

# DIE BAUTECHNIK

15. Jahrgang

BERLIN, 26. Februar 1937

Heft 9

Alle Rechte vorbehalten.

## Sicherung von Pfeilerbauwerken in den Duisburg-Ruhrorter Häfen.

Von Hafendirektor Dr.-Ing. Schinkel und Regierungsbaussessor Grube, Duisburg-Ruhrort.

Durch das allmähliche Absinken des Rheinwasserstands ist die Duisburg-Ruhrorter Häfen AG gezwungen, ihre Häfen zu vertiefen. Vor der eigentlichen Vertiefung durch Ausbaggerung müssen die Bauwerkgrundwerke gesichert werden. Die Arbeiten werden in den einzelnen Hafenteilen dem jeweiligen Verkehrsbedürfnis entsprechend ausgeführt und umfassen der Reihe nach:

1. die Sicherung der in den Hafenbecken stehenden Pfeiler von Brücken und Kohlenkippern,
2. die Ausbaggerung der Fahrrinne,
3. die Sicherung der Ufermauern, Uferwände und sonstiger Uferbauwerke,
4. die Ausbaggerung der Hafenbecken auf ihre ganze Breite.

Die Bauwerke sind dafür in solche voraussichtlich längerer Lebensdauer eingeteilt worden, wie die Brückenpfeiler und Ufermauern, und solche kürzerer Lebensdauer, wie die Kohlenkipper, die in absehbarer Zeit neuzeitlichen Verladeanlagen weichen dürften. Die ersteren sollen für eine Vertiefung der Hafensohle um 2,50 m, die anderen für eine solche um 1,25 m gesichert werden. Diese Maße wurden nach eingehender Untersuchung der vorliegenden Verhältnisse festgelegt.

Über die Sicherung einer größeren Zahl von Pfeilergrundwerken in den Jahren 1934 bis 1936 soll nunmehr berichtet werden.

1. Sicherung der Grundwerke der Oberbürgermeister-Lehr-Brücken II u. III über den Hafenskanal und Kaiserhafen.

Der bedeutendste Brückenzug der Duisburg-Ruhrorter Häfen und zugleich der verkehrsreichste des Ruhrgebiets sind die rd. 600 m langen Oberbürgermeister-Lehr-Brücken, von denen die Brücken I bis III über die Ruhr, den Hafenskanal und Kaiserhafen 1908, die Brücke IV über den Vinckekanal 1914 fertiggestellt wurden. Die Brücken II und III über den Hafenskanal und Kaiserhafen bestehen im wesentlichen aus einem Halbparabelträger von 60 m Stützweite und einer einflügligen Klappbrücke mit fester Drehachse von 24 m Stützweite<sup>1)</sup>. Je ein freistehender Mittelpfeiler und ein Klappenkellerpfeiler stehen im Wasser. Sie sind auf 1 m dicken Sohlenplatten aus Unterwasserschüttbeton zwischen Holzspundwänden nur 1 m unter Hafensohle gegründet. Der untere Teil der aufgehenden Baukörper besteht gleichfalls aus Unterwasserschüttbeton. Die Sicherung der Pfeilergrundwerke wurde an der Brücke über den Hafenskanal 1934, an der über den Kaiserhafen 1935 ausgeführt.

### Brücke II über den Hafenskanal.

Die Entwurfbearbeitung hatte folgende Bedingungen zu berücksichtigen:

1. Die Sicherung mußte eine Vertiefung der Hafensohle um 2,5 m ermöglichen.
2. Die Durchfahrtweite unter der Klappbrücke durfte nur so wenig wie möglich eingeschränkt werden.
3. Der Verkehr zu Wasser und zu Lande war während der Bauarbeiten aufrechtzuerhalten.

Der Baugrund besteht nach den in Abb. 1 und 6 eingetragenen Bohrergebnissen bis zur Tiefe von etwa 9 m unter jetziger Hafensohle aus Rhein-

kies- und Sandablagerungen. Darunter liegt feinsandiger Ton. Als zweckmäßige und wirtschaftliche Bauweise kamen nur verankerte Stahlspundwände um die Grundwerke herum in Frage mit der Aufgabe, den durch die Vertiefung zwischen Grundwerksohle und Hafensohle entstehenden Sprung von 1,5 m zu sichern (vgl. Abb. 1). Das Verfahren der Bodenverfestigung durch Einpressen von Chemikalien oder Zementmilch bot allein keine befriedigende Sicherung und war als zusätzliche Maßnahme zur Spundwandbauweise entbehrlich.

Zur Verringerung der Biegungsbeanspruchung wurde die Spundwandoberkante so niedrig gelegt, wie der voraussichtliche Bauwasserstand es zuließ. Die Berechnung der Wand für den freistehenden Pfeiler im Hafenskanal berücksichtigt den senkrechten Anteil der in der Grundwerksohle

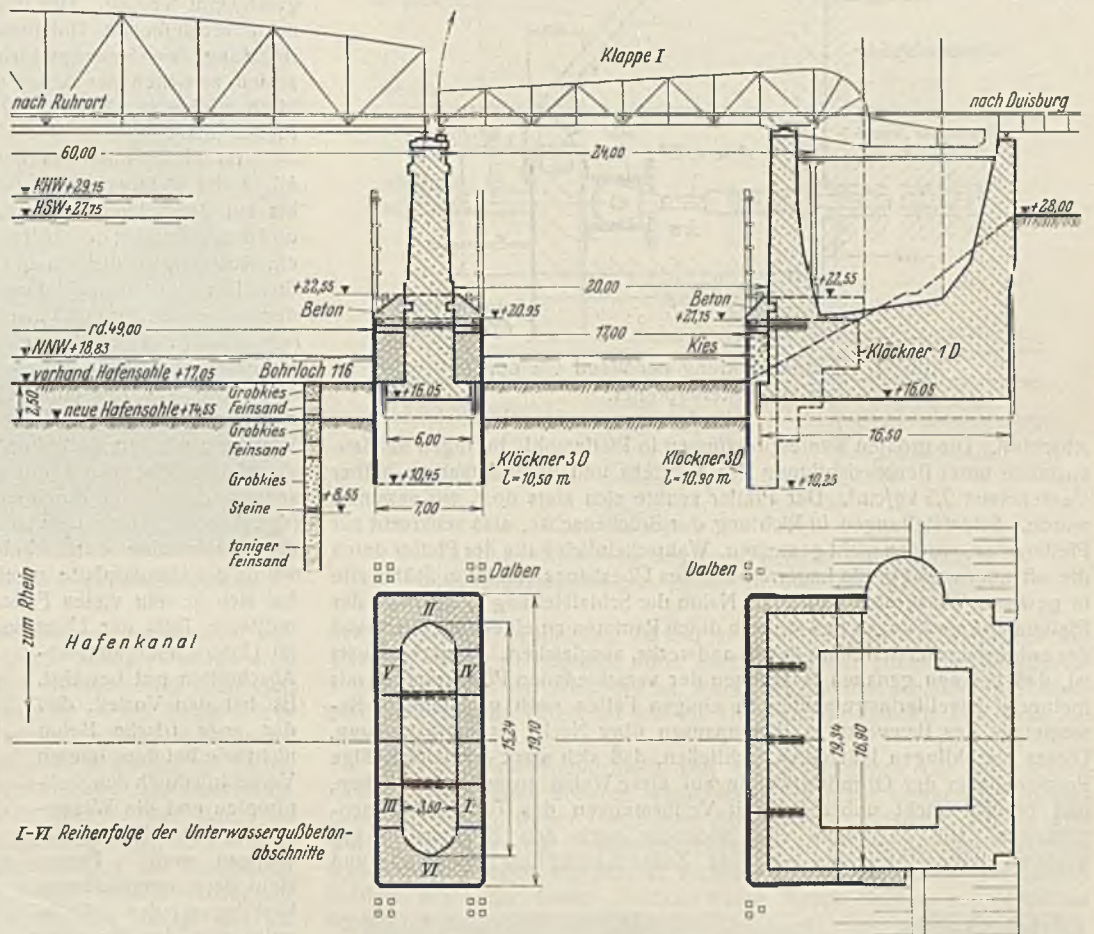


Abb. 1. Sicherung der Grundwerke der Oberbürgermeister-Lehr-Brücke II über den Hafenskanal.

aus Eigengewicht und äußeren Kräften angreifenden Schlußkraft als Auflast für den Erddruck. Die Aufnahme ihres waagerechten Anteils wurde einem Kräftepaar in der Spundwandachse zugewiesen, für dessen Übertragung vom Pfeiler in die Wand die oben mit dem Pfeiler verzahnte Betonausfüllung des Spundwandkastens sorgt. Die Biegungsbeanspruchung wurde unter Vernachlässigung der lastverteilenden Wirkung der alten Holzspundwand nach dem Verfahren von Blum<sup>2)</sup> ermittelt. Bauart und Größe der Spundwand ergab sich sodann nach den Gesichtspunkten günstigster Beanspruchung bei geringer Durchbiegung, guter Wanddicke und niedriger Höhe des Wandquerschnitts, um die Durchfahrtweite möglichst wenig zu beeinträchtigen. Als Baustoff wurde seiner höheren Korrosionsfestigkeit wegen Sonderstahl 50/60 mit 0,4% Kupferzusatz gewählt, ohne jedoch seine höhere Festigkeit auszunutzen.

<sup>1)</sup> Ottmann u. Loebell, Die Duisburg-Ruhrorter Klappbrücken nebst den zugehörigen festen Straßenbrücken, Ztrbl. d. Bauv. 1909, S. 359 bis 372.

<sup>2)</sup> Blum, Einspannungsverhältnisse bei Bohlwerken. Berlin 1931, Wlth. Ernst & Sohn.



Bei der Berechnung der Wand vor dem Klappenkellerpfeiler konnte unbedenklich der im Verhältnis zu den großen senkrechten ganz unerhebliche waagerechte Anteil der Pfeilerschlußkraft im Hinblick auf die Größe der Bauwerkgrundfläche überhaupt vernachlässigt werden. Der Ankerzug der Wand wird von dem an sich standfesten Pfeilerkörper aufgenommen. Er beeinflusst die Schlußkraft nur unbedeutend.

Der Zwischenraum zwischen Pfeiler und Spundwand ist im Gegensatz zum freistehenden Pfeiler mit Kies gefüllt, den ein in die Pfeilerverblendung eingebundener Betonholm abdeckt. Seine Abschrägung verläuft wie bei dem freistehenden Pfeiler unter 45°, damit sich keine Schiffe aufsetzen können. Deshalb ist auch der Stahlholm der Spundwand als kräftiges gebogenes Universaleisen ausgebildet (vgl. Abb. 2).

Beim Umräumen des freistehenden Pfeilers ergaben sich trotz aller Vorsicht — kleine Hubhöhen, staffelförmiges, fachweises Rammen —

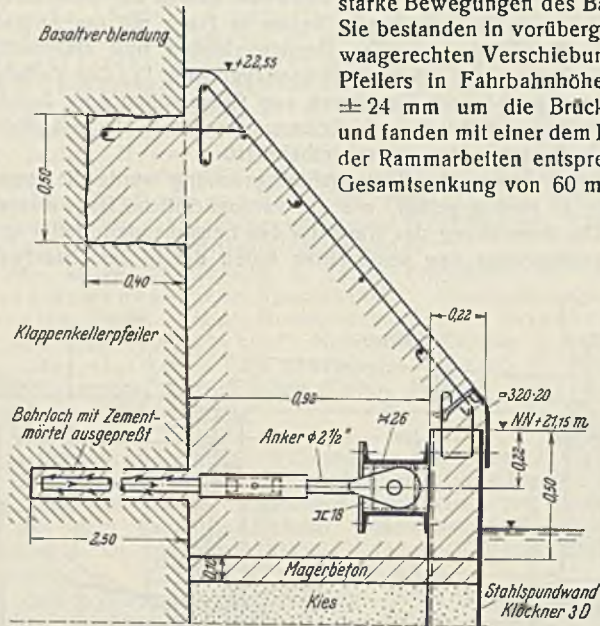


Abb. 2. Holmausbildung der Wand vor dem Klappenkellerpfeiler.

starke Bewegungen des Bauwerks. Sie bestanden in vorübergehenden waagerechten Verschiebungen des Pfeilers in Fahrbahnhöhe bis zu ± 24 mm um die Brückenachse und fanden mit einer dem Fortgang der Rammarbeiten entsprechender Gesamtsenkung von 60 mm ihren

Sandschichten zurückzuführen. Ihr Porenraum war mangels geeigneter Bodenproben unter der Hafensohle nicht feststellbar. Dieser Frage wird jedoch in Zusammenarbeit mit der Deutschen Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik (Degebo) weiterhin Aufmerksamkeit zugewendet.

Der Klappenkellerpfeiler neigte sich beim Vorräumen der Sicherungspundwand gleichmäßig vornüber mit einer vorderen Gesamtsenkung von etwa 15 mm, während sich die Rückseite um 1 mm hob. Diese Erscheinung weicht nicht davon ab, was nach dem Verlauf am freistehenden Pfeiler zu erwarten war. Bewegungen der Bauwerke nach der Fertigstellung waren nicht mehr zu verzeichnen, auch nicht beim Rammen von langen vierpfähligen Stahldalben in unmittelbarer Nähe. Eine weitere Setzung der Bauwerke nach der vorgesehenen Abaggerung wird nur in unmerklichem Umfang erwartet, da sich durch die Rammerschütterungen der Baugrund sehr verdichtet hat, der rechnungsmäßigen Durchbiegung der Wand die Haftspannung des Betons im Spundwandkasten entgegenwirkt und die Spundwand gewissermaßen als Pfahlrost einen erheblichen Teil der senkrechten Kräfte aufnimmt.

Die Senkungen, vor allem des freistehenden Pfeilers, machten sich in unerwünschter Weise in der Brückenfahrbahn bemerkbar. Während die fest auf dem Bauwerk gelagerte feste Brücke die Bewegungen mitmachte, war die Klappbrücke im Klappenkellerpfeiler eingespannt. Es war daher erforderlich, Bewegungen quer zur Brückenachse jeweils nur soweit kommen zu lassen, als es die Spurrillen der stumpfestoßenen Straßenschienen allenfalls zuließen. Auf die Schienen mußten fortlaufend Stahlkeile bis zu etwa 600 mm Länge zur Ausgleichung des Höhenunterschiedes aufgeschweißt werden. Der nach dem Überneigen des Klappenkellerpfeilers noch verbleibende Höhenunterschied ließ sich durch Umbau der Verriegelung des Gegengewichtarms der Klappbrücke beheben. Ein Unterschied zwischen der Achse der Klappbrücke und der festen Brücke verblieb infolge geschickter Reihenfolge der Rammarbeiten am freistehenden Pfeiler nicht.

Auf das Rammen des Spundwandkastens um den freistehenden Pfeiler folgte die Reinigung der Baugrube von Schlamm u. dgl. durch Taucher bis auf die Sohlenplatte, das Bohren der Ankerlöcher durch den Pfeiler und das Anbringen des Gurtes und Holms der Wand. Da der Kiesuntergrund ein Auspumpen der Baugrube nicht zuließ, wurde der Beton in den Spundwandkasten als Unterwassergußbeton nach dem Kontraktorverfahren den bekannten Grundsätzen entsprechend<sup>3)</sup> in sechs Feldern eingebracht (vgl. Abb. 1). Die allgemeine Anordnung der Anlage zur Bereitung und für das Einbringen des Betons zeigt Abb. 3. Der Beton gelangt von der 500-l-Mischmaschine unmittelbar in das Trichterrohr. Für den Beginn des Betonierens erhielt das Rohr unter Abweichung von dem ursprünglichen Verfahren mit dem Sackpfropfen einen Verschuß an seinem unteren Ende durch eine Eisenplatte mit aufgelegter Gummischeibe, die vor dem Absenken des Rohrs durch Spanndrähte fest an das Rohr gepreßt wurde (vgl. Abb. 4). Nach dem Absenken und dem Füllen mit Beton wurden die Spanndrähte durchschnitten, und beim ersten Anheben des Rohrs wurde die Gummipatte an einem Draht herausgerissen. Dieses Verfahren hat sich in sehr vielen Fällen, u. a. bei der Sicherung des 480 m langen mittleren Teils der Ufermauer am Kaiserhafen im Jahre 1933 bei etwa 80 Unterwassergußbeton-

Abschluß. Die größten Kantenpressungen in Pfeilersohle betragen im Bauzustande unter Berücksichtigung des Auftriebs und unter Annahme halber Verkehrslast 2,5 kg/cm<sup>2</sup>. Der Pfeiler senkte sich stets dort, wo gerammt wurde. Schiefstellungen in Richtung der Brückenachse, also senkrecht zur Pfeilerachse, wurden nicht gemessen. Wahrscheinlich hatte der Pfeiler durch die oft unerwartet große Lagerreibung des Überbaues von 60 m Stützweite in gewisser Weise eine Führung. Nahm die Schiefstellung in Richtung der Pfeilerachse stark zu, so ließ sie sich durch Rammen an einer anderen, meist der entgegengesetzten Seite des Grundwerks, ausgleichen. Bemerkenswert ist, daß bei den genauen Messungen der verschiedenen Pfeilerpunkte mit mehreren Nivellierinstrumenten in einigen Fällen noch geringfügige Bewegungen des Bauwerks in Rampausen über Nacht feststellbar waren. Dieses Nachklingen läßt darauf schließen, daß sich stark ungleichmäßige Pressungen in der Grundwerksohle auf diese Weise ausgeglichen haben, und braucht nicht unbedingt mit Verformungen des Tons zusammenzuhängen. Die Setzungen sind vielmehr nach den Erfahrungen bei weiteren Bauausführungen auf eine Zusammenrüttlung der Kies- und

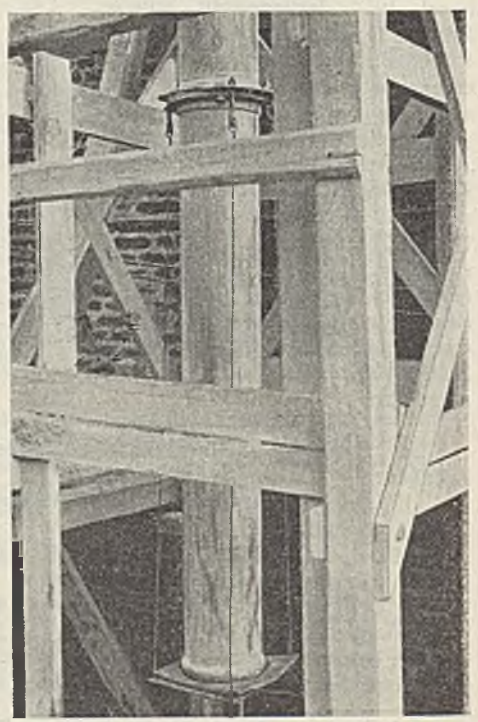


Abb. 4. Trichterrohr mit unterem Verschuß.

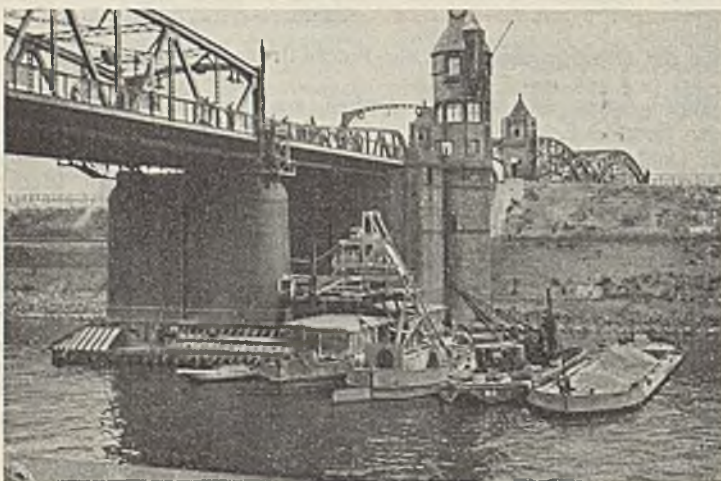


Abb. 3. Betonierungsanlage am freistehenden Pfeiler im Hafkanal.

<sup>3)</sup> Trier u. Tode, Unterwassergußbeton nach dem Kontraktorverfahren. Berlin 1931, Wilh. Ernst & Sohn.



Mischer zum Rohr verringert die Gefahr seiner Entmischung, beschleunigt den Arbeitsvorgang und trägt gerade dadurch auch wesentlich zum einwandfreien Fließen bei. Eine ebene Unterlage für die Rohrmündung in der Baugrubensohle wurde, soweit sie nicht vorhanden war, durch Einpacken von Jutesäcken mit Trockenbeton hergestellt. Das war namentlich dort erforderlich, wo die Spundbohlen den Boden zwischen alter Holzspundwand und neuer Wand beim Rammen mit hinuntergezogen hatten.

Häufige Peilungen der Betonhöhe in der Baugrube während des Betonierens ergaben im allgemeinen ein gleichmäßiges Ansteigen ohne wesentliche Höhenunterschiede, ein Zeichen einwandfreien Gelingens trotz der an sich ungünstigen langgestreckten Baugruben und der auf der einen Seite vorhandenen Spundwandwellen. Ein Probekörper, der unter Wasser am Ende einer anderen derartigen Baugrube durch Anbau einer Würfel-form an die Schalung hergestellt war, zeigte eine gleichmäßige Körnung der Zuschlagstoffe auch mit dem größten Teile und hatte eine Druckfestigkeit von 180 kg/cm<sup>2</sup> nach 28 Tagen. Als Zuschlagstoff wurde Rheinkies von 0 bis 70 mm Korngröße verwendet. Die günstige Kornzusammensetzung für den einwandfreien Fließvorgang lag nach den vorliegenden Erfahrungen bei 45 bis 60% Gehalt an Sand 0 bis 7 mm. Als Bindemittel wurde Traßzement I (30 Traß und 70 Zement) zugegeben, bei anderen Bauausführungen Hochofenzement. Das Mischungsverhältnis wurde in Abhängigkeit von der Betonhöhe in der Baugrube festgelegt. Es betrug vom Beginn des Betonierens bis zu einer mittleren Betonhöhe in der Baugrube von 0,5 m 350 kg Zement je m<sup>3</sup> fertigen Beton, von 0,5 bis 0,8 m 285 kg und darüber hinaus je nach den Zuschlagstoffen 240 bis 260 kg.

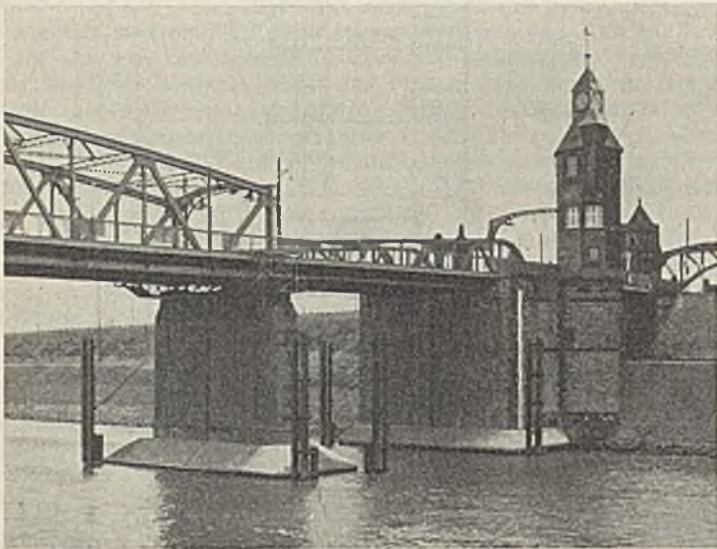


Abb. 5. Gesicherte Grundwerke der Oberbürgermeister-Lehr-Brücke II.

Mit dem Betonieren nach dem Kontraktorverfahren wurde nicht aufgehört, wenn der Beton den Wasserspiegel erreicht hatte, es wurde vielmehr der Zementschlamm der überall über dem Wasserspiegel stehenden Betonoberfläche mit Schaufeln beseitigt und von da ab der Beton gründlich durchgestochert. Die Güte des Betons wurde dadurch nicht beeinträchtigt. Das Verfahren hat den Vorteil, daß sich in geeigneten Fällen gegenüber der Beendigung des Betonierens unter Wasser das Abarbeiten des Zementschlammes und das Abpumpen des noch in der Baugrube stehenden Wassers ersparen und sich eine gleichmäßige und vom Hafenswasserstande unabhängige, möglichst hohe Betonfüllung der Baugruben bis etwa unter Spundwandgurtung erreichen ließ. Dadurch verringerte sich die Gefahr, daß die Oberfläche des Gußbetons infolge des oft schnell wechselnden Wasserstandes beim Einbringen des oberen Betons der Schrägen in die nunmehr anzubringende Schalung unter Wasser stand. Das Kontraktorverfahren hat sich bei diesem und allen weiteren derartigen Sicherungsbauten als durchaus zweckmäßig und zuverlässig erwiesen. Es bedarf aber besonderer Sorgfalt und einer gewissen Erfahrung.

Die weiteren Arbeiten bieten nichts Bemerkenswertes. Zum Schutze der Schifffahrt vor Auflaufen auf die neuen Pfeilervorsprünge bei höherem Wasserstande wurden vor den Pfeilern in der Verlängerung der Spundwandflucht vier 4pfählige und zwei 3pfählige Stahldalben aus Union-Kastenpfählen II gerammt<sup>4)</sup> (vgl. Abb. 5). Die Gesamtkosten der Bauausführung betragen 85 000 RM einschließlich der Stahldalben.

#### Brücke III über den Kaiserhafen.

Bei der Untersuchung des freistehenden Pfeilers im Hafenskanal durch Taucher waren stellenweise größere Aushöhlungen des unteren Pfeiler-

<sup>4)</sup> Grube, Dalben in reiner Stahlbauweise in den Duisburg-Ruhrorter Häfen. Bautechn. 1936, Heft 33, S. 471 bis 473.

schaftes bis etwa 0,75 m Tiefe, besonders auch an den Pfeilerköpfen sowie überhaupt eine geringe Festigkeit des alten Betons festgestellt worden (vgl. Abb. 10). Diese Schäden sind auf die Herstellungsweise als Unterwasserschüttbeton mit fahrbaren Trichtern zurückzuführen. Auf der Sohlenplatte und in der Hafensohle außerhalb der alten Holzspundwand wurden dazu größere Fladen des anscheinend durch die undichte Unterwasserschalung ausgelaufenen Blindmittels von den Tauchern gefunden. Da nichts auf eine bessere Beschaffenheit des gleichen Bauwerks im Kaiserhafen schließen ließ, erschien es bedenklich, einen derartigen Baukörper nochmals ohne weiteres der Beanspruchung durch Rammererschütterungen zu unterwerfen. Der freistehende Pfeiler im Kaiserhafen wurde daher 1935 zunächst mit einer kurzen leichten Stahlspundwand umrammt, innerhalb deren der Unterwassergußbeton den Pfeilerfuß mit einem festen ringförmigen Baukörper umgab (vgl. Abb. 6). Auf diese Weise wurde ein wirksamer Schutz gegen etwaige Zerstörungen des schlanken Pfeilers geschaffen. Bei der Rammung dieser ersten Spundwand setzte sich der Pfeiler 6 mm. Die größte Kantenpressung im Bauzustande betrug hier 4 kg/cm<sup>2</sup>. Wenn bei der Rammung der äußeren langen Spundwand, der eigentlichen Sicherungswand für die Hafensvertiefung, eine weitere starke Senkung wie im Vorjahre bei dem Pfeiler im Hafenskanal, jedoch von 84 mm — Gesamtmaß also 90 mm — auftrat, so ist das nur ein Beweis für die Zweckmäßigkeit und Notwendigkeit der Hilfs-spundwand, die Mehrkosten in Höhe von etwa 10 000 RM bei rd. 95 000 RM Gesamtkosten erforderte. Denn die Senkungen an und für sich haben sich trotz der anschließenden Klappbrücke durch entsprechende Hebung

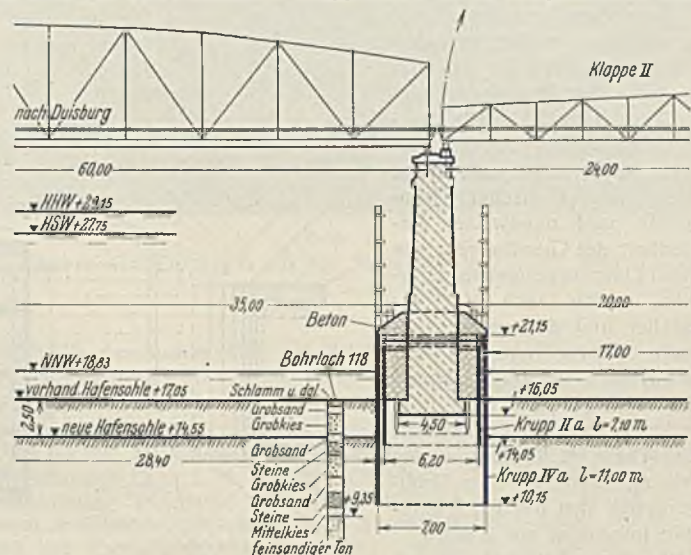


Abb. 6. Sicherung des freistehenden Pfeilers der Oberbürgermeister-Lehr-Brücke III über den Kaiserhafen.

der Überbauten ausgleichen lassen, und der Bestand des Bauwerks war während der ganzen Bauzeit unter allen Umständen gesichert. Die Durchfahrtsweite unter der Klappbrücke wurde wegen der schmäleren Sohlenplatte nicht mehr eingengt als im Hafenskanal, nämlich von 20 m auf etwa 17 m.

Um die Wahrscheinlichkeit von Unterbrechungen der schwierigen Rammarbeiten durch höheren Wasserstand möglichst weitgehend zu vermindern, wurden ferner 1 m höhere Spundwände gerammt, als die entwerfsmäßige Lage der Spundwandoberkante es erforderte, und die überschließenden Längen als Schrott verwertet. Beim Einfädeln der langen Bohlen unter der festen Brücke waren Krupp-Bohlen mit geteilten Schlössern besonders vorteilhaft.

Der Zwischenraum zwischen innerer und äußerer Wand wurde mit Kies ausgefüllt, die Aufnahme des waagerechten Anteils der Pfeilerschlußkraft daher nicht wie bei dem Pfeiler im Hafenskanal der Sicherungswand zugewiesen, sondern die wirkliche Bodendruckverteilung in der Pfeilersohle als Auflast für den Erddruck der Wand angesetzt. Die Bauausführung, insbesondere das Verhalten des Klappenkellerpfeilers beim Rammen, entspricht im übrigen den oben beschriebenen Arbeiten des Vorjahres.

#### II. Sicherung der Grundwerke der Eisenbahndrehbrücke.

Die Eisenbahndrehbrücke überführt zwei Hafenbahngleise vom Bahnhof Ruhrort-Hafen über den Durchstich zwischen Hafenskanal und Kaiserhafen. Sie besteht aus der eigentlichen Drehbrücke (Fachwerkträger auf drei Stützen mit 26,40 m Stützweite über der Durchfahrt) und einer Parallelträger-Anschlußbrücke von 15,48 m Stützweite<sup>5)</sup>. Die ausgedrehte

<sup>5)</sup> Ottmann und Loebeil, Eisenbahndrehbrücke im Duisburg-Ruhrorter Hafen. Ztrbl. d. Bauv. 1907, S. 484 bis 488.



Brücke war durch ein Leitwerk aus stählernen Fachwerkständern auf Eisenbetonpfeilböcken gegen Beschädigung durch den Schiffsverkehr geschützt. Die unzureichende Rammtiefe dieser Pfeile für die vorgesehene Vertiefung zwang zur Erneuerung des Leitwerks. Es lag daher nahe, die Sicherungswand für den Drehpfeiler der Brücke in die Leitwerkflucht zu legen (vgl. Abb. 7), um so die Rammerschütterungen in möglichst weitem Abstände von dem Bauwerk sich auswirken zu lassen, da hier Setzungen wegen der empfindlichen Lagerung des Überbaues besonders unerwünscht waren. Daraus ergab sich ein neuer Leitwerkunterbau aus einer verankerten und hinterfüllten Stahlspundwand mit aufgesetztem neuem Leitwerk. Die alten Fachwerkständer waren nicht wieder zu verwenden, da die Oberkante des Unterbaues möglichst tief gelegt werden mußte, um den Durchflußquerschnitt für die vom Rhein durch den Hafenkanaal einlaufende und durch den Kaiserhafen ausgehende beträchtliche Strömung nicht zu verschlechtern.

Bei gleicher flacher Gründungstiefe und ungewisser Beschaffenheit der Grundwerke, wie bei den Oberbürgermeister-Lehrbrücken, wurde auch hier der Drehpfeiler und der andere freistehende Pfeiler zunächst mit einem Kasten kürzerer Spundwände umgeben, der nach dem Kontraktorverfahren ausbetoniert wurde. Diese Maßnahme erwies sich als zweckmäßig. Der Drehpfeiler setzte sich bei den Rammarbeiten insgesamt nur 3 mm.

Das neue Leitwerk bilden geschweißte vollwandige Halbrahmen (vgl. Abb. 8), die für eine am oberen Ende angreifende Kraft von 40 t bei mäßiger Beanspruchung berechnet sind. Den dadurch an der Durchfahrtsseite auftretenden Zug leiten Laschen in die Spundwand über. Die hintere Druckbeanspruchung nehmen Einzelgrundwerke aus Beton auf. Vor den Riegeln liegen kräftige durchgehende Reibebalken.

Die Sicherung des anderen freistehenden Pfeilers entspricht grundsätzlich den Pfeilern der Lehr-Brücken. Auf der Rückseite war die Sicherungswand wegen der hinter dem Bauwerk ansteigenden Uferböschung entbehrlich. Die Ankerkraft der Wand auf der Durchfahrtsseite leitet eine besonders kräftige Gurtung in die Flügelwände vor den Pfeilerschmalseiten über, die als Verankerung wirken. Der Zwischenraum zwischen innerer und äußerer Wand ist auch hier mit Kies gefüllt.

Bei der Verschiedenartigkeit der an den einzelnen Pfeilerseiten aufzuwendenden Rammarbeit war ein Überneigen dieses Bauwerks nach der Durchfahrtsseite unvermeidlich. Die größte Setzung betrug 32 mm und wurde nach Beendigung der Arbeit durch Heben der Auflager ausgeglichen. Während der Arbeiten mußten die Auflager der Drehbrücke und der festen Anschlußbrücke nach den sorgfältigen Beobachtungen der Setzungen dieses Pfeilers dauernd unterlegt werden, um den Bahnbetrieb sicher aufrechtzuerhalten. Zwei 3pfählige Stahldalben schützen auch hier die Schifffahrt bei höherem Wasserstande vor Auflaufen auf den Pfeilervorsprung.

Besondere Schwierigkeiten bot das Reinigen beider Spundwandkästen durch Taucher von Schlamm und Boden wegen der großen Menge und des beengten Arbeitsraumes. Die Gesamtkosten der Bauausführung betragen 128 000 RM.

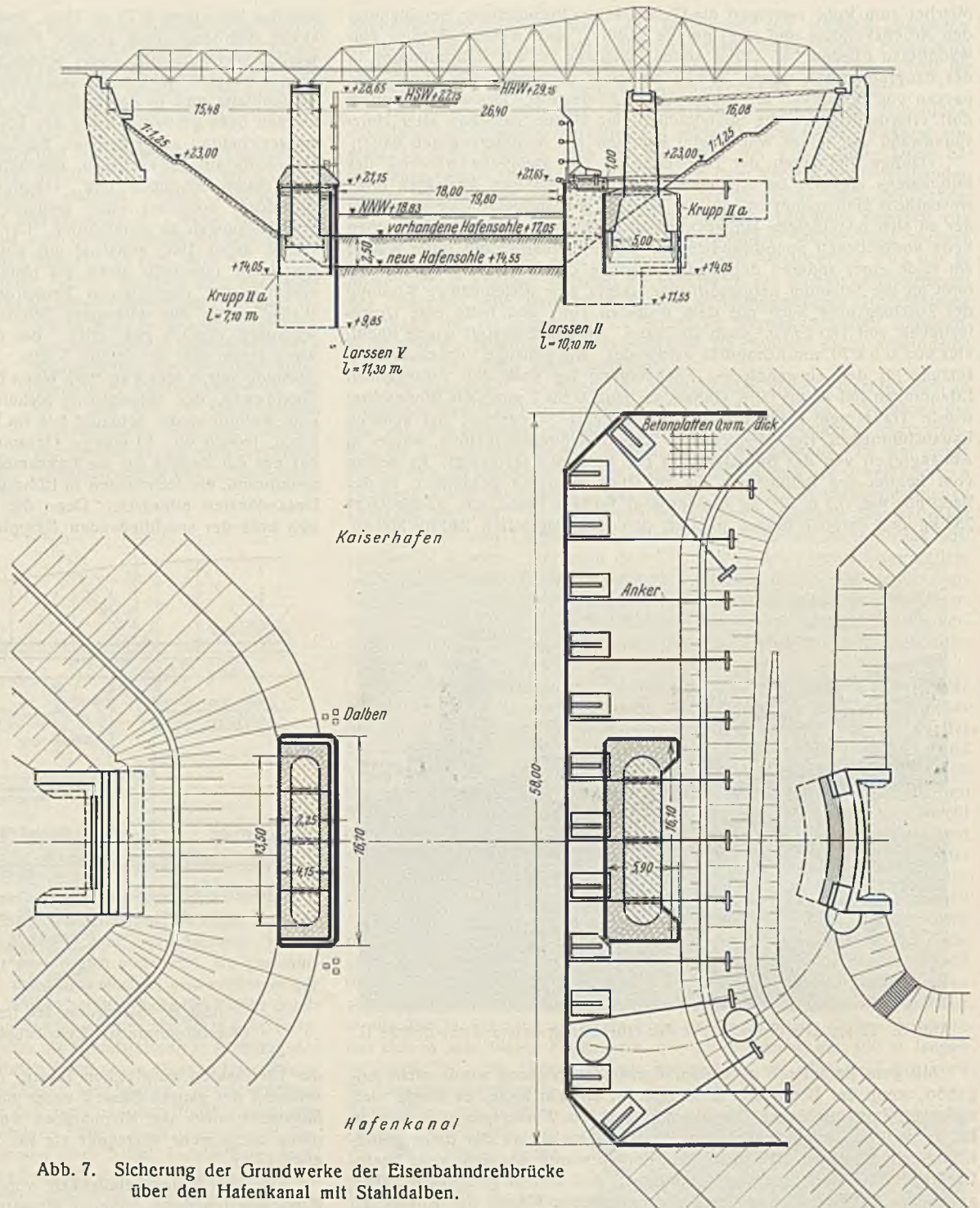


Abb. 7. Sicherung der Grundwerke der Eisenbahndrehbrücke über den Hafenkanaal mit Stahldalben.

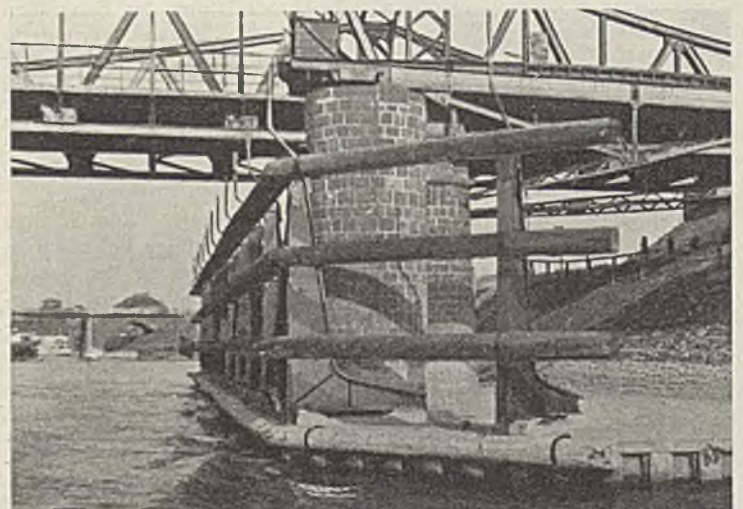


Abb. 8. Neues Leitwerk der Eisenbahndrehbrücke.



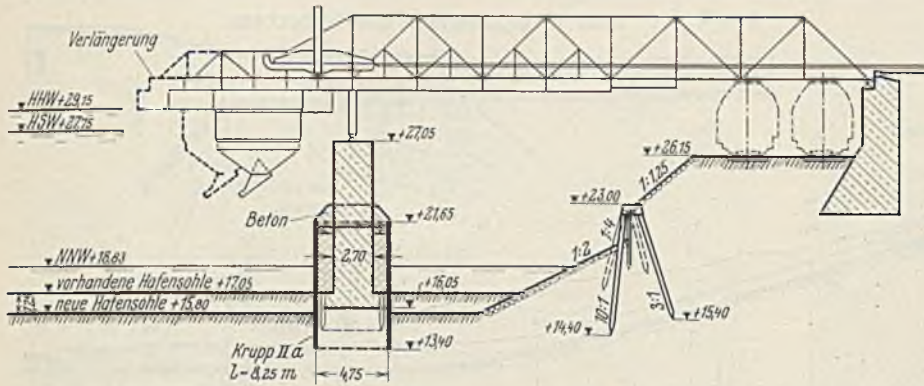


Abb. 9. Grundwerksicherung des Kippers 6.

### III. Sicherung der Grundwerke von Kipperpfeilern.

In entsprechender Weise wurden 1935 und 1936 die Grundwerke der 50 m langen Pfeiler von vier Kohlenkippern im Hafenbecken B und im Hafenkanaal gesichert<sup>6)</sup>, jedoch nur für eine Hafentiefening um 1,25 m, wie eingangs begründet. Bei der geringen Höhe zwischen Grundwerksohle und neuer Hafensohle (vgl. Abb. 9) wurde die Spundwandgröße hier nach der Untersuchung des Silodrucks des flüssigen Betons in den einzelnen Bauabschnitten und nach rammtechnischen Gesichtspunkten gewählt. Auf die Betonfüllung der Spundwandkasten war nicht zu verzichten, da an den Pfeilern besonders umfangreiche und tiefe Zerstörungen des alten Unterwasserschüttbetons festgestellt waren (vgl. Abb. 10).

Um das aus Eisenbetonpfahlböcken und -spundbohlen bestehende wenig standfeste Bohlwerk hinter den Pfeilern nicht durch die Rammarbeiten an den Kipperrahmen zu gefährden, wurden je Kipper jeweils 100 m davon durch Zwischenrammen längerer Pfahlböcke zwischen die alten verstärkt. Einschließlich dieser Arbeiten kostete eine Kippersicherung 80 000 RM. Hinzu kommen die Kosten für die im Bau befindliche Verlängerung der Ausleger der Kipperbrücken um ein Fachwerkfeld mit entsprechender Verstärkung der vorhandenen Bauteile, um die von dem fahrbaren Schütt-Trichter des Kippers zu bestreichende Breite des Schiffsraumes nicht zu verringern, zumal sich die Schiffsbreite seit Erbauung der Kipper vergrößert haben.

Die geschilderten Arbeiten sind ein anschauliches Beispiel für den Wert und die Vielseitigkeit der Stahlspundwand als Bauglied in der Hand des Grundbauingenieurs und für dabei möglicherweise auftretende Schwierigkeiten. Selbst unter Würdigung der deutschen Rohstofflage ist sie in vielen Fällen unentbehrlich. Auch das Kontraktorverfahren für die

<sup>6)</sup> Ottmann und Loebell, Die Kohlenkipper der neuen Hafentelle in Duisburg-Ruhrort. Ztbl. d. Bauv. 1910, S. 471 bis 488 und 529 bis 544.



Abb. 10.

Grundwerk des Kippers 6 vor der Sicherung bei einem Wasserstande von NN + 19,39 m.

Auch hatte der Auftraggeber die Möglichkeit, bei voraussichtlich längerer Unterbrechungszeit die Geräte vorübergehend gegen entsprechende Vergütung zu kündigen<sup>7)</sup>.

<sup>7)</sup> An der Ausführung waren beteiligt die Bauunternehmungen Vollrath-Betonbau G. m. b. H., Duisburg-Meldertich, Bernhard Fischer, Zweigniederlassung Duisburg, Wiemer & Trachte G. m. b. H., Dortmund, Meyer & Wiesner, Düsseldorf. Die stählernen Halbrahmen für das Leitwerk der Eisenbahndrehbrücke lieferte und stellte die Demag AG, Duisburg, auf.

Alle Rechte vorbehalten.

## Die neuen Talsperrendämme im Harz.

Erfahrungen bei Vorarbeiten, Gestaltung, Bau und Betrieb des Söse- und Oderwerkes der Harzwasserwerke.

Von Prof. Dr.-Ing. Collorio, Hannover, und den bei den einzelnen Abschnitten genannten Mitarbeitern.

(Fortsetzung aus Heft 53, Jahrgang 1936.)

### E. Die Ausbildung der Betriebseinrichtungen und der Betrieb der Talsperren.

Von Prof. Dr.-Ing. Collorio, Hannover, und Hauptmann (E) Dipl.-Ing. Pauck, Berlin.

Die Aufgabe der Entnahme, Entleerung und Vorentlastung war nach der Talsperrenvorschrift zwei voneinander unabhängigen Entnahmen bzw. Grundablässen zu übertragen; der ausreichenden Bemessung der Hochwasserentlastungsanlage war besondere Aufmerksamkeit zu widmen, da ein Versagen der Entlastung die Dämme am meisten gefährdet.

#### 1. Hochwasserentlastung.

Aus diesem Grunde wurden die Hochwasserentlastungen bei beiden Hauptdämmen besonders reichlich bemessen, und zwar bei normalem Überstau auf 2 m<sup>3</sup>/sek/km<sup>2</sup>, an der Söse also auf 90 m<sup>3</sup>/sek, an der Oder 105 m<sup>3</sup>/sek. Für die 90 m lange Entlastungsanlage der Söse wird hierbei ein Überstau von 60 cm notwendig, entsprechend einer Inhaltserhöhung von ≈ 1 Mill. m<sup>3</sup> und einer gleich großen Erhöhung des Hochwasserschutzraumes. Da zwischen normalem Höchststau und Dammkrone (ohne Brüstung) 2 m Spielraum sind, wurde auf Vorschlag des Staatsaufsichtsbeamten Oberbaurat Kühn, Hildesheim, die Länge der Entlastung an der Odertalsperre nur 50 m, der Überstau dafür 90 cm gewählt. Damit wird ein Speicherraum von 1,5 Mill. m<sup>3</sup> nutzbar gemacht, also auf jeden Fall eine kleinere Augenblicksentlastung eintreten als an der Söse. Während der Überlauf an der Söse massiv und mit waagerechter Überlaufkante

durchgebildet ist, am Ende mit einem regelbarem Spülschütz versehen wurde, wurde der Hochwasserüberlauf an der Odertalsperre (Abb. 101) in 13 je 4 m breite, zwischen Pfeilern angeordnete einzelne Überläufe aufgelöst, deren feste Überfallkante zwischen den Höhen 376,7 und 378 gestaffelt ist. Mit fortschreitendem Einstau wurden bei der erstmaligen Füllung diese Abschnitte durch Dammbalken bis zur Höhe 381,10 erhöht. Damit besteht die Möglichkeit, den Überlauf im späteren Betriebe zu verändern, wenn dies aus irgendwelchen Gründen erforderlich scheint, z. B. bei Katastrophen auch während des Betriebes, weil an der Odertalsperre (wie an der Söse) die Schußrinne auf die doppelte Leistung des Überlaufs ausgebildet wurde. Um Zwischenfälle zu vermeiden, ist vorgesehen, daß eine Veränderung des an sich festen Überlaufs nur mit Zustimmung oder nach Anordnung der Staatsaufsichtsbehörde vorgenommen werden darf. Für die Abführung des Wassers wurde die Ausbildung einer Schußrinne einer Sturzrinne bei beiden Talsperren vorgezogen, da die steilen Hänge, an denen die Anlagen verlegt werden mußten, die Ausbildung und Gründung der stärker beanspruchten Sturzrinnen nicht zulleßen. Außerdem sind Schußrinnen wirtschaftlicher, besonders, wenn ein Tosbecken erspart werden kann. Als solches diente das Unterwasserbecken; die Einmündung der Schußrinne liegt weit genug von den Bauwerken entfernt, so daß man es dem Wasser überlassen konnte, sich selbst zu beruhigen. An der Sösetalsperre zwangen die örtlichen Verhältnisse zu einem Stellabfall am Ende der Schußrinne (in einem früheren Steinbruch) (s. Abschnitt F). An der Odertalsperre wurde die Rinne bis in das Unterwasserbecken durchgeführt und dort der Ansatz zu einem Tos-



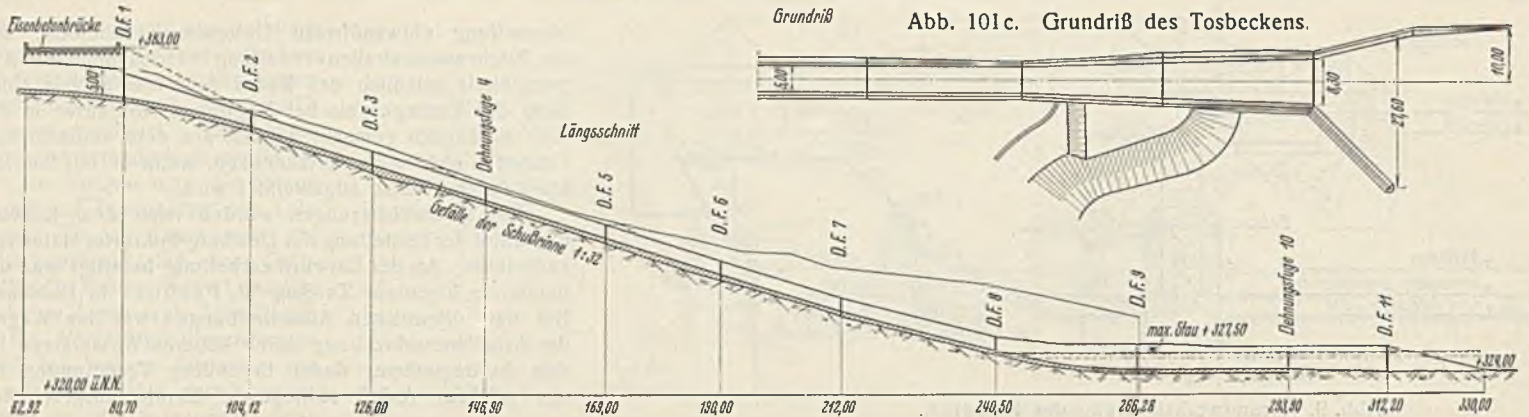


Abb. 101b. Schnitt der Schußrinne und des Tosbeckens.

Abb. 101a bis c. Odertalsperre. Hochwasserentlastung mit Schußrinne.

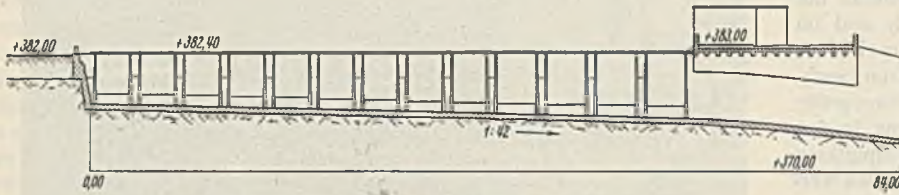


Abb. 101a. Überlauf der Hochwasserentlastungsanlage.

Schnitt in Achse, die durch Pfeiler unterteilte Überlaufänge sowie die massiven Überlaufschwellen sind in diesen Schnitt mit eingetragen.

becken ausgebildet. Ob die vorgesehenen Maßnahmen zur Beruhigung ausreichen, können nur die Erfahrung und der Großversuch zeigen.

Die Unterwasserbecken werden durch einfache Rollschütze mit Aufsatzklappen auf festem Wehrrücken entlastet. Außer diesen Wehren stehen an der Söse noch zwei Grundablässe, an der Oder wegen der anderen örtlichen Verhältnisse ein von den Kraftwerken gesteuerter Grundablaß zur Verfügung, der auch eine völlige Absenkung des Unterwasserbeckens gestattet. An der Sösetalsperre wirken die beiden Entlastungen gegeneinander zwecks Energievernichtung, an der Oder mußte darauf verzichtet werden. In beiden Fällen sind Zahnschwellen angeordnet zur Unterstützung dieser Wirkung (Abb. 102).

Die Hochwasserentlastung der Sösevorsperre (Abb. 103) bestand ursprünglich aus zwei Überfällen auf + 333 zwischen den Pfeilern der Straßenbrücke und zwei Hebern, die bei 333,5 und 333,75 anspringen sollten. Das Hochwasser im Januar 1932 zeigte aber, daß die Anlage für solche Katastrophen nicht ausreichte; der Stau überstieg die Höchstgrenze, das übertretende Wasser spülte einen Teil des Lehmkerns aus. Um eine Wiederholung zu vermeiden und zur Schonung des Damms wurde der

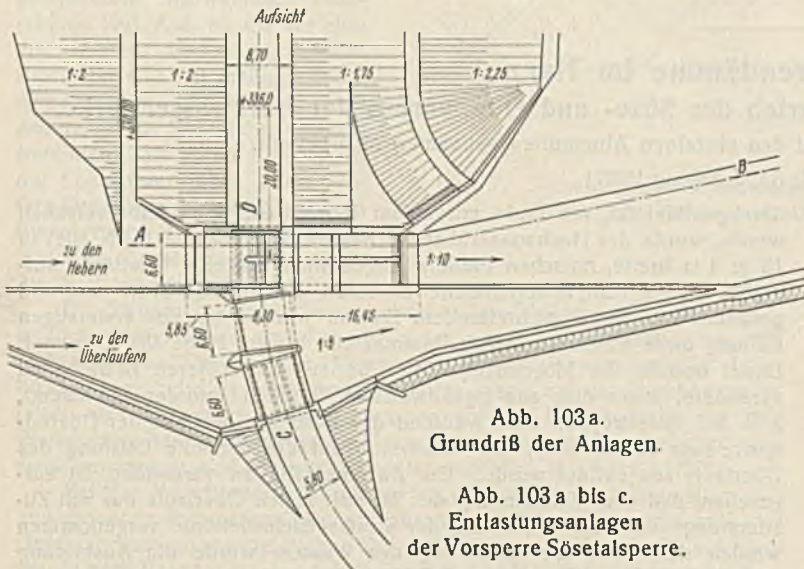


Abb. 103a. Grundriß der Anlagen.

Abb. 103a bis c. Entlastungsanlagen der Vorsperre Sösetalsperre.





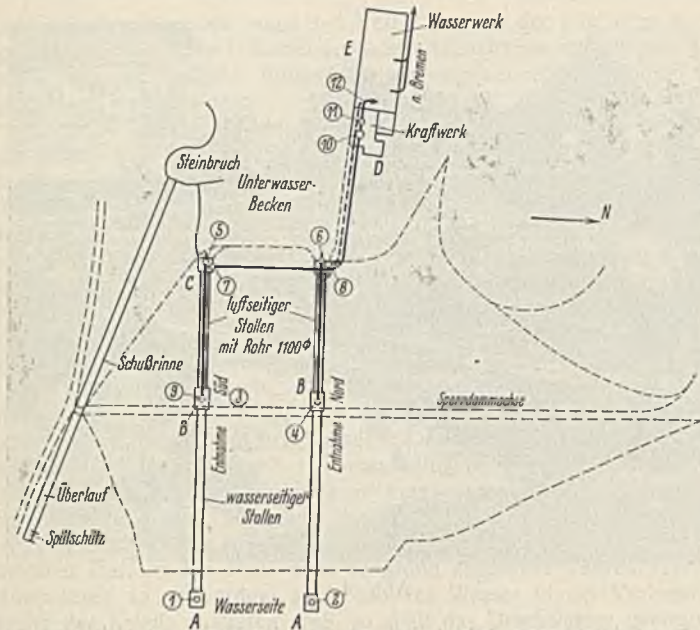


Abb. 104. Sösetalsperre. Anordnung der Betriebseinrichtungen.

A Einlauffürme der Entnahmen. B Kernschieberkammern. C Auslaufbauwerke der Entnahmen. D Krafthaus mit Schallanlage. E Wasserwerk mit Reinigungsanlage und Vorratsbehälter. Armaturen: 1 und 2 geschlossenes Zylinderventil, als Notverschluß betätigt durch Drahtzug von der Sperrdammkrone, wieder aufgezogen mit Hilfe eines schwimmenden Windwerks und eines Tauchers. Grundausslaß an der tiefsten Stelle mit Keilschützen, betätigt vom Turm aus nach Absinken des Wasserspiegels. Be- und Entlüftung durch Röhre von den Kernschieberkammern aus. 3 Walzenschieber als Abschlussschieber, angetrieben durch Hand und Motor, selbsttätiger Schnellschluß mittels Fallgewichtsantrieb, ausgelöst durch Venturlanzeiger, Schwimmer- bzw. Druckknopfsteuerung vom Kraftwerk her. Belüftung durch Ventile. 4 Kugelschieber als Abschlussschieber mit Notverschlußplatte, die mit Hammerkopfschrauben an die Rohrleitung oberwasserseitig angeschlossen werden kann. Antrieb mittels Öldruck durch Hand- und Motorpumpe, als Notverschluß mit Fallgewichtsauslösung wie 3. Belüftung wie 3. 5 Düsenschieber als Regulierringe nach Bauart Reuling mit Venturlinse und Belüftung. Antrieb mechanisch mit Hand und Motor. 6 Düsenschieber als Regulierringe nach Bauart Krupp-Gruson (Larner-Johnson-Ventil), Venturlinse besonders angebaute. Antrieb hydraulisch, gesteuert mittels hand- und motorbewegter Nadeldüse. 7, 8 und 9 Keilschieber mit Handantrieb, werden nur zu Außerbetriebsetzung von Leitungen bei Reparaturen usw. bedient. 10 Spitzenturbine im Krafthaus mit selbsttätiger Regulierung und Nebenauslaß zur Druckregelung. Vor der Turbine Abschluß durch hand- und motorgesteuerten Keilschieber. 11 Trinkwasserturbine, von Hand auf konstante Wassermenge eingestellt, gießt aus in das Wasserwerk, Nebenauslaß zum Unterwasserbecken. Im Nebenschluß Düsenschieber Bauart Bopp & Reuther, zur Regelung der Wasserzuführung zum Wasserwerk, wenn die Turbine außer Betrieb ist. 12 Einlauf ins Wasserwerk (s. GWF 1934, S. 450). Die punktiert eingezeichnete Leitung stellt die nachträglich eingebaute Reservezuführung zum Wasserwerk dar.

angeordnet werden. Die an der Söse durchgeführte Anordnung schaffte eine Zwangslage. Da Einlauffürme bis zum Stauspiegel nicht in Frage kamen, Schrägbahnen, wie sie an der Oder vorgesehen sind, wegen der örtlichen Verhältnisse ausgeschlossen waren, blieb nichts anderes übrig, als Ventile einzubauen, die sich, auf eine Auslösung hin, selbst bremsend schließen. Solche geschlossenen Zylinderventile sind zwar einwandfrei zu konstruieren, trotzdem können sie im Zusammenhang mit der übrigen Anordnung nur als eine Notlösung gewertet werden, die sie an der Söse ja auch waren, da die Notwendigkeit ihrer Anordnung erst während des Baues erkannt worden ist. Statt der Reihenfolge

am Einlauf: Abschluß; am Kern: Notverschluß; am Auslauf: Regelung, die als richtig erkannt und so auch an der Oder durchgeführt wurde, ergab sich an der Söse also die Reihenfolge  
am Einlauf: Notverschluß; am Kern: Abschluß; am Auslauf: Regelung.

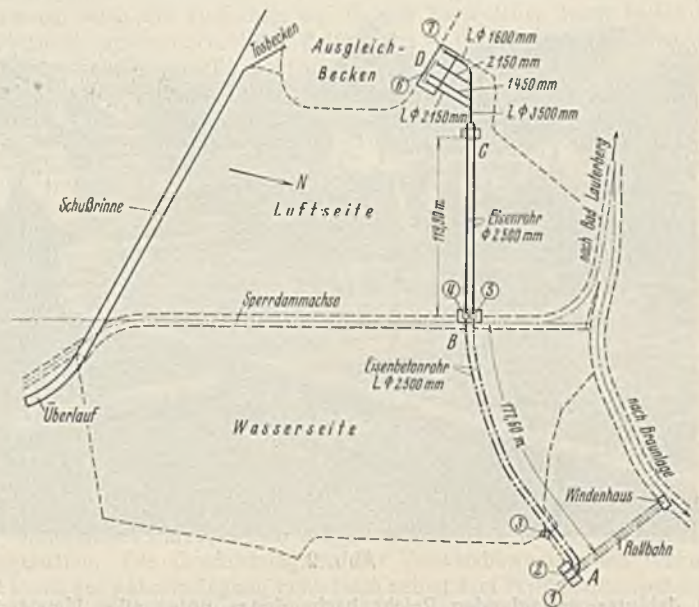


Abb. 105. Odertalsperre. Anordnung der Betriebseinrichtungen.

A Einlaufbauwerk der Entnahmen. B Kernschieberkammer. C Notverschlußkammer am Dammfuß. D Kraftwerk und Auslauf des Grundablasses. Ausrüstung mit Armaturen: 1 und 2 Schützenverschlüsse des Einlaufbauwerks mit hand- und motorbedienter Aufzugsvorrichtung über Rollbahn, gesteuert vom Windenhaus. Als Notverschlüsse durch Eigengewicht schließend nach Druckknopfauflösung im Windenhaus oder Kraftwerk. Belüftung durch Stahlrohre vom Windenhaus aus. 4 und 5 Drosselklappen angetrieben durch Öldruck und Gewichtbelastung, als Notverschluß wirkend durch Fallgewicht, ausgelöst durch Kippwaage, Schwimmer bzw. Druckknopfsteuerung vom Kraftwerk her. Be- und Entlüftung durch Ventile. 3 Grundausslaß mit Schützenverschluß, angetrieben von Hand während des Bauzustandes. In C Notverschlüsse durch Blinddeckel zum Abschluß der luftseitigen Rohrleitungen bei Kontrolle und Reparatur einer Entnahmeführung, wenn die andere in Betrieb gehalten werden muß. Der Notverschluß kann während einer Betriebspause eingebaut werden. 6 Je eine Hoch- und Niederdruckturbine, eine Hochdruckpumpe. Abschluß durch Drosselklappen vor den Maschinenaggregaten, nach dem Unterwasser mit Dammbalken. 7 Grundablaß Larner-Johnson-Ventil, gesteuert vom Kraftwerk.

Die Grundablässe beider Talsperren waren für einen Bau- und Betriebszustand auszubilden. Die erste Aufgabe forderte neben tiefer Lage einen möglichst großen Stollenquerschnitt; für den Betriebszustand waren, da die Drücke erheblich sind, möglichst geringe Querschnitte, vor allem bei den Armaturen und Verschlüssen anzustreben.

Wichtiger ist aber, wie die Erfahrung gezeigt hat, daß der Umbau vom Bau- in den Betriebszustand möglichst ohne Störung und Schwierigkeiten vor sich geht. An der Söse wurde der Umbau umschichtig vorgenommen. Da gerade in der Zeit dieses Umbaus an der Söse ein Hochwasser eintraf, entstanden erhebliche Schwierigkeiten, besonders, da auch an den Einläufen bei der Umstellung noch verschiedene Arbeiten unter Wasserhaltung zu erledigen waren. An der Oder wurde deshalb dafür gesorgt, daß an dem tiefstgelegenen Einlauf keine Arbeiten unter Wasserhaltung bei der Umstellung gemacht werden mußten. Außerdem wurde aber der für den Baubetrieb nötige Querschnitt der Stollen auch für den Betrieb verwendet. Damit ergaben sich zwar verhältnismäßig große Verschlüsse, die sich aber lohnten, da der Kraftbetrieb einen möglichst großen Querschnitt forderte, um auch bei niedrigem Wasserstande im Becken eine möglichst günstige und hohe Leistung erzielen zu können. Für die Einzelmaßnahmen sind die besonderen Betriebsbedingungen und -ansprüche entscheidend gewesen. (Fortsetzung folgt.)

## Verwendung von Drahtnetzflechtmatten bei der Schüttung von Dämmen auf Schlickböden.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Oberregierungsrat Hohenleitner, Ansbach.

Bei Ausbau der Hochwasserdämme an der Oberen (schwäbischen) Donau zwischen den Ortschaften Blindheim und Donauwörth in den Jahren 1927 bis 1930 ergab sich die Notwendigkeit, den Reichenbach, einen kleinen

Das Donauvorland bestand dort auf mehrere Meter Tiefe aus Schlick, der sich aus feinen Feldspat-, Quarz- und Glimmertellen zusammensetzte; darunter lag eine stärkere Kiesschicht. In trockenem Zustande ist dieser Schlickboden als tragfähiger Baugrund für Dammschüttungen anzusprechen. Bei Zutritt von Wasser, somit an der Sohle von Altwassern, wird er jedoch aufgeweicht und in eine schlammartige Masse umgewandelt, die den Beanspruchungen durch eine Kiesschüttung nicht gewachsen ist und daher ausweicht.

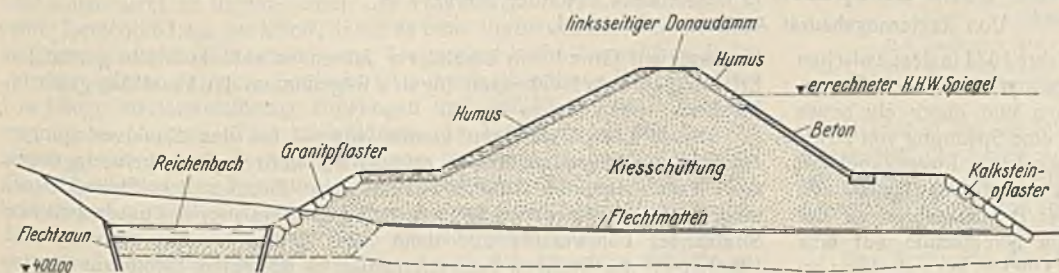


Abb. 1.

linkseitigen Donauzufluß, der vordem oberhalb der Donaubrücke bei Donaumünster in die Donau mündete, hinter den neuen linkseitigen Damm zu verlegen und in einen anderen Flußlauf, die Kessel, einzuleiten.

Oberhalb und unterhalb von Donaumünster befinden sich derartige Altwasserflächen mit Schlickuntergrund, durch die ein 5 m hoher Trenndamm zwischen Donau und Reichenbach im Winter 1929/30 hindurchgeschüttet werden mußte (s. Abb. 1). Die Dammschüttungen wurden mittels Baggergutes aus der Donau ausgeführt. Zu starke Setzungen und Rutschungen an der Binnenseite des Dammes mußten namentlich wegen





Abb. 2.



Abb. 4.

des dahinter verlaufenden Reichenbachgerinnes unter allen Umständen verhindert werden.

Anderweitig behelf man sich damit, an den beiderseitigen Dammfüßen Bermen aus Packfaschnat anzulegen und in deren Schutze den Damm zu schütten. Das Packfaschnat bzw. an dessen Stelle verwendete Senkstücke dienten als Gegengewicht gegen die Dammbelastung und verhinderten ein zu tiefes Einsacken des Dammes in den Schlickuntergrund.



Abb. 3.

Bei Anwendung dieser Bauweise wäre, abgesehen von einem zu befürchtenden seitlichen Ausweichen der Packfaschnatkörper durch den Druck des Dammes, auch bei dem späteren Verfaulen des Faschnates die Standsicherheit des Dammes, zumal längs eines Gerinnes, gefährdet gewesen.

Für die Ausführung ergaben sich zwei Möglichkeiten. Die statisch sicherste Lösung wäre die Beseitigung des Schlicks und Ersatz durch Kiesschüttung gewesen. Diese Lösung konnte aber wegen der hohen Kosten sowie aus nachstehender Überlegung nicht in Betracht kommen.

Der Schlickboden bildet bei genügender Dicke an sich eine gute, wasserundurchlässige Abdichtung des Untergrundes und verhindert das Aufsteigen des Druckwassers bei höheren Donauwasserständen. Hätte man ihn durch Kies ersetzt, so wären durch das starke Durchquellen des Druckwassers unter dem neu geschaffenen Kieskörper und durch die Hebung des Binnenwasserspiegels nahezu auf den Stand des Donauhochwassers die hinter dem Reichenbach gelegenen Anwesen gefährdet gewesen.

Als zweite Lösung wäre das Rammen einer eisernen Spundwand an der Binnenseite des Dammes in Betracht gekommen. Auch diese Lösung wäre, abgesehen von den hohen Kosten, wegen der Gefahr des Ausweichens der Wand infolge der Druckbeanspruchung durch den neu geschütteten Damm verworfen.

Ich suchte daher in Anbetracht der geringen Bodenbelastung ein Mittel, um das Schüttgut auf eine größere Fläche zu verteilen und eine unmittelbare Belastung des Schlicks durch die Kiesschüttung zu verhindern.

Diese Bedingung erfüllten mit Faschnat ausgeflochtene Drahtnetze, die auf die Altwasserfläche ausgebreitet wurden. Die Drahtnetze hatten eine Maschenweite von 30/30 cm. Sie wurden in einen Holzrahmen von 14/4 m gespannt und dann mit Weiden oder Fichtenzweigen ausgeflochten. Die auf diese Weise gebildeten Matten wurden bis zu ihrer Verwendung in Rollen gelagert.

Die Herstellung und das Verlegen ist in Abb. 2 bis 4 dargestellt. Abb. 2 zeigt das Spannen der Drahtnetze in den Holzrahmen, Abb. 3 das Ausflechten der Drahtnetze, Abb. 4 das Einbringen der Drahtnetzflechtmatten in das Donaualtwasser. Auf diese Matten wurde in der üblichen Weise der Damm mittels Schüttgerüsts geschüttet.

Die Kosten des Einbaues der Drahtnetzmatten	
betragen je m <sup>2</sup> Drahtgeflecht samt Antransport	0,45 RM
Faschnat bzw. Fichtenzweige . . . . .	0,60 „
Arbeitslohn 1/2 Stunde . . . . .	0,45 „
Binddraht, Gerüst, Werkzeug usw. . . . .	0,05 „
	zus. 1,55 RM.

Die Kosten für die mit Drahtnetzflechtmatten abgedeckte Fläche von 3500 m<sup>2</sup> betragen 5400 RM. Die Bauweise hat sich gut bewährt. Stärkere Setzungen, wie vielfach bei den sonstigen Dammschüttungen, traten nicht ein. Auch bei erheblichen Donauhochwässern sind über das zulässige Maß hinausgehende Durchsickerungen am Dammfuße nicht beobachtet worden.

Alle Rechte vorbehalten.

## Zwei Geräte zum Einspülen von See- und Flußkabeln.

Von Regierungsbaurat Anderson, Stralsund.

Bei dem Bau des Rügendamms mußten im Jahre 1934 in dem zwischen Stralsund und dem Dänholm gelegenen Ziegelgraben die beiden Rügenkabel der Überlandzentrale Pommern aufgegeben und durch ein neues Starkstromkabel von 3 × 35 mm<sup>2</sup> Querschnitt für eine Spannung von 20 kV ersetzt werden. Außerdem sollte dabei ein neues drittes Rügenkabel mit 3 × 95 mm<sup>2</sup> Querschnitt durch den Ziegelgraben und den Strelasund verlegt werden. Dabei war wegen der Nähe der Brückenöffnungen des Rügendamms sowohl im Ziegelgraben als im Strelasund auf eine genügend tiefe und zuverlässige Einbettung und Überdeckung der neu zu verlegenden Kabel größter Wert zu legen.

Da hierfür bei den großen Wassertiefen des Strelasundes von fast 14 m die sonst übliche Einbaggerung nicht die genügende Gewähr bot und wegen der großen Kosten nicht mehr tragbar war, so wurde vom

Verfasser auf Grund von bereits vor Jahren an anderer Stelle gemachten Erfahrungen dem Neubauamt für den Rügendamm der Vorschlag gemacht, die Kabel einspülen zu lassen.

Dieses Einspülverfahren konnte sowohl bei den Kabelverlegungen anlässlich des Rügendambaus, als auch bei weiteren Seekabelverlegungen des Wasserbauamtes Stralsund-West zum Zwecke der Elektrisierung mehrerer, auf abgelegenen Sänden stehender Richtfeuer des nordwestlichen Stralsunder Fahrwassers und dann auch bei zahlreichen anderen Verkabelungen des hiesigen Telegrafienbauamtes mit gutem Erfolg und unter wesentlicher Verbilligung und Beschleunigung der Verlegung durchgeführt werden.

Es dürfte daher, da man jetzt immer mehr dazu übergeht, auch abgelegene Fahrwasserfeuer elektrisch zu versorgen, und daher sowohl bei



diesen Arbeiten, als auch sonst bei Verkabelungen der Post öfter in die Lage kommt, See- und Flußkabel durch Schiffahrtstraßen zu verlegen, eine Beschreibung der bei den Einspülarbeiten angewendeten Verfahren von allgemeinem Interesse sein.

Der große Vorzug der Einspülung liegt darin, daß nicht nur die sonst durch Eimer- oder Greifbagger in der Flußsohle herzustellende Kabelrinne sich durch Spülen viel leichter und schneller herstellen läßt, sondern, daß während des Fortschreitens der Spülarbeiten zugleich auch das Kabel in ordnungsmäßiger und leicht zu überwachender Tiefenlage verlegt und wieder überdeckt wird. So ist das Kabel nicht nur sofort gegen jede mögliche Beschädigung durch Strom und Schiffahrt gesichert, sondern es kann auch in schwimmenden Boden (Triebsand), bei dem eine Baggerrinne sich gar nicht halten und zusammenrutschen würde, genau in der gewollten Tiefenlage verlegt werden.

Das Verfahren ist wie bei allen guten technischen Lösungen ziemlich einfach und beruht grundsätzlich darauf, daß durch ein mit Düsen versehenes Druckrohr in gleicher Weise wie bei den Spüllanzten, die man zum Einspülen von Pfählen bei Rammarbeiten benutzt, Druckwasser gepreßt wird. Dieses Spülrohr wird an einem schwimmenden Gerät der Tiefe nach verschiebbar, aber sonst in sicherer Führung befestigt und kann so unter gleichzeitigem Spülen bis zu jeder für eine Kabelverlegung gewünschten Tiefe in den Fluß- oder Seegrund abgesenkt werden. Da die Spülrohrdüsen so angeordnet sind, daß das Wasser in der Verlegungsrichtung des Kabels austreten muß, so spült das Druckwasser, wenn das ganze Gerät mittels Ankerwinden langsam vorgeholt wird, den Boden stets vor dem Spülrohr fort und ermöglicht so gewissermaßen ein Durchpflügen des Seegrundes mit dem Spülrohr.

Zum Zwecke der gleichzeitigen Kabelverlegung ist nun das Spülrohr an seinem untersten Ende, dem Rüssel, etwa viertelkreisförmig abgebogen und mit einer oder auch mehreren Führungsrollen oder auch einem rüsselartigen Führungskasten versehen, durch die das einzuspülende Kabel, das von der auf dem Gerät aufgebockten Kabeltrommel sich im Zeitmaß der Vorwärtsbewegung abrollt, zwangsläufig bis zur gewünschten Tiefenlage geführt und dort in die gespülte Furche eingelegt wird. Da der ausgespülte Boden sich infolge entsprechender Anordnung der Spüldüsen zum großen Teil hinter dem Spülrohr wieder in der ausgespülten Furche sammelt, so wird das Kabel dabei auch gleichzeitig wieder überspült.

Die Einspülarbeiten wurden in Stralsund von zwei verschiedenen Firmen ausgeführt; nämlich von der Taucher- und Bergungsfirma Almwick Harmstorf in Blankenese und von dem Kabelwerk Oberspree der AEG, Berlin. Harmstorf hat sein Verfahren als Taucherfirma bei Tiefbauten allmählich aus der einfachen Spüllanze bis zur heutigen erprobten Form entwickelt und behauptet, sein Verfahren bereits seit dem Jahre 1926 anzuwenden. Das Kabelwerk der AEG hat sich das „Verfahren zum Verlegen von Kabeln in flachen Gewässern von einem Fahrzeug aus“ vom 29. August 1930 ab patentieren lassen. Die Erteilung des Deutschen Patentes ist am 14. Juli 1932 bekanntgemacht worden. In der Patentschrift Nr. 555 954, Kl. 21 c, Gruppe 19 vom 3. August 1932 ist die Erfindung beschrieben, jedoch ist sie heute bereits wesentlich verbessert.

Das Verfahren beider Firmen unterscheidet sich nicht grundsätzlich, sondern nur im Aufbau der schwimmenden Geräte, in der Lagerung und Führung des Spülrohres, in der Anordnung der Spüldüsen und Spülrohr-rüssel und in der Wahl der zur Druckwassererzeugung erforderlichen Motoren und Druckpumpen.

Die Harmstorf'sche Anordnung ist aus Abb. 1 ersichtlich. Harmstorf benutzt einen Prahm von rd. 1 m Tiefgang, auf dem mittschiffs die kräftige Maschinenanlage zur Druckwassererzeugung, bestehend aus zwei dreizylindrigen Dieselmotoren von je etwa 50 PS Leistung und eine starke, mehrstufige Druckpumpe, die sie wechselseitig betreiben können, eingebaut ist. Die Kabeltrommel lagert in festen Böcken im Vorschiff, von wo das Kabel über Rollen über das Dach des Maschinenhauses hinweg zum Heck des Fahrzeuges geleitet wird. Hier befindet sich das an einer Rolle stets lotrecht geführte Spülrohr, dem das Druckwasser durch einen starken Druckschlauch mit 10 bis 20 at Überdruck zugeführt wird. Es kann durch einen Auslegerbock in der Höhenlage verstellt werden und wird durch zwei zu beiden Seiten des Prahmes führende Stahltrossen in seiner lotrechten Lage gesichert, damit es beim Vorhieven des Prahmes dem entgegenstehenden Widerstande des Seegrundes nicht ausweichen kann.

Das nahtlos gezogene Spülrohr ist auf seinem unteren Ende auf etwa 1 m Länge viertelkreisförmig abgebogen und enthält auf rd. 2 m Länge vom Rüssel ab etwa 12 bis 15 Spüldüsen, die bei Harmstorf alle in einer Ebene genau in der Verlegungsrichtung übereinander angeordnet sind. Zu beiden Seiten des Spülrohres sind zum Schutze des Kabels die beiden Seitenwände eines Blechkastens mit abnehmbaren Deckblech angeschweißt, durch den das Kabel zu einer Rolle am Rohrrüssel geführt wird und so zwangsläufig beim Absenken des Rohres und Schutzkastens auf die gewünschte Tiefe gebracht wird.

Das Kabel wird vor Beginn des Absenkens in den Schutzkasten und unter die Rolle eingelegt. Die Länge des Spülrohres einschließlich Schutzkasten wird je nach der vorhandenen Wassertiefe und vorgeschriebenen

Kabelliefe aus einzelnen Schüssen zusammengeschaubt. Die Spültiefe und somit auch die Tiefenlage des Kabels kann daher durch Peilen der Wassertiefen unter gleichzeitiger Prüfung der an dem Spülrohr angebrachten Längenmarken festgestellt werden, da die Differenz der Eintauchtiefe der Leitrolle am Rohrrüssel und der Wassertiefe die Spültiefe ergibt.

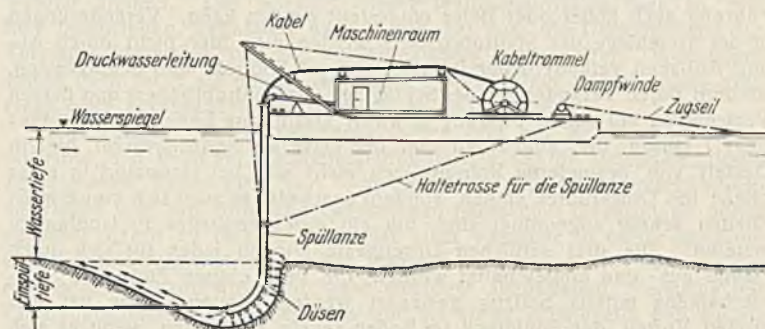


Abb. 1. Spülgerät der Firma Harmstorf.

Die Fahrtrichtung und damit auch die Kabeltrasse wird beim Vorhieven des Spülrahmes durch seitlich ausgefahrene Anker mittels Handwinden innegehalten. Die Geschwindigkeit der Vorwärtsbewegung des Prahmes und somit der Kabelverlegung richtet sich neben dem verfügbaren Spüldruck und der Spültiefe hauptsächlich nach der anstehenden Bodenart. Bei reinem Schwemmsand und leicht spülbarem Boden kann die Vorwärtsbewegung 50 bis 60 m/h betragen, während bei festerem Boden nur 10 bis 20 m/h und bei schweren Bodenarten, wie Ton, Mergel, Kreide, stellenweise nur 2 bis 5 m/h Vorwärtsbewegung erzielt wurden.

Größere Steine und sonstige Hindernisse können verhältnismäßig leicht durch seitliches Ausblegen in der Verlegungsrichtung umgangen werden oder müssen, wenn es sich um im Boden befindliche, eingesandete Ankerketten, Stahltrossen und Baumstämme handelt, durch Taucherarbeit beseitigt werden, falls man sie nicht mit der Spüllanze entweder freispülen oder bis unter die Kabelsohle tiefer einspülen kann. Wenn derartige Hindernisse nicht rechtzeitig bemerkt werden, kann es allerdings vorkommen, daß das Spülrohr bricht und von einem Taucher dann unter Wasser ausgebaut und ausgewechselt werden muß, was zu erheblichen Zeitverlusten führt, so daß eine gewisse Erfahrung in der Bedienung des Spülgerätes nötig ist, um Schaden zu vermeiden.



Abb. 2. Spülgerät der AEG.

Der noch über Wasser befindliche Spülrohrträger zeigt das Spülrohr mit den schräg spülenden Düsenpaaren und dem Rüssel des Kabel-Führungskastens ohne Kabel.

Harmstorf hat es dabei mit seinem Gerät vermocht, bei 12 bis 14 m Wassertiefe die Kabel noch mindestens 2 m tief sicher einzuspülen und bei 6 bis 7 m Wassertiefe sogar ein Druckwasser-Rohrkabel für die Wasserleitung von 155 mm äußerem Durchmesser in einer Tiefe von 3 bis 4 m unter Seegrund zu verlegen.

Das Spülgerät des Kabelwerkes der AEG (Abb. 2) ist bisher nicht ganz so kräftig wie das der Firma Harmstorf, da es ja von vornherein (vgl. Patentschrift) nicht für so große Wassertiefen bestimmt war. Das aus einem 15 m langen Mannesmannrohr bestehende Spülrohr ist bei der AEG nicht senkrecht aufgehängt und geführt, sondern ruht, wie Abb. 2



zeigt, auf einem in der Längsrichtung verstellbaren Spülrohrträger. Dieser ist in der Mitte auf eine Schlittenführung gelagert, die um eine Welle drehbar ist, und wird durch zwei oben über eine durch einen Bock abgestützte Rolle laufende Stahltrossen gehalten, so daß der Träger nicht nur in jede gewünschte Schräglage, sondern durch Verschieben auf der Führung auch höher oder tiefer eingestellt werden kann. Veränderungen in der Tiefenlage des Spülrohrtrüßels werden also hier nicht durch Ab- und Anbauen veränderlicher Rohrschüsse auf Spülrohr und Schutzkasten, sondern durch Veränderung der Schräglage des Spülrohrträgers und dessen Verschieben auf seiner Führung bewirkt. Das untere Ende des Spülrohres trägt 7 Düsen, die, abgesehen von der Düse am Spülrohrtrüßel, hier in Gestalt von besonderen Rohransätzen nicht wie bei Harmstorf in einer Ebene des Druckrohres stehen, sondern paarweise in zwei sich kreuzenden Ebenen schräg angeordnet sind, um ein gutes seitliches Freispülen zu erzielen. Die drei seitlichen Düsenpaare können jedes für sich durch Hähne aus- und eingeschaltet werden, die vom oberen Ende des Spülrohrbalkens mittels Seilzug gesteuert werden können. Dies hat den großen Vorteil, den Spüldruck im Boden regeln zu können, wenn es sich um ein Durchfahren von Schichten verschiedener Spülfestigkeit handelt.

Seitlich der Düsen sind von der AEG am Spülrohr zwei Sägen angebracht, die durch einen am oberen Ende des Spülrohrträgers befindlichen Elektromotor über ein Gestänge mit Exzenter angetrieben werden. Diese Sägen sollen bei schwer spülbarem Boden, wie z. B. Ton und Kreide, die Spülbelt erleichtern und die Breite der Spülfurche beschränken, mußten aber bei kiesigem und steinhaltigem Mergel, weil nicht widerstandsfähig genug, ausgebaut werden, ohne daß die Leistung dadurch wesentlich zurückging.

Das einzuspülende Kabel läuft hier zunächst über ein am Tragbock der Aufhängung des Spülrohrträgers hängendes Hohlfelgenrad und die am Spülrohrträger angebrachten Führungsrollen und mündet durch den Rüssel eines über den Düsen des Spülrohres angebrachten Führungskastens, der ähnlich wie bei Harmstorf einen abnehmbaren Deckel besitzt, um das Kabel einlegen zu können. Durch den Rüssel dieses Führungskastens ist die erwünschte Tiefenlage des Kabels zwangsläufig sichergestellt.

Die Tiefenmessung geschieht durch eine am Deckel des Rüssels dicht über dem Kabel angebrachte, mit Metermarken versehene Kette, die über eine Rolle am Gerät hochgeführt wird. Jede Tiefenveränderung ist so durch Bewegung der Kette erkennbar. Durch Ablesen der Eintauchtiefe der Kette und gleichzeitiges Peilen der Wassertiefe ist die Spültiefe des Kabels unter Seegrund jederzeit feststellbar. Wiederholt vorgenommene Prüfungen durch Abfühlen des Kabels hinter dem Gerät ergaben die Richtigkeit der so überwachten Tiefenlage.

Für die Druckwassererzeugung benutzt die AEG entsprechend ihrem im ganzen leichteren Gerät, keine festeingebauten Dieselmotoren und Druckpumpen, sondern zwei leicht transportierbare Feuerlöschmotorpumpen, die, wenn sie gleichzeitig angestellt wurden, allerdings nur 8 at Überdruck erzeugen konnten. Außerdem benutzte die AEG für den Antrieb der Sägen und verschiedener Winden sowie für die Verstellung des Spülrohrträgers Elektromotoren, für die der elektrische Strom durch einen besonderen Motordynamo erzeugt wurde, und hatte für alle Maschinen reichliche Reserve vorgesehen.

In der Brauchbarkeit sind beide Verfahren ziemlich gleichwertig. Bei größeren Wassertiefen über 6 m und größeren Einspültiefen unter Seegrund ist das Harmstorfsche Gerät, weil z. Z. kräftiger ausgebildet, das leistungsfähigere. Im flacheren Wasser und bei leichtem Boden wird seine Leistung von dem leichteren Gerät der AEG aber fast erreicht.

Bei bewegterem Wasser wird man darauf achten müssen, daß bei entsprechendem Stampfen der Prahme das im Boden verlegte und eingespülte Kabel durch das Auf- und Abjumpen der Spülrohre nicht unnötige Zerrungen erleidet. Solche Nachteile werden sich bei dem schrägliegenden und drehbar gelagerten Spülrohr allerdings etwas weniger auswirken als bei einem senkrechten festen Spülrohr. Auf Häfen und Seen mit ihrem geringem Seegang und auf Flüssen und Kanälen spielt diese Frage aber keine entscheidende Rolle.

Hinsichtlich der Wirtschaftlichkeit sind beide Verfahren ziemlich gleichwertig und bei den in Stralsund ausgeführten Arbeiten etwa halb so teuer gewesen, als das Einbringen der Kabel mittels Einbaggerung kosten sollte.

## Erfahrungen mit Schutzanstrichen auf Wehrkonstruktionen im Süßwasser.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Ingenieur Hermann Ackermann, Mainz-Gustavsburg.

Die Kosten, die jährlich von den deutschen Wasserbauverwaltungen und den übrigen Besitzern von Wehranlagen für Erneuerung der Anstriche ihrer Wehrbauten aufgewendet werden müssen, nehmen einen wesentlichen Teil der für Unterhaltung zur Verfügung stehenden Mittel in Anspruch. Es ist daher verständlich, wenn von diesen Stellen schon seit längerer Zeit nach einem brauchbaren und dauerhaften Unterwasserschutzanstrich gesucht wird. In folgendem wird nun über das Ergebnis der an eine Anstrichtagung im Januar 1934 anschließenden praktischen Anstrichversuche berichtet werden, wobei der bis jetzt bekannte beste Anstrich für Wehrkonstruktionen im Süßwasser und seine Behandlung besprochen werden soll.

### 1. Anforderungen an den Anstrich einer Wehrkonstruktion.

Die Anforderungen, die naturgebunden an den Anstrich einer Wehrkonstruktion gestellt werden, sind folgende:

- Der Anstrich muß wasser-, luft- und auch lichtbeständig sein.
- Er muß widerstandsfähig sein gegen Säuren, soweit diese durch städtische und gewerbliche Abwässer in einen Flußlauf gelangen, und auch gegen Gase (Faulgase), soweit sich diese infolge solcher Abwässer in den Ablagerungen vor dem Verschlusskörper einer Wehranlage bilden.
- Der Anstrich muß den mechanischen Einwirkungen des fließenden und strömenden Wassers Widerstand leisten können.
- Er muß widerstandsfähig sein gegen vagabundierende elektrische Ströme und auch gegen solche elektrischen Ströme, die sich bei einem gewissen Säuregehalt des Wassers infolge einer etwa hierdurch bedingten Potentialdifferenz, beispielsweise zwischen dem Stahl oder den sonstigen Metallteilen der Verschlusskörperkonstruktionen einerseits und dem Bleimennigegrundanstrich andererseits, bilden können.
- Ein weiterer Feind, dem der Unterwasseranstrich zu trotzen hat, ist der organische Schlamm, der sich bei der natürlichen Flußreinigung in dünnen Schichten auf die Verschlusskörperkonstruktion niederschlägt und den Anstrich in der Wasseranschnittzone besonders stark angreift.

Diese Darlegungen lassen schon ohne weiteres erkennen, daß die Lebensdauer des Anstriches einer Wehrkonstruktion beschränkt ist und ganz verschieden sein kann; sie bewegt sich zwischen 2 bis 3 und 5 bis 8 Jahren.

### 2. Vorbehandlung des Anstrichuntergrundes.

Grundbedingung für die Haltbarkeit eines jeden Anstriches ist die sorgfältige Vorbehandlung seines Untergrundes. In dieser Hinsicht sei nur auf die Aufsätze Vorbehandlung des Untergrundes für den Anstrich

und Neuzeitliche Entrostungsverfahren verwiesen<sup>1)</sup>, worin nachgewiesen wird, daß in der Praxis des Wehrbaues die gesandstrahlte Metalloberfläche die beste Haftung des Grundanstriches gewährleistet.

### 3. Grundanstrich.

Unmittelbar an die Reinigung anschließend muß auf die gesandstrahlte Metalloberfläche der Grundanstrich aufgetragen werden. Am besten bewährt hat sich der einfache, magere Bleimennigegrundanstrich, nach Reichsbahnvorschrift wie folgt zusammengesetzt:

Stoff-Nr. 4634, Sorten-Nr. 12, Farbton: rot, Farbkörper: 80 Gew.-% Bleimennige (mager) und 20 Gew.-% Schwerspat. Gehalt an Bindemitteln ohne Verdünnung) in der streichfertigen Farbe: 14 Gew.-% Leinöl oder Leinölfirnis. Höchstgehalt an Verdünnung in der streichfertigen Farbe: 6 Gew.-%.

Die Gründe, die dafür sprechen, nur einen einfachen Grundanstrich aus magerer Bleimennige zu verwenden, sind folgende:

a) Obwohl beim Trocknungs- und Verfestigungsvorgang des Bleimennigeanstriches zwischen der Bleimennige und der Fettsäure des Öles eine chemische Umsetzung eintritt (es bildet sich fettsaures Bleioxyd, das wegen seines seifigen Zustandes als Bleiseife bezeichnet wird, und das auch den Bleimennigeanstrich auf diese Weise zum besten Korrosionsschutz überhaupt macht), so entspricht doch der Trocknungs- und Verfestigungsvorgang des Bleimennigeanstriches grundsätzlich dem des normalen Ölfarbenanstriches, d. h. bei der Filmbildung legen sich in der Hauptsache die einzelnen Ölbestandteile zusammen, die bei ständiger Berührung mit Wasser dieses in sich aufnehmen. Das Wasser diffundiert durch den Farbfilm hindurch, zerstört den letzteren und löst ihn außerdem vom Untergrunde los. Je weniger Leinöl oder Öle überhaupt in dem Anstrichmittel, im vorliegenden Falle in der Bleimennige, enthalten sind, desto weniger besteht die Gefahr des Eindringens von Wasser in den Farbfilm, wenn beispielsweise die Deckanstriche beschädigt oder zerstört sind. Bei Magermennige nach der vorbeschriebenen Zusammensetzung ist diese Gefahr nahezu vollständig ausgeschaltet, denn es haben sich Bleimennigeanstriche auf Wehrkonstruktionen noch fast ein Jahr lang gehalten, nachdem die Deckanstriche schon zerstört waren, bis sich die ersten Rostbildungen in größerem Umfange zeigten. Trotzdem sind selbstverständlich Deckanstriche auf der Bleimennigegrundlage unbedingt notwendig, und zwar deswegen, weil — wie bereits gesagt — auch der Bleimennigeanstrich grundsätzlich den Charakter eines Ölfarbenanstriches beibehält.

<sup>1)</sup> Z. d. VdI 1936, Heft 7 u. 25.



b) Ein weiterer Grund, weswegen dem mageren Bleimennigegrundanstrich gegenüber einem solchen aus fetter Bleimennige der Vorzug zu geben ist, ist der, daß ersterer infolge des bedeutend geringeren Gehaltes an Leinöl gegenüber dem letzteren nach dem Abbinden eine rauhe Oberfläche hat und so die beste Gewähr für eine gute und sichere Haftung des Deckanstriches auf dem Grundanstrich bietet. Mit Rücksicht auf die mechanische Beanspruchung der Anstriche durch fließendes und strömendes Wasser, wodurch neben der Abnutzung der Deckanstriche auch das Bestreben besteht, diese vom Grundanstrich abzuschleifen, ist dies von größter Wichtigkeit.

c) Bei anderen hochbeanspruchten Anstrichen, also bei solchen nicht auf Wehrkonstruktionen, werden häufig, so auch vielfach von der Deutschen Reichsbahn, zwei Bleimennigegrundanstriche vorgeschrieben. Bei Wehrkonstruktionen haben sich zwei Bleimennigegrundanstriche nicht bewährt. Versuche im Laboratorium haben gezeigt, daß verschiedene Anstriche, selbst wenn sie naß auf naß aufgetragen werden, nicht ineinander eindringen, sondern nur aufeinanderkleben. So auch zwei Bleimennigeanstriche aufeinander. Je mehr Anstriche aufeinander aufgetragen sind, um so größer ist die Gefahr, daß bei einer mechanischen Beanspruchung durch fließendes oder strömendes Wasser ein Anstrich vom anderen abgeschoben wird. In der Praxis ist es tatsächlich vorgekommen, daß der zweite Bleimennigegrundanstrich zusammen mit den beiden Deckanstrichen vom fließenden bzw. strömenden Wasser mit fortgenommen wurde.

Vorweg sei gesagt, daß mit Rücksicht auf diejenigen Deckanstriche, die sich am besten bewährt haben und die im folgenden besonders beschrieben werden, Bleimennigegrundierung nur dann in Frage kommen kann, wenn genügende Zeit zum Durchtrocknen, d. h. zum Verseifen, vorhanden ist. In der Literatur sind für die vollständige Verseifung eines Bleimennigeanstriches 83 Tage angegeben. Versuche haben jedoch gezeigt, daß nach 6 Wochen der Bleimennigeanstrich soweit durchgetrocknet und erhärtet ist, daß ohne Bedenken in Benzin- und in Benzolkohlenwasserstoffen gelöste Bitumen- bzw. Teerdeckanstriche aufgetragen werden können, da nach dieser Zeit die Lösungsmittel der Bitumen- bzw. Teerfarben kein freies Öl in dem Bleimennigegrundanstrich mehr antreffen.

#### 4. Deckanstriche.

Ölfarben sind, wie schon gesagt, für Anstriche auf Wehrkonstruktionen nicht geeignet, also auch nicht für Unterwasserdeckanstriche. Hierzu gehören nicht nur die Leinölfarben, sondern, wie die Erfahrung zeigt, auch die Leinölstandölfarben und die Holzölstandölfarben.

Von allen anderen bis jetzt durchprobierten Anstrichmitteln, soweit sie als Unterwasseranstrichfarben bekannt sind, haben sich am besten bewährt die in Benzolkohlenwasserstoffen gelösten Edelteerfarben, zweimal bei guter Witterung im Abstände von 3 bis 6 Tagen auf einen gut durchgetrockneten, mindestens 6 Wochen alten einfachen Grundanstrich aus magerer Bleimennige aufgetragen.

In einem besonderen schwierigen Falle wurde das Flußwasser mit folgendem Ergebnis untersucht:

Kalk	= 10 mg im Liter
Magnesia	= Spuren
Chloride	= erhebliche Mengen
Sulfate (SO <sub>4</sub> )	= 149 mg im Liter

### Vermischtes.

Verteiler für Schwarzdecken. Zum Verteilen von Teer- und Asphaltbeton ist ein neues, besonders einfaches und leicht ortsveränderliches Gerät (von J. Kemna) entstanden, das sich bei den kürzlich durchgeführten Arbeiten bei Dresden wegen seiner Einfachheit und Zweckmäßigkeit recht gut bewährt hat.

Das Gerät setzt sich aus dem auf gummibereiften Rädern fahrenden Aufnahmebehälter *a* und dem Verteiler *b* (Abb. 1) zusammen. In den Aufnahmebehälter *a* wird der Deckenbaustoff vom Straßenbett oder von den Straßenrändern her durch einen Hinterkipper-Lastkraftwagen gegeben und von Hand durch Schaufeln oder Kratzeisen (Abb. 2) in den freien Raum *c* (Abb. 1) zwischen dem Aufnahmebehälter *a* und den ersten Abstreifern *d* gebracht. Der Verteiler *b* ist durch die Gelenke *e* mit dem Aufnahmebehälter *a* verbunden. Verfahren wird das ganze Gerät durch Aufwickeln des Zugseiles *f* auf eine Windentrommel, die in einiger Entfernung verankert ist. Soll die Fahrtrichtung geändert werden, so wird die Befestigungsöse *g* des Zugseiles durch Drehen der Spindel *h* verschoben, so daß sich die Angriffsstelle ändert und das Gerät eine andere Richtung einschlägt. Der Verteiler *b* gleitet mit den seitlichen C-Eisen *i* auf dem Deckenbaustoff. Beim Fahren des Gerätes gelangt der Deckenbaustoff zunächst an die Abstreifer *d*, die durch Handräder mit Spindeln in der Höhe verstellbar sind, und wird auf die Deckendicke abgeglichen. Der von den Abstreifern vor sich her geschobene, überschüssige Deckenbaustoff gelangt dann in die frei gelassene Lücke zwischen den Abstreifern *d* und schließlich vor die nächsten Abstreifer *k*, die das Gut nochmals je nach der Einstellung abgleichen. Da die C-Eisen *i* in der Decke Bahnen hinterlassen, die aufgefüllt werden müssen, sind am Ende des Verteilers die Schieber *l* vorhanden, die

Oxyd. Subst. (Salpetersäure) = vorhanden

Freie Säuren = umgerechnet auf Schwefelsäure 370 mg im Liter.

Bei der Wehranlage in diesem Fluß traten also alle Beanspruchungen auf, die überhaupt an den Anstrich einer Wehrkonstruktion gestellt werden können. Der Anstrich dieser Wehrkonstruktion, der so, wie hier beschrieben, behandelt wurde, und bei dem die Deckanstriche aus Teerfarbe bestanden, hat sich verhältnismäßig gut gehalten. Wenigstens waren nach mehr als einem Jahr kaum Spuren einer Beschädigung oder eines etwa eintretenden Anstrichzerfalles festzustellen.

Erfahrungen mit Chlorkautschukfarben und mit Bitumenfarben, unmitttelbar, d. h. nicht auf Bleimennigegrundierung, auf die Eisenkonstruktion aufgetragen, liegen nicht vor. Auf Grund der mit Chlorkautschukdeckanstrichen und mit Bitumendeckanstrichen gemachten Erfahrungen dürfte zunächst damit zu rechnen sein, daß auch Versuche in dieser Richtung keine befriedigenden Ergebnisse bringen werden. Im Interesse der heimischen Rohstoffwirtschaft wäre trotzdem anzustreben, Versuche mit Chlorkautschukfarben fortzusetzen und sie so zu entwickeln, daß sie als vollwertige Unterwassergrund- und -deckfarben verwendet werden können.

Teerfarben dagegen haben sich auch, wenn beispielsweise nicht genügende Zeit zum notwendigen Durchtrocknen eines Bleimennigegrundanstriches zur Verfügung stand, bei guter Witterung 2- bis 3-fach auch in gewissen Zeitabständen unmittelbar auf die gesandstrahlte Eisenkonstruktion aufgetragen, als Unterwasseranstrich sehr gut bewährt. Über Heißbitumendeckanstriche liegen abschließende Erfahrungen noch nicht vor. Jedoch kann jetzt schon gesagt werden, daß hiermit aller Voraussicht nach ein durchaus befriedigendes Ergebnis erzielt werden wird.

#### Zusammenfassung.

Auf Grund der bis jetzt vorliegenden Erfahrungen können folgende Anstriche für die Verschlußkörperkonstruktion einer Wehranlage empfohlen werden:

##### a) Großwehranlagen.

1. Grundanstrich aus magerer Bleimennige auf die gesandstrahlte Metalloberfläche.

2. Nach gutem, mindestens sechswöchentlichem Durchtrocknen des Bleimennigegrundanstriches zwei Deckanstriche im Abstände von 3 bis 6 Tagen aus Edelteerfarben.

3. Wenn nicht genügende Zeit zum Durchtrocknen bzw. Erhärten des Bleimennigegrundanstriches vorhanden ist, auf die gesandstrahlte Stahloberfläche einen Grundanstrich aus Edelteerfarben und darauf zwei gleiche Deckanstriche.

b) Kleinwehre. Hierbei ist meist nicht die genügende Zeit zum einwandfreien und guten Durchtrocknen bzw. Erhärten eines Bleimennigegrundanstriches vorhanden, da die Verschlußkörper in der Werkstätte in kürzester Zeit angefertigt werden, anschließend versandt und auf der Baustelle sofort eingebaut werden müssen. In fast allen Fällen wird dann das Wehr nach beendeter Montage sofort in Betrieb genommen. Bei diesen Wehren empfiehlt sich daher ein Grundanstrich aus Edelteerfarbe unmittelbar auf die gesandstrahlte Metalloberfläche aufgebracht und darauf zwei Deckanstriche mit dem gleichen Anstrichmittel.

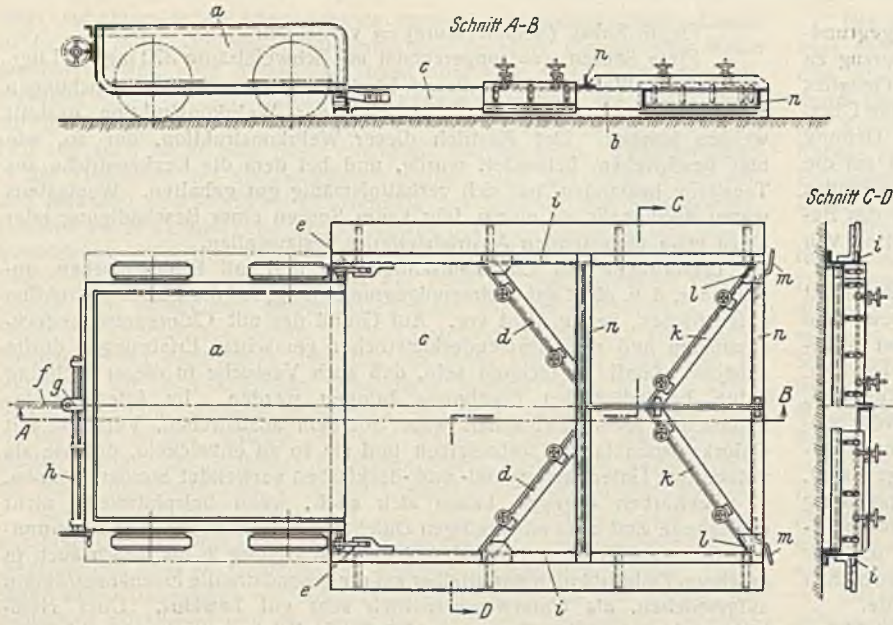
Alle Anstriche dürfen nur bei guter und trockener Witterung ausgeführt werden.



Abb. 2. Ansicht des Verteilgerätes.

Das Gerät darf beim Aufbringen des Schwarzgutes nur so lange vorwärts bewegt werden, als in dem Raume *c* genügend Deckenbaustoff vorhanden ist. — Gebaut ist der Verteiler für halbseltige Bauweise. Die

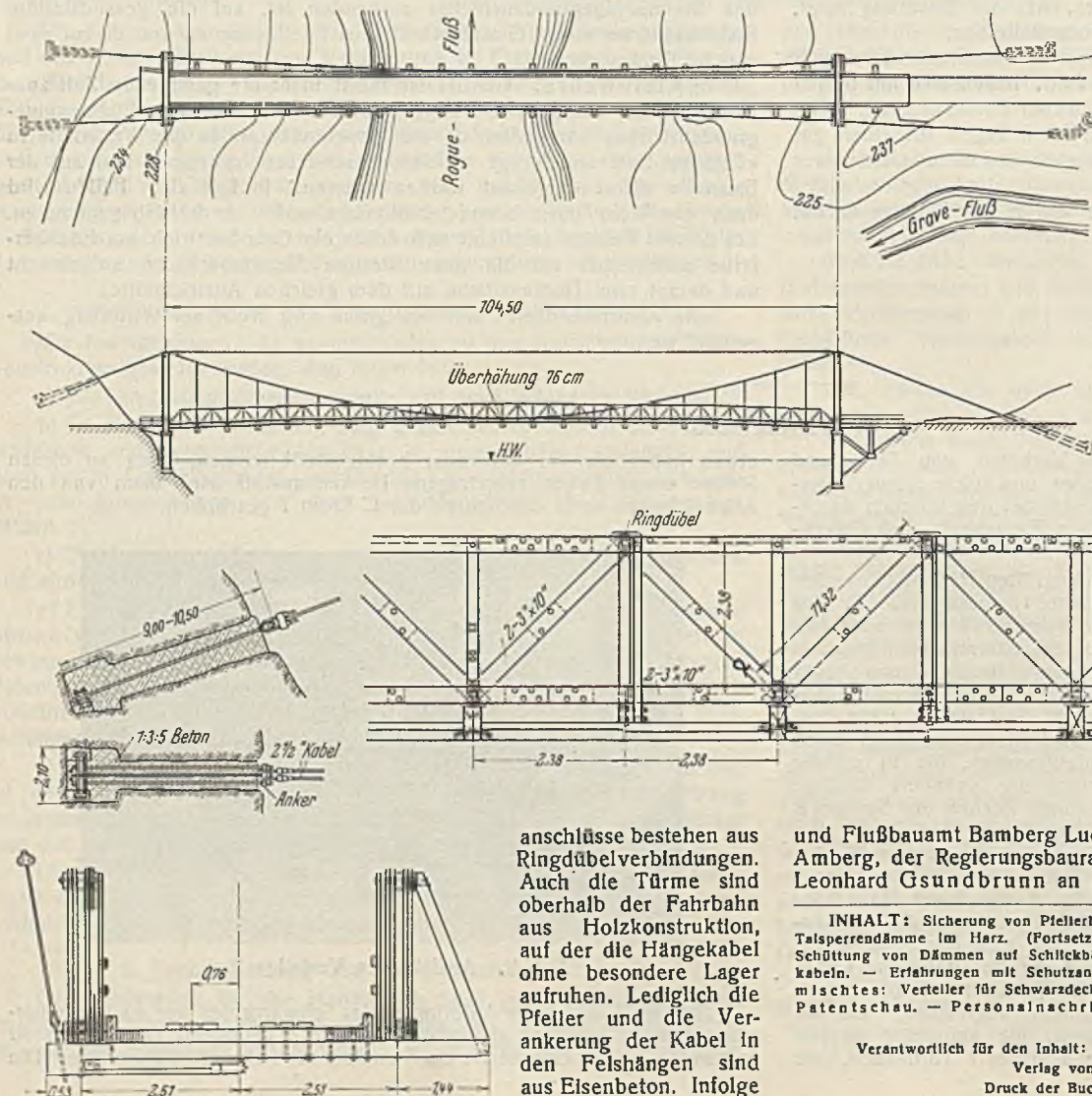




a fahrbarer Aufnahmebehälter, b Verteiler, c freier Raum, d, k Abstreifer, e Gelenkverbindungen, f Zugseil zum Verfahren des Gerätes, g Befestigungsöse für das Zugseil, h Spindel zum Verändern der Fahrtrichtung, i Gleitisen des Verteilers, l Verteilschieber, m Abstreicheisen zum Auffüllen der hinterlassenen Gleitspuren, n Hallestreben. — Fassungsvermögen des fahrbaren Aufnahmebehälters 5 t Deckenbaustoff.  
Abb. 1. Verteilgerät für Schwarzdecken.

3 m betragende Breite des Gerätes kann durch Auswechseln der Streben *n* und der Abstreicher *k* auf 3,75 m (für Decken auf den Reichskraftfahrbahnen) vergrößert werden. — Wenn das Gerät nach einer anderen Baustelle gebracht werden soll, nimmt man den Verteiler *b* auseinander und verladet die Einzelteile auf den fahrbaren Aufnahmebehälter *a*, der an ein Schleppfahrzeug oder einen Lastkraftwagen angehängt wird. R.—

**Hängebrücke mit hölzernem Versteifungsträger.** Im Staate Oregon wurde kürzlich über den Rogue-Fluß im Siskiyou-Nationalforst eine Hängebrücke von 104,50 m Spannweite errichtet, bei der ein Parallelträger aus Holzfachwerk als Versteifungsträger zur Anwendung kam. Die Knotenpunkt-



anschlüsse bestehen aus Ringdübelverbindungen. Auch die Türme sind oberhalb der Fahrbahn aus Holzkonstruktion, auf der die Hängekabel ohne besondere Lager aufrufen. Lediglich die Pfeiler und die Verankerung der Kabel in den Felshängen sind aus Eisenbeton. Infolge

dieser Baustoffauswahl war es möglich, die Aufstellung der Brücke mit ungelerten, jugendlichen Arbeitern durchzuführen.

Die Höhenlage der Brücke ergab sich aus Beobachtungen, nach denen der Fluß zuweilen in kurzer Zeit bis zu 18 m Wassertiefe anschwillt, weshalb auch die Vermeidung von Mittelstützen zweckmäßig erschien. Der größte Kabeldurchhang in Brückenmitte ist 10,50 m. Für den Versteifungsträger ist eine Überhöhung von 76 cm vorgesehen. Die übrigen Maße des Systems und die gewählten Hölzer des Versteifungsträgers sind aus der Abbildung ersichtlich. Unter jedem Kabelstützpunkte stehen V-förmig gespreizte Doppelstützen, die miteinander durch Kreuzverstreben verbunden sind. Die so entstandenen hölzernen Portale ruhen auf einem Eisenbetonquerbalken von 86 x 106 cm Querschnitt, der die Köpfe von fünf Pfosten von 76 x 76 cm Querschnitt zu einem Joch verbindet. Das Verhältnis zwischen der Höhe des Versteifungsträgers zu seiner Stützweite ist etwa 1:44. Bei der Probelastung durch einen Schlepper von 12,5 t ergab sich in Brückenmitte eine Durchbiegung von 6,8 cm.

Die Errichtung der Brücke mit Ausnahme der Anbringung der Tragkabel geschah mit Hilfe eines Kabelkrans. Die Tragkabel wurden nach Einbettung der Verankerungen durch besondere Hilfskabel, die außerhalb der Brücke an den Seiten entlang gespannt waren, auf die Türme gehoben und danach durch die Nachstellvorrichtungen auf den vorgesehenen Durchhang eingestellt. Die Hängeseile wurden von einem auf den Tragkabeln wandernden Laufgerüst aus angebracht. Das Holzstabwerk des Fachwerkträgers besteht aus Douglas-Tanne; das Holz ist mit einem Gemisch von Petroleum und Kreosot getränkt. Die Lebensdauer der Brücke wird auf 45 Jahre geschätzt. — Zs. —

**Patentschau.**

**Verfahren zur Herstellung von schrägen Ortpfählen aus gestampftem Beton unter Verwendung eines Vortreibrohres.** (Kl. 84c, Nr. 610 999 vom 24. 6. 1930 von Cie Intle des Pleux Armés Frankignoul, Sté Ame in Lüttich, Belgien.) Um bei Herstellung solcher Ortpfähle auch bei beträchtlicher Abweichung von der Senkrechten die Rammleistung nicht zu verringern, wird der unten abgeschrägte Rammbar in einer bestimmten Weise geführt. Das schräg gestellte Vortreibrohr *a* liegt an der schrägen Führungsbahn *b* an und wird mittels eines Bügels *c* und eines Drahtseils *d* geführt. Der unten abgeschrägte Rammbar *f* wird durch das Drahtseil *h* hochgezogen und fällt zunächst außerhalb des Rohres *a* an der Führungsbahn *b* herab, schlägt dann gegen den Rand des Rohres *a* an und dringt in das Rohr ein, um auf den Treibkopf *i* zu schlagen, der durch die ersten Schläge des Rammbaren eine in den unteren Teil des Rohres eingefüllte bestimmte Betonmenge gebildet wird. Durch weitere Schläge auf den Treibkopf *i* wird das Rohr in schräger Richtung in den Boden bis zur gewünschten Tiefe hineingezogen. Hierauf wird stufenweise Beton eingefüllt und durch den nun als Stampfer dienenden Bären *f* unter stufenweisem, schrägem Hochziehen des Rohres gestampft, wodurch der schräge Pfahl hergestellt wird.

**Personalmeldungen.**

**Bayern.** Der Führer und Reichskanzler hat den Bauamtsdirektor am Landbauamt Augsburg Friedrich Kramer zum Oberregierungsrat an der Regierung von Schwaben und Neuburg ernannt.

Mit Wirkung vom 1. Februar 1937 wurden in gleicher Diensteseigenschaft berufen: der Regierungsbaurat am Straßen- und Flußbauamt Bamberg Ludwig Spörl an das Straßen- und Flußbauamt Amberg, der Regierungsbaurat am Straßen- und Flußbauamt Regensburg Leonhard Gsundbrunn an das Straßen- und Flußbauamt Bamberg.

**INHALT:** Sicherung von Pfeilerbauwerken in den Dulsburg-Ruhrorter Höhlen. — Die neuen Talsperrendämme im Harz. (Fortsetzung.) — Verwendung von Drahtnetzblechmatten bei der Schüttung von Dämmen auf Schlickböden. — Zwei Geräte zum Einspielen von See- und Flußkabeln. — Erfahrungen mit Schutzanstrichen auf Wehrkonstruktionen im Süßwasser. — Vermischtes: Verteiler für Schwarzdecken. — Hängebrücke mit hölzernem Versteifungsträger. — Patentschau. — Personalmeldungen.