böschungsfäche beliebig vergrößert. Zum Beseitigen zurückgebliebener Rippen und Unebenheiten setzt man in wenigen Minuten zwei Planierschuhe an, die den Austritt von Boden unter oder vor den Seitenschildern verhindern und infolge ihrer langen Gleitfläche ein einwandfreies Planum herstellen. Besonders fester Boden oder Grasnarbe werden durch Reißzähne und Schältschneiden (Messer) gelöst.

Die Planierraupe ist ein selbständiges Bagger- und Fördergerät, das ohne Verwendung anderer Maschinen kurzweiliges Gelände durch Auf- und Abtrag einebnen kann. Sie eignet sich ferner zum Zuschütten von Gräben und zum Abdecken von Mutterboden, den sie auf Haufen zusammenschleibt und dann nach Herstellen des Planums wieder verteilt. Für besondere Arbeiten, z. B. das Einebnen von Plätzen längs der Nulllinien, wurden bereits besondere Arbeitsweisen entwickelt, mit denen der Mutterboden in einem Arbeitsgang abgedeckt und auf ein fertig eingebautes benachbartes Feld gebracht wird.

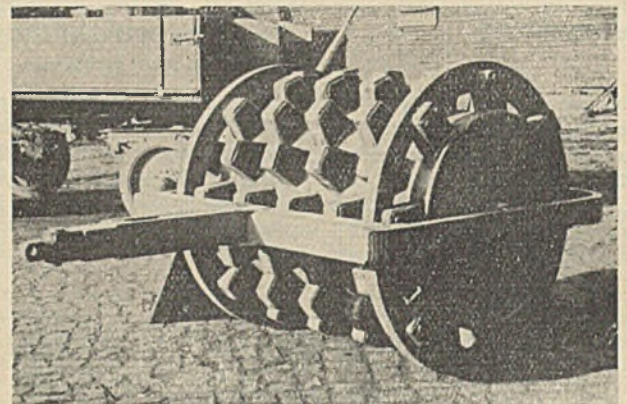


Abb. 4. Schafffußwalze zum Verdichten.

Gesamtlänge	2,85 m	Größter Wasserinhalt	0,95 m ³
Gesamtbreite	1,67 m	Gewicht mit Wasser	2,78 t
Durchmesser über die Stempel	1,334 m	Flächendruck (leer, 5 Stempel tragend)	4,6 kg/cm ²
Walzbreite	1,5 m	Flächendruck (mit Wasser gefüllt)	7,0 kg/cm ²
Länge der Stempel	0,18 m		
Gewicht ohne Wasser	1,98 t		

Zur Erhöhung der Verwendbarkeit eines Raupenschleppers auf den Baustellen ist die Schafffußwalze (Abb. 4) entstanden, die mit ihren einzelnen Füßen lose Schüttungen von 30 cm Dicke auf die Dichte des gewachsenen Bodens verdichtet. Zum Ziehen genügt im allgemeinen ein 25-PS-Raupenschlepper. An stärkere Schlepper hängt man zwei Walzen an. Damit die Leistung durch Wenden oder Umhängen nicht zu weit sinkt, sollen die Längen der Verdichtungsflächen nicht unter 100 m sein. Eine Walze erreicht bei 4,5 km/h Fahrgeschwindigkeit und bei 20 maligem Überfahren eine Leistung von 250 m²/h, was bei einem mittleren Auftrag von 30 cm etwa 75 m³ losen Bodens entspricht. Mit zwei Walzen erhöht sich die Leistung auf 400 m²/h. Für lehmigen Boden kann eine Abstreicheinrichtung angebracht werden, die die Zwischenräume zwischen den Füßen selbsttätig reinigt. — Die Größe der erforderlichen Zugkraft hängt hauptsächlich von der Bodenfeuchtigkeit der Bodenart, der Dicke der Schüttung, der Wasserfüllung der Walze und der Neigung der Walzfläche ab.

Vermischtes.

Vergleichende Untersuchungen mit Holzschutzmitteln. Auf der „Holztagung“ am 30. November 1934 in Berlin hielt Prof. Dr. Liese, Eberswalde, einen Vortrag über diesen Gegenstand, in dem er u. a. folgendes ausführte: Die wichtigsten Feinde des Holzes sind neben dem Feuer die holzerstörenden Pilze und Insekten. Dem Feuerschutz wird erst in neuester Zeit größtes Interesse entgegengebracht, der Holzschutz gegen Pilze und Insekten dagegen ist schon viele Jahrzehnte alt und durch die chemische Industrie Deutschlands auch auf eine beachtenswerte und in der ganzen Welt führende Höhe gebracht. Es werden aber sehr zahlreiche Präparate empfohlen, über deren Wirksamkeit der Verbraucher meist nicht im Bilde ist. Es fehlte bisher an einwandfreien vergleichenden Untersuchungen. Zur Untersuchung von Pilzschutzmitteln benutzte man früher — und zur Zeit noch in Amerika — die Agarmethode, bei der das zu prüfende Mittel in bestimmten Konzentrationen einem künstlichen Nährboden beigemischt wird. Die Arbeitsweise ist verhältnismäßig einfach, und die Ergebnisse lassen sich auch in meist einwandfreier Form festlegen. Trotzdem ist das Verfahren unbrauchbar, da die erhaltenen Werte keine Schlußfolgerungen auf die Verhältnisse im Holze erlauben. Sehr häufig liegen die nach der Agar-

methode erhaltenen Grenzwerte viel zu niedrig, als daß sie die Grundlage für eine praktische Schwammbekämpfung geben könnten. Aus diesem Grunde war es erforderlich, an Stelle der Agarmethode zu einem Verfahren überzugehen, das Holz als Grundlage verwendet und das, wenn auch schwieriger und zeitraubender, brauchbare Grundlagen für die sofortige Verwendung des Mittels in der Praxis liefert.

Zur Ausarbeitung einer solchen Methodik trat auf Anregung der Amerikaner vor vier Jahren ein internationaler Kongreß von Mykologen und Holzschutzspezialisten in Berlin zusammen, zu dem 9 verschiedene Staaten Vertreter entsandt hatten. Der aus seiner Mitte gebildete viergliedrige Ausschuß (3 Deutsche und 1 Österreicher) hat kürzlich die Durchführungsbestimmungen der „Klötchenmethode“ festgelegt; dabei wurden auch aus einer größeren Anzahl von wichtigen holzerstörenden Pilzen die Pilzstämme als „Testpilze“ ausgewählt, die eine besondere Wüchsigkeit und Zerstörungsintensität zeigten.

Wenn auch in ähnlicher Weise vom Vortragenden seit zehn Jahren gearbeitet wird, so sollen doch auf Grund dieser Arbeitsmethoden nunmehr sämtliche im Handel erhältliche Schwammbekämpfungsmittel vergleichend geprüft werden. Die Anregung ging vom Fachauschuß für Holzfragen

aus, die Mittel werden von der Stiftung zur Förderung des Bauwesens zur Verfügung gestellt. Eine große Anzahl von Schutzmitteln wird zur Zeit bereits untersucht; Ergebnisse können aber noch nicht mitgeteilt werden.

Die mykologische Untersuchung kann kein Endurteil über ein Präparat abgeben, da auch die sonstigen Eigenschaften (Verhalten gegen Mensch, Tier, Zellwand, Eisen, Auslaugungsfähigkeit) von Bedeutung sein können. Die Praxis hat ferner ein Interesse daran, zu erfahren, inwieweit das gleiche Mittel auch einen Schutz gegen holzzerstörende Insekten bietet; aus diesem Grunde sind auch mit den in Betracht kommenden Mitteln Versuche gegen Insekten vorgesehen. Als Idealpräparat ist ein solches anzusehen, das außer dem Schutze gegen Pilze und Insekten auch noch einen guten Feuerschutz bietet. Es ist daher beabsichtigt, alle diese Untersuchungen in Gemeinschaftsarbeit mit anderen Stellen unter der organisatorischen Leitung des Fachausschusses durchzuführen.

Wenn auch die vorgesehenen Versuche auf Pilz- und Insektenbefall vornehmlich dem Schutze des in Gebäuden verbauten Holzes dienen sollen, so haben sie doch auch große Bedeutung für die Schutzbehandlung von an anderen Stellen verbauten Holzteilen. Gerade die durch das Einfuhrverbot von Sublimat erforderliche Umstellung der Kyanisierfirmen auf andere Durchtränkungsstoffe läßt erkennen, wie nötig derartige vergleichende Untersuchungen sind.

Dachkonstruktion für eine Bahnhofshalle in Chicago. Eng. News-Rec. 1934, Bd. 113, Nr. 12 vom 20. September, S. 363, berichtet über die Ersetzung eines 31 Jahre alten Bogendaches durch ein flaches Dach über der Empfangshalle des Bahnhof La Salle in Chicago. Der Bahnhof gehört zur Chicago, Rock Island u. Pacific Eisenbahn und der New York Central Lines und wurde 1903 erbaut. Der Bahnhof war bemerkenswert als der erste Endbahnhof mit einem Gebäude von 12 Stockwerken. Das alte Dach der Empfangshalle bestand aus einem Dreigelenkbogen-Fachwerkträger von 64,5 m Spannweite. Die Binder ruhten auf gemauerten Seitenpfeilern in ungefähr 9,70 m Höhe über dem Fußboden. Zur Beleuchtung dienten zwei seitliche Oberlichter. Das Dach hatte eine Decke aus 7,6 cm dicken Betonplatten, die jedoch infolge der Einwirkungen der Rauchgase bereits 1910 erneuert werden mußten. Mit Rücksicht auf ebenfalls starke Zerstörungen an dem stählernen Tragwerk wurde im Jahre 1933 zur Vermeidung kostspieliger Instandsetzungsarbeiten das Tragwerk erneuert.

Beim Vergleich verschiedener Entwürfe erwies sich der aus Abb. 1 ersichtliche, über zwei Öffnungen gespannte Binder als besonders wirtschaftlich.

Während die alte Dachkonstruktion 1950 t Stahl enthielt, wurden für die neue, flache Dachkonstruktion nur 721 t benötigt. Die mittlere Unterstützung liegt unsymmetrisch zum Binder, und zwar in der Mitte eines Bahnsteiges. Um störende Pfahlgründungen im Mittelteil der Halle zwischen den vorhandenen Pfeilern zu vermeiden, wurden die Mittelstützen für das neue Dach auf Eisenbetonpfeilern gegründet, deren Sohlen rd. 23 m unter Straßen-OK liegen. Die im Durchmesser 1,37 m dicken Mittelpfeiler erweitern sich an der Sohle auf 2,88 m. Die Mittelstützen selbst bestehen aus 31,5 cm hohen H-Trägern, die bis zum Dachfirst hinaufreichen.

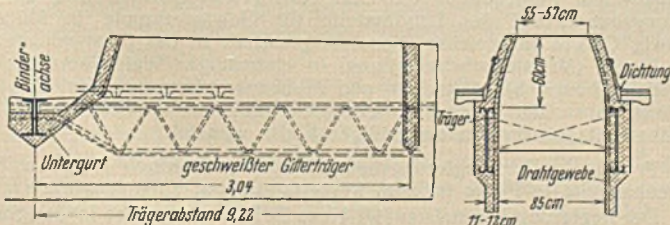


Abb. 2.

Bemerkenswert ist die Anordnung von durchlaufenden Rauchschächten in der Dachdecke über jedem Gleis, deren Ausbildung aus Abb. 2 ersichtlich ist.

Die die Rauchschächte durchquerenden Untergurte der Binder sind in Beton eingebettet. Die Dachdecke besteht aus Eisenbetonplatten, deren Fugen mit Asphalzzement gedichtet sind. Die äußere Dachhaut besteht aus Dachpappe. Ungewöhnlich ist bei der neuen Dachkonstruktion das Fehlen von Oberlichtern, wodurch sich Ersparnisse in den Kosten für Unterhaltung und Reinigung ergaben. Dafür sind über jedem der schmalen Bahnsteige je eine durchgehende Reihe und über den breiten

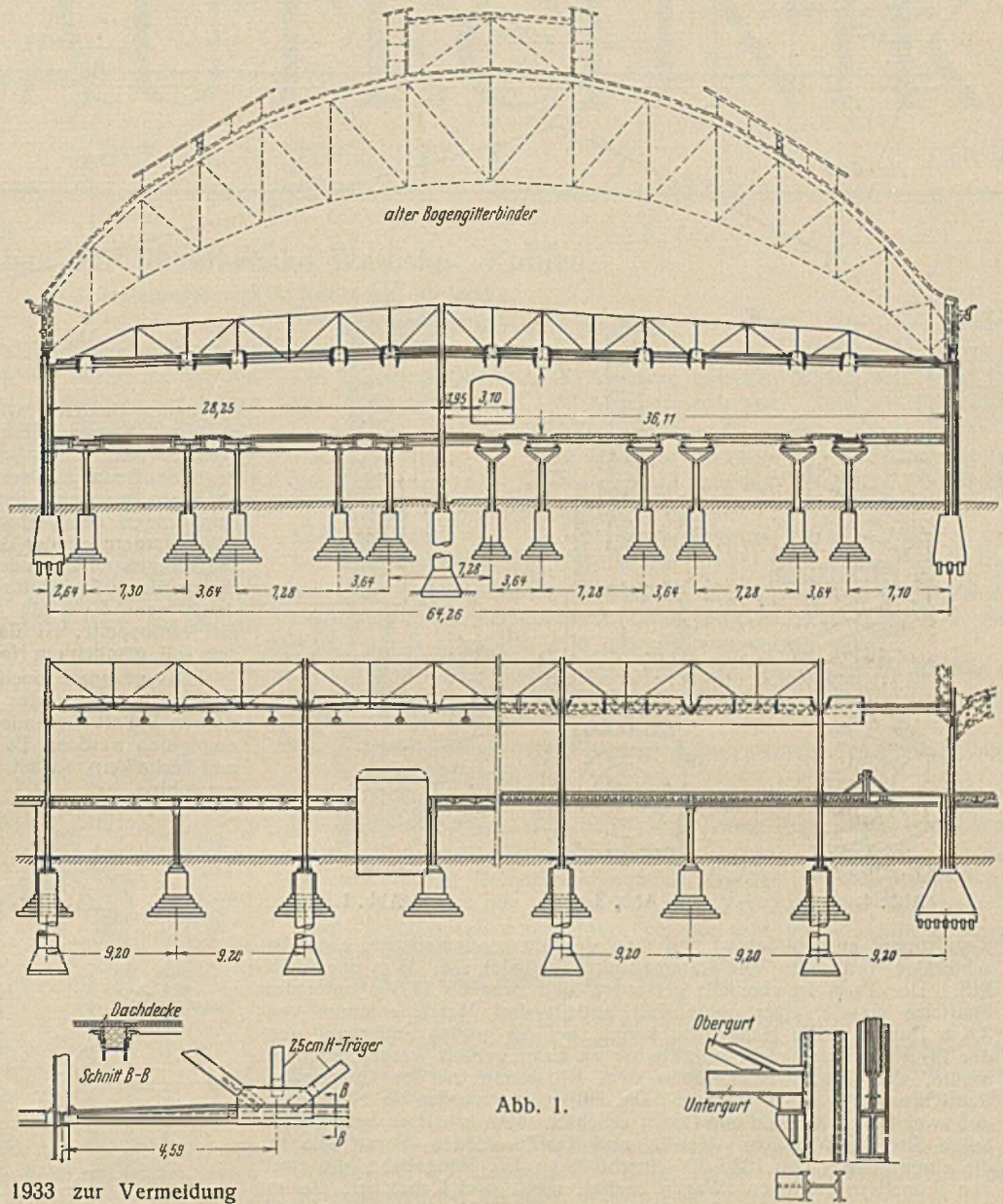
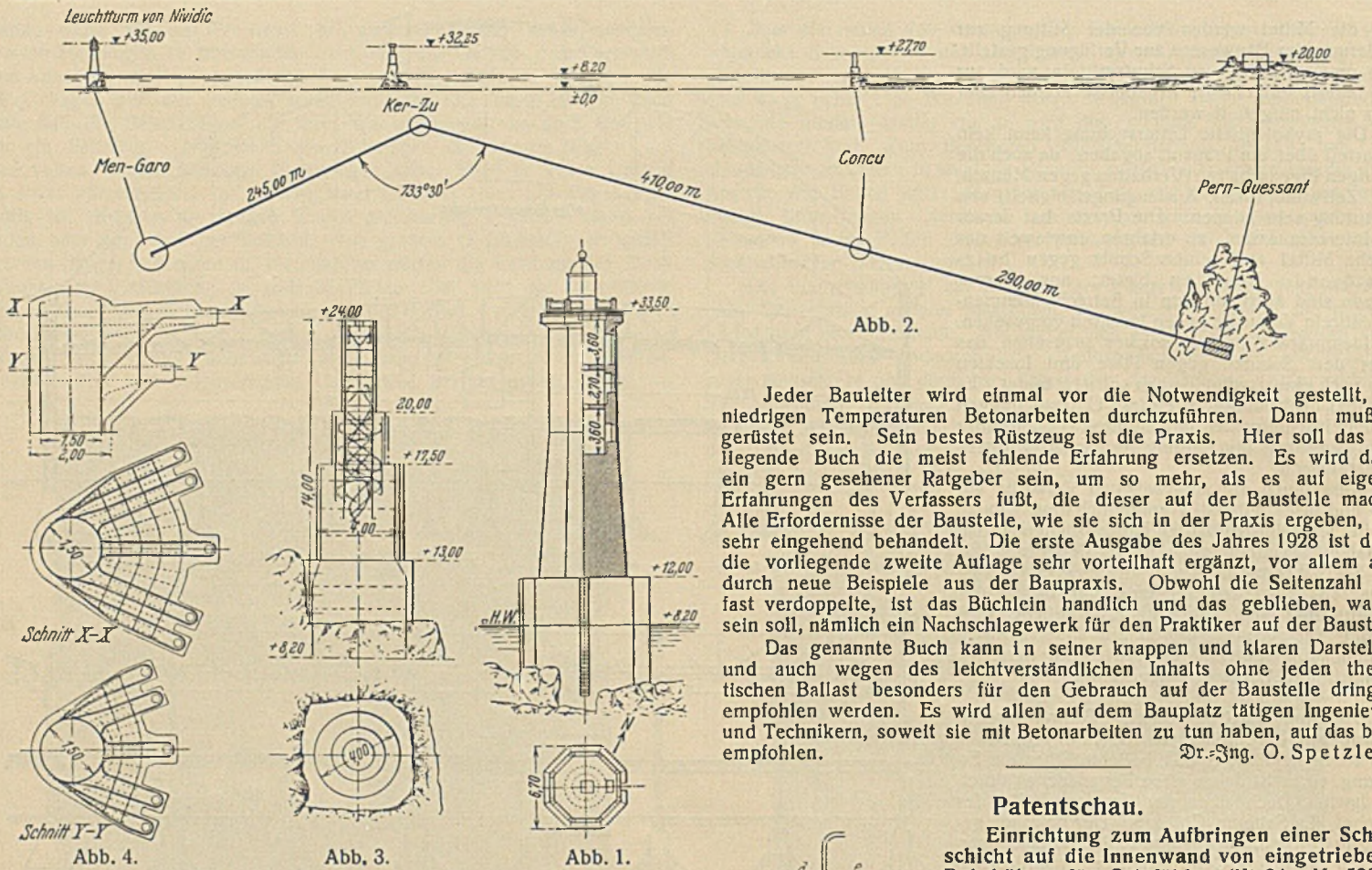


Abb. 1.

Bahnsteigen je zwei Reihen von Beleuchtungskörpern vorgesehen, die bei Tag und Nacht in Anwendung kommen, jedoch nur nach Bedarf durch die Stationsleitung ein- und ausgeschaltet werden. Die Betriebskosten sollen trotz der künstlichen Beleuchtung geringer bleiben als bei der alten Dachkonstruktion mit wechselnder Beleuchtung.

Nachdem die Pfeiler hergestellt worden waren, wurden die Stützen durch Ausnehmungen im Bahnsteigfußboden auf den Fundamenten aufgerichtet. Die Errichtung des neuen Tragwerks wurde im Schutze der ursprünglichen Dachkonstruktion durchgeführt. Decke und Rauchschächte wurden betoniert mit Hilfe von an der neuen Dachkonstruktion angehängten Schalungen, in denen der Beton durch elektrische Rüttelvorrichtungen verdichtet wurde. Da die Arbeiten im Winter durchzuführen waren, mußten die Baustoffe vorgewärmt werden. Bei der Betonierung des Daches in den Betriebspausen während der Nachtzeit waren Längsabschnitte vorgesehen, die einen Bahnsteig und das angrenzende Gleis überdeckten.

Der Bau des Leuchtturms von Nividic mit der zugehörigen Hängebahn machte nach einem Bericht in Gén. Civ. 1934, Nr. 17 vom 28. April, erhebliche Schwierigkeiten. Dieser östlichste Leuchtturm Frankreichs liegt in einem von unterirdischen Riffen besäten Teile des Meeres 900 m von der Insel Ouessant entfernt. Da nur an besonders ruhigen Tagen der Standort des Leuchtturmes zur See zu erreichen ist, kam nur ein selbsttätig arbeitender Leuchtturm in Frage, der mit elektrischer Beleuchtung und einer Hilfgaslichtanlage, einem Nebelhorn und einer Hilfsnebelkanone ausgerüstet wurde. Der Energiebedarf beläuft sich auf rund 15 kVA. Um zur Behebung von Störungen der selbsttätig arbeitenden Anlagen den Leuchtturm jederzeit erreichen zu können, wurde er mit der Insel Ouessant durch eine Hängebahn verbunden, deren Seile gleichzeitig zur Zuführung des verwendeten Einphasen-Wechselstroms von 1500 V dienen. Der Leuchtturm selbst steht auf dem Riff Men-Garo, das bei hohem Wasserstande unter Wasser liegt. Der Leuchtturm (Abb. 1) ruht auf einem achteckigen Fundament aus massivem Mauerwerk, mit etwa 1000 m³ Inhalt, das sich etwa 12 m über NW erhebt. Auf dem Fundament ruht der ebenfalls achteckige Turm, dessen unterer Teil als



Kegelstumpf ausgebildet ist, auf dem der obere prismatische, ebenfalls achteckige Teil ruht. Die Laternenspitze befindet sich 35 m über dem Riff. Der Turm ist ebenfalls gemauert, und zwar bis 11,5 m unter der Plattform massiv. Der obere Teil enthält drei Maschinenräume von 3,6 m Durchm. Die Hängebahn konnte bei der großen Entfernung von der Insel Ouessant nicht unmittelbar an Land geführt werden, sondern mußte, wie Abb. 2 zeigt, über zwei Hilfstürme zu der Landstation Pern-Ouessant geführt werden. Die Hilfstürme wurden in Eisenbeton auf zwei Riffen Kern-Zu und Concu errichtet. Man erhält so zwei geradlinige Strecken Men-Garo—Ker-Zu und Ker-Zu—Concu—Pern-Ouessant, die einen Winkel von $133^{\circ} 30'$ einschließen. Die Hängebahn, die zwei von Propellern getriebene Wagen besitzt, weist zwei Kabel auf, die im Abstände von 1 m nebeneinander verlegt sind. Die Kabel liegen auf den beiden Endstationen in gleicher Höhe und auf den Zwischentürmen 1 m untereinander. Die Kabel sind am Turm Ker-Zu verankert und an den Endstationen nachgiebig aufgehängt. Am Turm Ker-Zu, wo die Wagen umgelenkt werden, sind Bogenschienen für die Kabel und die Wagen angeordnet. Der Turm Ker-Zu ist 32,25 m, der von Concu 27,7 m über NW aufgeführt. Zum Aufbau der Eisenbetonzwischentürme wurden Rundisen und Drahtseile hoher Festigkeit verwendet. Der Aufbau ist aus Abb. 3 ersichtlich. Da die Hilfstürme bei Sturm bis an ihre Spitze von Spritzwellen eingehüllt werden, sind alle Armaturteile entweder aus Bronze oder aus anderen nichtoxydierenden Metallen hergestellt. Der Turm Ker-Zu wird bei 410 m Spannweite der Hängebahn bis zum Turm Concu an der Spitze mit einer Zugkraft von 20 t beansprucht. Die Kabel mit 22 mm Durchm. und 3 kg/m Gewicht ergeben einen Bruchwiderstand von etwa 44 t. Sie besitzen einen stromführenden Kern von mindestens 280 mm². Die Türme von Ker-Zu und Concu haben zwei Konsolen (Abb. 4). Der mittlere Konsolarm trägt die Kabelverankerungen bzw. Kabellaufrollen. Die äußeren Konsolarme dienen zur Aufnahme der Kabelführungen. Die Konsolen sind untereinander durch Bogenschienen verbunden. Alle Teile sind untereinander und gegen Erde sorgfältig isoliert. Der Bau der Anlage hat, durch den Krieg unterbrochen, von 1911 bis Sommer 1934 gedauert. Sch.

Bücherschau.

Böhm, Franz, Ingenieur: Das Betonieren bei Frost. 2. Auflage. 134 S. mit 76 Abb. Berlin 1935, Verlag von Wilh. Ernst & Sohn. Preis 5,40 RM.

Auch heute ist das Betonieren bei Frost für viele Ingenieure noch ein Buch mit sieben Siegeln, ein „Rührmichnichtan“. Mit dieser Vogel-Strauß-Politik kommen wir aber nicht weiter. Im Zeichen der Arbeitsbeschaffung unter der Führung von Adolf Hitler darf es ein einfaches Nein nicht mehr geben. Vielmehr ist es Pflicht eines deutschen Ingenieurs, heute mehr denn je die Worte des amerikanischen Bauunternehmers zu beherzigen, der da sagt: „Frost ist keine Ursache zur Unterbrechung einer Arbeit. Es bedarf lediglich einer hinreichenden Sachkenntnis, um denselben Gütegrad zu erreichen wie bei Arbeiten im Sommer.“

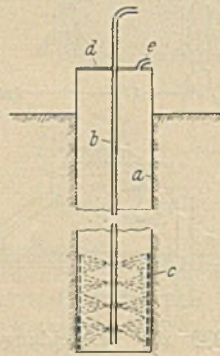
Jeder Bauleiter wird einmal vor die Notwendigkeit gestellt, bei niedrigen Temperaturen Betonarbeiten durchzuführen. Dann muß er gerüstet sein. Sein bestes Rüstzeug ist die Praxis. Hier soll das vorliegende Buch die meist fehlende Erfahrung ersetzen. Es wird daher ein gern gesehener Ratgeber sein, um so mehr, als es auf eigenen Erfahrungen des Verfassers fußt, die dieser auf der Baustelle machte. Alle Erfordernisse der Baustelle, wie sie sich in der Praxis ergeben, sind sehr eingehend behandelt. Die erste Ausgabe des Jahres 1928 ist durch die vorliegende zweite Auflage sehr vorteilhaft ergänzt, vor allem auch durch neue Beispiele aus der Baupraxis. Obwohl die Seitenzahl sich fast verdoppelte, ist das Büchlein handlich und das geblieben, was es sein soll, nämlich ein Nachschlagewerk für den Praktiker auf der Baustelle.

Das genannte Buch kann in seiner knappen und klaren Darstellung und auch wegen des leichtverständlichen Inhalts ohne jeden theoretischen Ballast besonders für den Gebrauch auf der Baustelle dringend empfohlen werden. Es wird allen auf dem Bauplatz tätigen Ingenieuren und Technikern, soweit sie mit Betonarbeiten zu tun haben, auf das beste empfohlen.

Dr.-Ing. O. Spetzler.

Patentschau.

Einrichtung zum Aufbringen einer Schutzschicht auf die Innenwand von eingetriebenen Rohrhülsen für Ortpfähle. (Kl. 84c, Nr. 593292 vom 18.12.1932 von Otto Knör in Berlin-Charlottenburg.) Die abgeteufte Rohrhülse *a* wird nach dem Herausholen des Bohrgutes durch einen Deckel *d* luftdicht verschlossen, durch den eine Leitung *e* führt, durch die Druckluft zum Wegdrücken des Wassers im Bohrröhreninnern eingeleitet wird. Außerdem wird durch den Deckel *d* ein Spritzrohr *b* geleitet, durch das die Schutzschicht *c* auf die Rohrinnenwände aufgeschleudert wird. Nach dem Festwerden der Schutzschicht *c* wird der Pfahl betoniert entweder durch Einfüllen des Betons in das Rohrinne oder durch Einpressen des Pfahlbetons.



Personalnachrichten.

Bayern. Der Reichsstatthalter in Bayern hat auf Vorschlag der bayer. Landesregierung mit Wirkung vom 1. November 1934 den Regierungsbaurat am Flurbereinigungsamt Bamberg, Johann Wildensteiner, zum Regierungsbaurat I. Kl. an diesem Amt in etatmäßiger Weise befördert, die Bauassessoren am Flurbereinigungsamt München, Karl Deeg und Josef Hohner, zu Regierungsbauräten an diesem Amt unter Berufung in das Beamtenverhältnis in etatmäßiger Eigenschaft ernannt.

Kraft allgemeiner Ermächtigung durch den Reichsstatthalter in Bayern wurden mit Wirkung vom 1. Dezember 1934 der Regierungsbaurat beim Straßen- und Flußbauamt Neu-Ulm Karl Hübschmann und der Regierungsbaurat bei der Landesstelle für Gewässerkunde in München Ludwig Oexle in gleicher Diensteseigenschaft in das Staatsministerium des Innern (Ministerialbauabteilung) in etatmäßiger Weise berufen; der Regierungsbaurat beim Straßen- und Flußbauamt Bayreuth Karl Küstner auf sein Ansuchen in gleicher Diensteseigenschaft an das Straßen- und Flußbauamt München in etatmäßiger Weise versetzt.

Preußen. Der Regierungsbaumeister (W) Friedrich Hansen beim Hafenbauamt in Pillau ist zum Regierungsbaurat ernannt worden.

Der Regierungsbaumeister (W) Hans Schauburger ist in den Staatsdienst wieder aufgenommen und dem Kanalbauamt in Merseburg überwiesen worden.

INHALT: An die Leser der „Bautechnik“. — Der Brückenbau und der Ingenieurhochbau der Deutschen Reichsbahn im Jahre 1934. — Die Arbeiten der Reichswasserstraßenverwaltung im Jahre 1934. — Die Arbeiten der Wasserbauverwaltung des Landes Sachsen im Jahre 1934. — Die neuere Entwicklung der festen Dichtungswände in hohen Erdstaudämmen. — Vorschläge für die Vergabe von Bauleistungen zu angemessenen Preisen. — Der Unterwassertunnel in Boston (Mass.). — Raupenfahrzeuge für Flachbaggerungen. — Vermischtes: Vergleichende Untersuchungen mit Holzschutzmitteln. — Dachkonstruktion für eine Bahnhofshalle in Chicago. — Bau des Leuchtturms von Nividic. — Bücherschau. — Patentschau. — Personalnachrichten.

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