

DIE BAUTECHNIK

8. Jahrgang

BERLIN, 27. Juni 1930

Heft 28

Alle Rechte vorbehalten.

Der Bau einer neuen Mole im Hafen von Stralsund.

Von Dipl.-Ing. Seetzen, Stadtbaumeister.

Stralsund gehört im Bereich der Ostsee zu den ältesten Häfen. Am Beginn der durch die Insel Rügen gebildeten Landbrücke nach den nordischen Ländern gelegen, entwickelte sich Stralsund frühzeitig zu einem wichtigen Verkehrspunkte. Die Stadt liegt an dem annähernd von Nord nach Süd verlaufenden Sund, der in einer Breite von mindestens 2,5 km die stark gegliederte Insel Rügen von Vorpommern trennt. Im Bereich

gezogen. Ihr Urteil hielt eine mit hohen Kosten verknüpfte Ausbesserung der Pfahlwand für unzulässig, vielmehr wurde mit der Erbauung einer neuen Ostmole eine Vergrößerung des beengten Hafenraumes empfohlen. Die Baupläne gediehen so weit, daß mit dem eigentlichen Bau begonnen werden konnte. Der inzwischen ausbrechende Krieg vereitelte zunächst den Baubeginn.

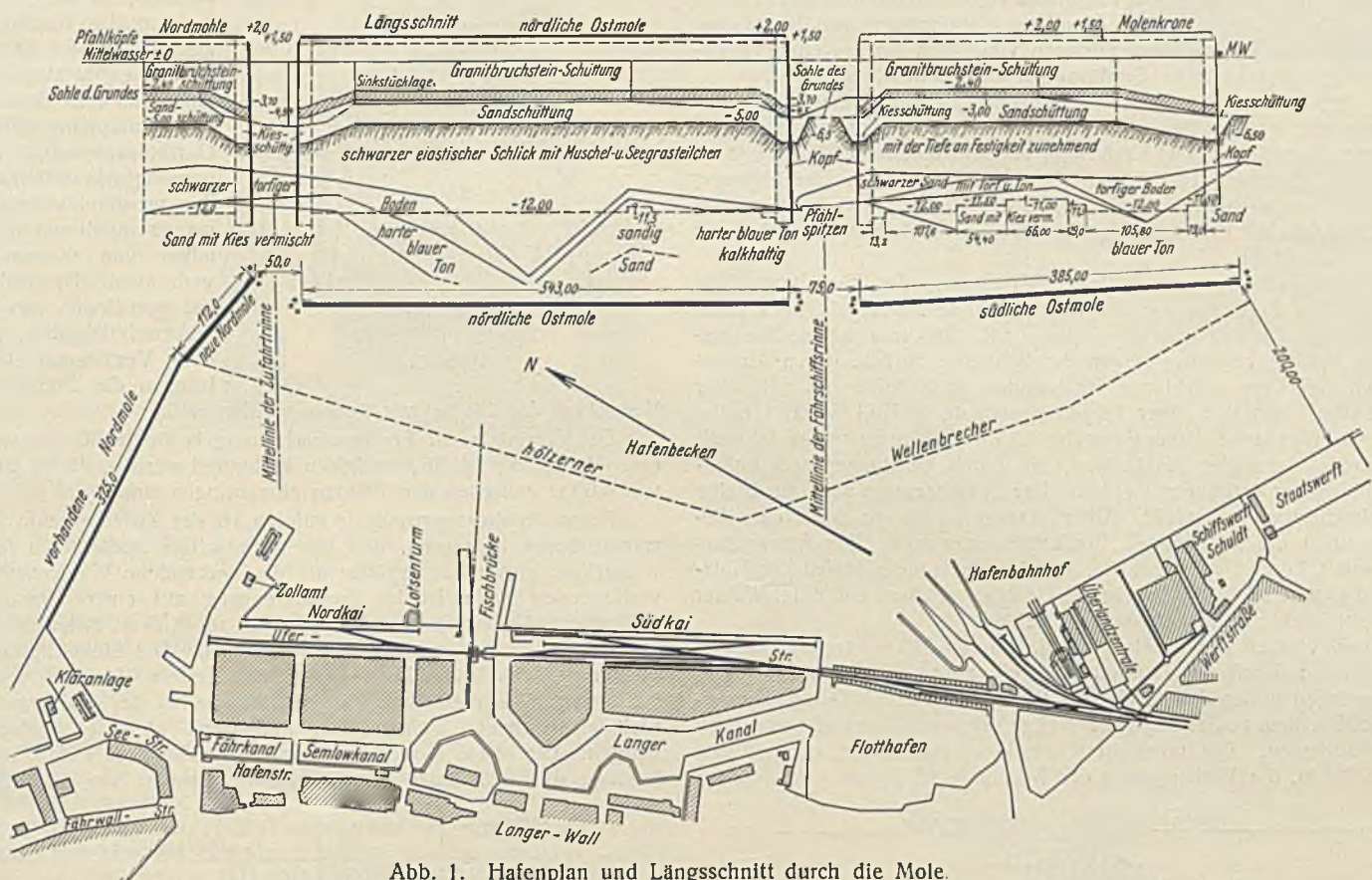


Abb. 1. Hafenplan und Längsschnitt durch die Mole.

dieser natürlichen Wasserstraße entstanden die Hafenanlagen. Die gleichsam an einer rd. 2,5 km offenen Reede liegenden Uferbollwerke und Hafeneinrichtungen sind den Stürmen aus NO bis SO gegenüber schutzlos. Das eigentliche Hafengebiet mußte deswegen durch besondere Wasserbauten in den verschiedenen Zeiläufen abgegrenzt und geschützt werden. Die jetzige Anlage, ein hölzernes Pfahlwerk, wurde in den Jahren 1842 bis 1846 mit einem beträchtlichen Kostenaufwand errichtet. Sie bestand aus eingerammten Vierkantpfählen von 30/30 cm Querschnitt mit 0,30 m weiten Zwischenräumen. In Abständen von 7 m wurden sie beiderseits durch je einen Schrägpfahl gleicher Abmessung abgestützt. Die Zwischenräume zwischen den Pfählen waren mit Bohlen ausgekleidet. Die Pfahlwand reichte bis zu 2 m über NW. Dieses Bauwerk war im Jahre 1925 noch in ganzer Länge vorhanden. Sein Zustand war aber durch starkes Vergehen in der Wassergrenze recht mangelhaft. Außerdem stand es jetzt im Gegensatz zu den ursprünglichen Bauplänen gleichsam im Wege, da das Hafenbecken in den Jahren 1850 bis 1870 durch Schüttung mehrerer Inseln, die heute die hauptsächlichsten Uferanlagen und Lagerplätze bzw. Getreidespeicher tragen, nahezu um die Hälfte seiner Breite verringert wurde.

Aus diesen Gründen wurde bereits vor dem Kriege die Frage eingehend untersucht, in welcher Weise eine Verbesserung der vorhandenen Pfahlwand durchgeführt werden könne, oder ob wegen der Beschaffenheit der Pfahlwand und der damit zusammenhängenden beträchtlichen Kosten für eine erneute Ausbesserung eine Verlegung und ganz neue Ausführung der östlichen Begrenzung der Hafenfläche vorzuziehen sei. Bei der Wichtigkeit dieser Frage, die tief in die Entwicklungsmöglichkeiten des Stralsunder Hafens einschneidet, wurden namhafte Sachverständige heran-

Nach Beendigung des Krieges wurden die alten Pläne erneut und mit um so größerer Dringlichkeit bearbeitet, da die verstrichenen Jahre den Zustand der Pfahlwand wesentlich verschlechtert hatten (Abb. 1).

Die Zusammenarbeit mit bedeutenden Baufirmen ergab zunächst mehrere Ausführungsmöglichkeiten. Für die Errichtung einer Hafenmole waren folgende Bedingungen aufgestellt worden:

1. weitgehender Schutz gegen Seegang,
2. ausreichende Widerstandsfähigkeit gegen Seegang und Eisschub,
3. lange Lebensdauer und
4. möglichst geringe Ausführungs- sowie vor allem Unterhaltungskosten.

Die eingereichten Vorschläge umfaßten folgende Ausführungsmöglichkeiten:

1. Wiederherstellung des alten Pfahlwerks. Die unter Wasser befindlichen Teile der Vierkantpfähle waren noch gut erhalten, wie neuerdings wieder bei einigen ausgezogenen Pfählen zu erkennen war. Sie sollten eine röhrenförmige Kappe aus Eisenblech erhalten und nach Ausfüllung des Hohlraumes mit Beton durch neue Gurtbalken und Strebe Pfeiler wieder standfest verbunden werden. Die Kosten ergaben sich nach heutigen Preisen zu rd. 486 RM/lfd. m. Gegen diese Maßnahme sprachen der verhältnismäßig hohe Kostenaufwand und die Beibehaltung der bisherigen beschränkten Hafenfläche.

2. Umwandlung der vorhandenen Pfahlwand in einen doppelwandigen Steindamm. Die Güte der unter Wasser befindlichen Reste des alten Pfahlwerks begünstigte den Plan, in Verbindung hiermit einen steilwandigen Hafendamm zu erbauen, dessen äußere Begrenzungen aus der vorhandenen Pfahlwand und einer im Abstand von 3 m davon geschlagenen neuen Pfahlreihe bestehen sollten. Der Kern wird durch eine Bruchsteinschüttung

in geeigneter Steingröße auf Senkfascinenunterlage gebildet. Die Kosten wurden ermittelt zu rd. 900 RM/m. Diese Durchführung vergrößerte jedoch die bisherige ungenügende Hafensfläche in keiner Weise.

3. Anwendung der Eisenbetonbauweisen. In Anlehnung an die alte Bauweise in Gestalt einer Pfahlreihe wurden Vorschläge unterbreitet, eine neue Pfahlwand in genügend weiter Entfernung vom Ufer unter Verwendung von Eisenbetonpfählen zu errichten. Für die Form der Pfähle wurden neben rechteckigen Eisenbetonpfählen auch röhrenförmige mit einem Durchmesser von 1,20 m vorgeschlagen. Beiden Arten war die Ausbildung seitlicher Rippen gemeinsam, um den Zwischenraum von Pfahl zu Pfahl zu schließen und somit die Möglichkeit der Fortpflanzung der Wellenbewegung in das Hafenbecken zu verhindern. Die Kosten für diese Bauweisen schwankten zwischen 800 und 1000 RM. Gegen die Anwendung dieser Bauvorschläge sprachen vor allem die äußerst ungünstigen Untergrundverhältnisse. Die festen Bodenschichten liegen unter einer mächtigen Schlück- bzw. Torfschicht bis zu 17,80 m unter MW. Damit die Pfahlköpfe einschließlich Verholmung noch bis mindestens + 2 m ragen konnten, wäre eine Pfahlänge von 20 m und mehr erforderlich gewesen. Ferner hegte man gegen die Verwendung von Eisenbeton große Bedenken. Frühere Anwendungen von Beton bei einzelnen Hafengebäuden zeigten beträchtliche Zerstörungen infolge des Seewassers.

Die Anwendung der Eisenbetonbauweise wurde ferner noch vorgeschlagen bei der Herstellung versenkbarer Kasten, die nach entsprechender Festlegung, Ausrichtung und Verfüllung einen Hafendamm bilden sollten. Die bereits genannten Gründe sprachen auch gegen die Durchführung dieser Idee, insbesondere wurde wegen der Untergrundverhältnisse ein starkes Einsinken der einzelnen Kasten infolge ihres hohen Gewichtes mit Sicherheit befürchtet.

Die Untersuchung und kritische Würdigung der Einzelvorschläge führte zu dem Ergebnis, daß die zu errichtende Hafenmole nach einer Art schwimmenden Bauweise auszuführen sei. Der neu aufgestellte Bauplan ging auf die bewährte Hagensche Bauweise zurück, deren Anwendung sich bei dem mächtigen Hafendamm in Saßnitz und seit über 50 Jahren bei dem Bau einer Torpedobootsmole in Kiel bewährt hatte.

Der Grundgedanke dieser Bauweise ist die Errichtung zweier schwach gegeneinander geneigter Pfahlreihen, die durch Gurthölzer und Ankerisen miteinander verbunden werden. Der Zwischenraum wird durch eine Bruchsteinschüttung ausgefüllt. Über Wasser erhält die Mole eine Bekrönung durch ein festgefügtes Bruchsteinmauerwerk. Der Anwendung dieser Bauart kommt noch zugute, daß im Stralsunder Hafen der Holzwerk unbekannt ist. Dadurch ist die Gewähr gegeben, daß unter Wasser das Holzwerk eine hohe Lebensdauer behält.

Da nach Norden bereits ein Hafendamm von 325 m Länge vorhanden war, im Süden durch die Dänholminsel ein natürlicher Schutz geboten wurde, so blieb in der Hauptsache der Bau der Mole nach Osten erforderlich. Der Molenbau zerfiel wegen der frei zu haltenden Durchfahröffnungen in drei Baulängen. Die nördliche Ostmole umfaßt 543 m, die südliche Ostmole 385 m, die Verlängerung der Nordmole rd. 112 m.

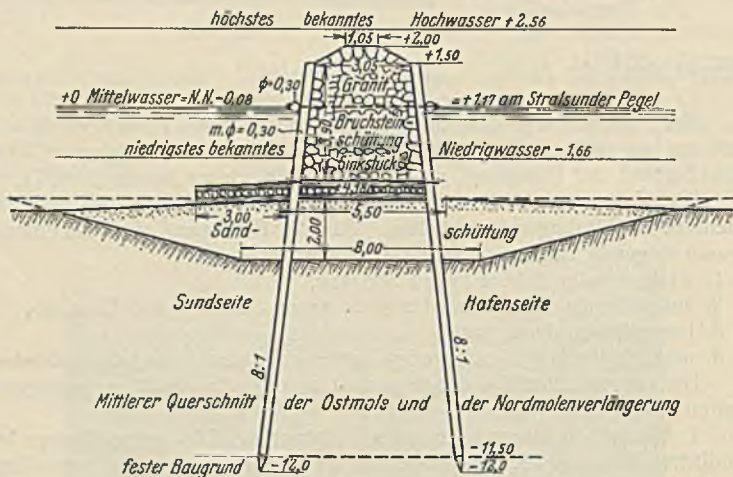


Abb. 2.

Nach genauer Festlegung der Molenlage wurden die Untergrundverhältnisse durch eine große Anzahl von Bohrungen untersucht. Es ergab sich hierbei die Feststellung einer mit der Tiefe fester werdenden Schicht aus schwarzem, mit Muschel- und Seegrassresten durchsetztem Schlück von plastischer Beschaffenheit, die streckenweise von einer schwarzen Schicht torfartigen Bodens unterlagert wird. Erst darunter stieß man auf mineralischen Boden diluvialer Herkunft — Sand, Kies und blauer Ton —, der als fester Untergrund anzusprechen ist. Die weichen Schichten wechseln in ihrer Mächtigkeit zwischen 17,80 m bis zu 9,30 m im Zuge der Ostmole. Im Mittel ergab sich der feste Baugrund bis zu 11,90 m unter MW. Diese Untergrundverhältnisse gestalteten den Molen-

bau äußerst ungünstig. Sie bedingen eine möglichst tief gehende Gründung, um genügende Standsicherheit zu erzielen, andererseits ergeben sich die Grenzen für eine zu große Tiefgründung aus dem Umfange der verfügbaren und der vertretbaren Kosten.

Der aufgestellte und ausgeführte Entwurf wird im einzelnen nachstehend beschrieben. In Vorbereitung des eigentlichen Molenbaues ist der auf - 3 m liegende Grund durch Ausbaggerung eines „Grabens“ mit einer Sohlenbreite von 8 m und anschließenden Böschungen in Neigung 1:4 um 2 m vertieft worden (Abb. 2). Dadurch wird die am wenigsten tragfähige obere Schlickschicht entfernt und durch eine Sandschüttung von rd. 2 m Mächtigkeit ersetzt. Die Sandschüttung soll die Belastung aus der Steinschüttung besser auf den Untergrund verteilen und das Versinken der Senkfascinenunterlagen nach Möglichkeit verhindern.

Die Pfahlreihen bestehen im Mittel aus 0,30 m starken Pfählen, die unter einer Neigung von 8:1 im Abstände von 0,60 m eingerammt werden. Die Länge ist derart gewählt, daß die Pfähle nach Möglichkeit noch den festen Baugrund erreichen. Die durchschnittliche Rammtiefe beträgt - 12 m, an den Molenköpfen - 13 m. Die Pfahlköpfe sollen zunächst bei + 1,50 m endigen. Daraus ergibt sich eine Pfahlänge von 13,50 bzw. 14,50 m. Die Ramppfähle werden durch Gurthölzer von 0,30 m Durchm. vereinigt. In Entfernungen von 3 m werden die beiden Pfahlwände durch verzinkte Eisenanker von 40 mm Durchm. verbunden. Die Anker liegen auf dem Boden von hölzernen Ankerschutzkästen, durch die eine Verbiegung beim Einbringen der Steinfüllung und Versacken der Steine vermieden werden soll.

Das Versinken der Bruchsteinschüttung in die Sandbettung soll durch eine Abdeckung mit Sinkstücken verhindert werden, die in einer Stärke von 0,60 m zwischen den Pfählen einzubringen sind.

Einem Erfahrungsgrundsatz zufolge ist der Zwischenraum der Pfahlwände derart bemessen, daß der gegenseitige Abstand in der Mittelwasserlinie gleich oder größer als die vorhandene Wassertiefe ist. Im vorliegenden Falle ist im Zusammenhang mit einer Wassertiefe von - 3 m der Abstand in der MW-Linie zu rd. 3,50 m, zwischen den Pfahlköpfen zu 3,05 m bemessen worden (Abb. 3). Die Steinschüttung ist aus Steinen verschiedener Größe hergestellt worden. An den Außenflächen wurden zum Schließen der Zwischenräume in der Pfahlwand größere Steine verwendet, während im Molenkern kleinere Steine gepackt wurden. Die obere Begrenzung der Mole sieht zwei Möglichkeiten vor. Solange die Pfahlköpfe bis zu einem Zeitraum von 15 Jahren noch

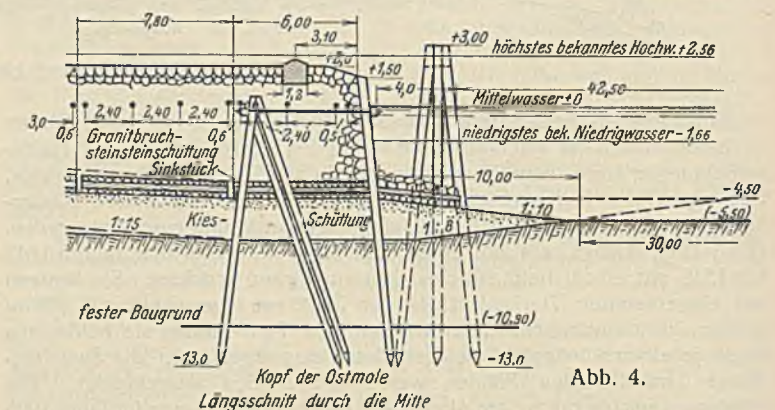


Abb. 4.

brauchbar bleiben, genügt eine einfache Kronenpflasterung, deren Scheitel auf + 2 m angelegt wird. Nach Beseitigung der Pfahlenden sowie nach völligem Setzen der Mole ist ein massiver Molenoberbau in Aussicht genommen. Die Pfahlenden werden dann in der MW-Linie abgeschnitten. Die vorhandenen Bruchsteine werden profilmäßig zu einer rd. 1,70 m breiten und 2 m hohen Mauerkrone verbaut, deren Kern mit Kiesbeton auszufüllen ist. Die Außenseite der Mauer wird lotrecht angelegt, um das Überslagern der Wellenköpfe nach Möglichkeit zu verhindern. An der Innenseite gestattet ein schmales Bankett ein Begehen der Mole auch bei Seegang, um die Kontrolle der Molenfüer zu gewährleisten. Die Anordnung von Dehnungsfugen in Abständen von 6,60 m soll ein Klaffen der Ausmauerung an ungewünschten Stellen vermeiden.

Der Grund vor Bauwerken mit steiler Wand erfährt erfahrungsgemäß bei stärkerem Seegang eine mehr oder minder tiefe Auskolkung, die zu

Unterspülungen und schließlich zum Einsturz des Bauwerks führen kann. Um einer solchen Gefährdung der Mole vorzubeugen, ist die Abdeckung des noch über die Molenaußenwände hinausreichenden Sand- bzw. Kiesbettes auf 3 m Breite durch 60 cm dicke und mittels einer Steinbelastung in ihrer Lage gesicherte Sinkstücke bewirkt. Die Enden der Mole erfahren besondere Kopfausbildungen. Die Breite zwischen den oberen Pfahlenden erweitert sich auf eine Strecke von 7,70 m allmählich auf 4,55 m (Abb. 4). Das Molenende wird durch eine lotrecht zur Längsachse gerammte Pfahlwand gebildet. Ungefähr im Mittelpunkt des erweiterten Molenkopfes wird ein sechspfähliger Ankerbock errichtet, der mittels Eisenanker die Abschlußwand hält. An den Köpfen ist bei der Herstellung der endgültigen Mauerkrone eine Erhöhung um 0,80 m bis zu + 2,80 m vorgesehen, damit bei Sturmfluten ähnlich dem bisher beobachteten höchsten Hochwasser von + 2,56 m die Molenköpfe als solche zu erkennen sind. Die an der Außenseite am Molenuß vorgelagerten Sinkstücke werden auch an den Köpfen herumgezogen, weil hier durch das Schraubenwasser ein- und ausgehender Fahrzeuge eine Gefahr des Unterspülens besteht. Zu guter Letzt werden an jedem Kopf je drei siebenpfählige Dalben angeordnet, um die Köpfe auch gegen Beschädigungen durch Schiffe zu schützen. Zur Sicherung der Schifffahrt bei Dunkelheit werden die Molenköpfe befeuert (Abb. 5). Die Befuerung besteht aus festen und unterbrochenen Feuern, die in Form von Glühlampen am Kopfe von eisernen Gittermasten angebracht sind. Die Speisung geschieht mittels Kabelleitung aus dem vorhandenen Ortsnetze. Der Stromunterbrecher für die unterbrochenen Feuer ist in einem benachbarten Gebäude an Land untergebracht. Nachdem damit das Wichtigste über die im Entwurf vorgesehene Anordnung der Mole angegeben worden ist, möge abschließend noch auf die Ausführung einschließlich der hierbei gesammelten Erfahrungen eingegangen werden.

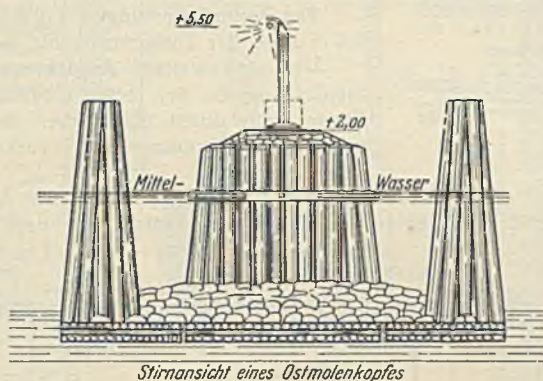


Abb. 5.

Nach Bereitstellung der erforderlichen Geldmittel wurden die einzelnen Arbeiten im Frühjahr 1925 unter mehreren Firmen ausgeschrieben. Die Baggerarbeiten zur Vorbereitung des Molenbaues führte die Firma Mitzlaff & Beitzke in Stettin aus, während mit den Ramm- und Verzimmerungsarbeiten sowie mit der Herstellung der Steinpackungen die Firma Ph. Holzmann AG. beauftragt wurde. Die Arbeiten wurden im Juli 1925 begonnen. Die Herstellung der Sandschüttung im zuvor ausgebagerten Graben ging programmäßig vonstatten.

Die Herstellung der Pfahlwände konnte von Behelfsgerüsten nicht stattfinden, weil die Untergrundverhältnisse entsprechend dem Ergebnis eingerammter Probepfähle zu ungünstig waren. Die Rammung mußte infolgedessen durch Schwimmrammen vorgenommen werden. Zeitweilig war der Einsatz von drei Rammen notwendig, um die termingemäße Herstellung zu gewährleisten. Die Einhaltung einer geraden Flucht bei der inneren und äußeren Pfahlwand wurde trotz zeitweiser stürmischer Witterung von der ausführenden Firma erreicht (Abb. 6). Die für die Rammung erforderlichen Pfähle wurden durch die Bauverwaltung einer genauen Prüfung unterworfen, damit nur einwandfreies Material zum Einbau gelangte. Planmäßig wurden die Arbeiten während der Wintermonate unterbrochen, um in bezug auf die Rammarbeiten im Jahre 1926 beendet zu werden.



Abb. 7. Herstellung der Steinpackung.

Nach Beginn der Rammarbeiten wurde mit der Herrichtung der Senkfascinen auf geeignetem Gelände am Hafen begonnen. Die Rammung der äußeren Pfahlwand eilte der Herstellung der inneren Wand voraus, damit die auf genaue Längen gebundenen Fascinenbündel zwischen den Pfahlenden eingebracht werden konnten.

Nach Erledigung dieser Arbeiten wurde die Verzimmerung ausgeführt und wurden die vorgesehenen Eisenanker eingebracht. In Abweichung von der geplanten Bauausführung wurden sämtliche Pfähle mit dem Gurtholz durch Bolzen verbunden, außerdem wurden die ursprünglich zur Verwendung rund vorgesehenen Gurthölzer an der Verbindungsseite abgeplattet.

Der Plan des Durchrammens der Fascinen wurde fallen gelassen. Die enge Pfahlstellung führte ohne Zweifel zu einem Durchschneiden der Fascinen, zudem bestand die Gefahr, daß die bereits liegenden Fascinen die Einhaltung der genauen Pfahlabstände erschweren würden.

Nach diesen Arbeiten wurde die Schüttung der Steinpackung vorgenommen. Infolge der billigen Angebote wurden Granitbruchsteine von 100 bis 300 kg Einzelgewicht aus Bornholmer und schwedischen Steinbrüchen bezogen. Eine wesentliche Vereinfachung für den Einbau der Steine lag darin, daß die nur mit kleinen Seglern herangebrachten Steine (Abb. 7) unmittelbar an der Mole gelöscht werden konnten und entweder mit eigenen Schiffswinden oder auch mit besonderen Hebegegeräten in die Mole eingebracht wurden. Die genaue Packung der Steine entsprechend ihrer Größe begegnete unter Wasser gewissen Schwierigkeiten. Auch unterblieb später die Einbettung der Eisenanker in besondere Holzkisten, da bei dieser Anordnung die Gefahr des Durchdrückens infolge der großen Nachgiebigkeit des Untergrundes zu groß war. Man beschränkte sich darauf, mittels besonderer lagerhafter Steine um die Anker einen Hohlraum zu schaffen, der dem erwarteten Sackmaß entsprach.

Der Molenbau ist zunächst mit der Errichtung der Nordmole und der nördlichen Ostmole beendet worden (Abb. 8). Es zeigte sich bereits nach kurzer Zeit, daß die schlechten Untergrundverhältnisse ihren Einfluß auf einzelne Strecken der Ostmole ausübten. Entsprechend der Voraussage mehrerer Sachverständiger traten vornehmlich an zwei Stellen starke Versackungen auf, die teilweise eine Längenausdehnung von 25 bis 30 m erreichten. Auch waren die Versackungen an der Innen- und Außenseite verschieden. Das größte Maß erreichte eine Stelle an der Innenseite mit rd. 1,30 m. Ein Aufhalten dieser Bewegungen ist technisch unmöglich. Nach den letzten Beobachtungen scheint die Komprimierung des Untergrundes infolge der Steinschüttungen derart vergrößert zu sein, daß die Versackungen zum Stillstande kommen. Ein weiteres Anzeichen für ein stärkeres Zusammenpressen und damit zusammenhängend für ein seitliches Aufquellen des Untergrundes infolge der Steinschüttungen ist darin zu erblicken, daß sich stellenweise neben der Mole der sonst auf — 3 m liegende Grund bis auf — 2,20 m gehoben hat. Aus diesen Gründen ist die Steinschüttung in unregelmäßiger Oberfläche lieengeblieben. Die vorgesehene Kronenpilasterung würde wegen der Versackungsgefahr nach Herstellung zerrissen werden. Ein Anzeichen für die Zusammenpressung des Untergrundes liegt auch in der Menge der verwendeten Bruchsteine. Nach dem Entwurf waren einschließlich Herstellung des Kronenpflasters 10 790 m³ vorgesehen. Nach dem Materialausweis sind aber 15 320 m³ eingebaut worden. Die Zahl der bisher verwendeten Rammfähle beträgt 2206 Stück.



Abb. 6.

Rammung der äußeren Pfahlwand.



Abb. 8. Ansicht der Mole im Winter.

Wenngleich die Mole zunächst entwurfsmäßig in unvollendetem Zustande liegenbleibt, so erfüllt sie ihren Endzweck bereits in gewissem Maße. Die Hafensfläche ist wesentlich vergrößert worden, wodurch die Schiffsbewegungen innerhalb des Hafens leichter durchgeführt werden können. Auch der Schutz der Hafensfläche gegen starke Wellenbewegungen ist durchaus erreicht. Die Gesamtkosten betragen anschlagnmäßig nach heutigen Baupreisen für den gesamten Molenbau 1700 000 RM. Die bisherigen Bauausgaben ergeben sich zu rd. 800 000 RM für 1 lfd. m zu 1,230 RM.

Mit dem bisherigen Molenbau ist die Entwicklung des Stralsunder Hafens trotz ungünstigster Baubedingungen einen gewaltigen Schritt vorwärts getragen worden. Ein weiteres Molenstück harret noch der Inangriffnahme. Dazu kommen Aufwendungen für umfangreiche Baggerarbeiten zur allgemeinen Vertiefung des Hafens auf 5,50 m Wassertiefe, ferner für Verbesserung der Uferanlagen und Kalustrümpfen. In zähem Kampfe hat die Stadt Stralsund trotz widriger Wirtschaftsverhältnisse bisher rd. 2 Mill. RM aufgewendet, um ihren altbewährten Hafen den jetzigen Schifffahrtsbedingungen anpassen zu können.

Alle Rechte vorbehalten.

Bruch der alten Schleuse Hüntel, Untersuchung und Instandsetzung.

Von Regierungsbaurath Rudolf Jehn, Meppen.

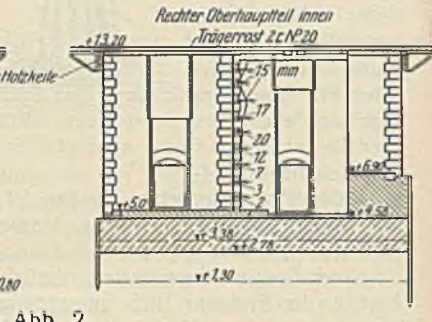
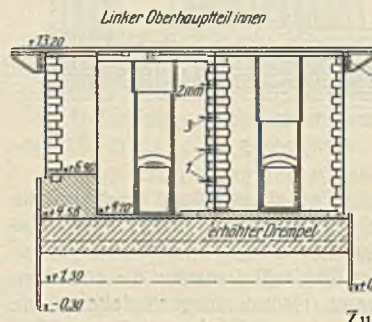
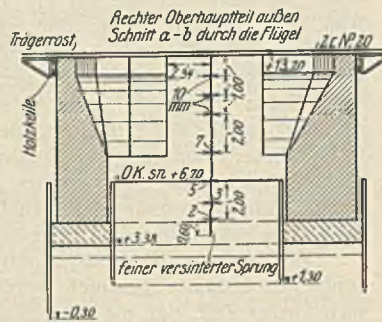
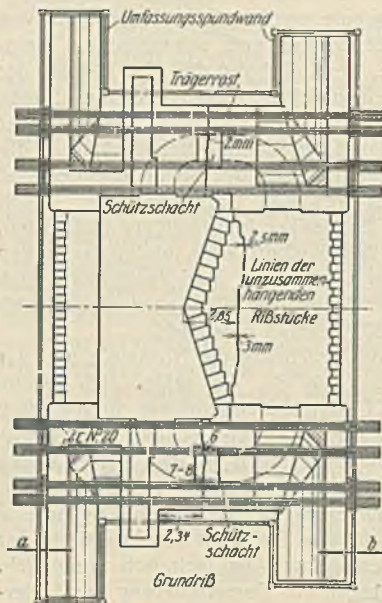
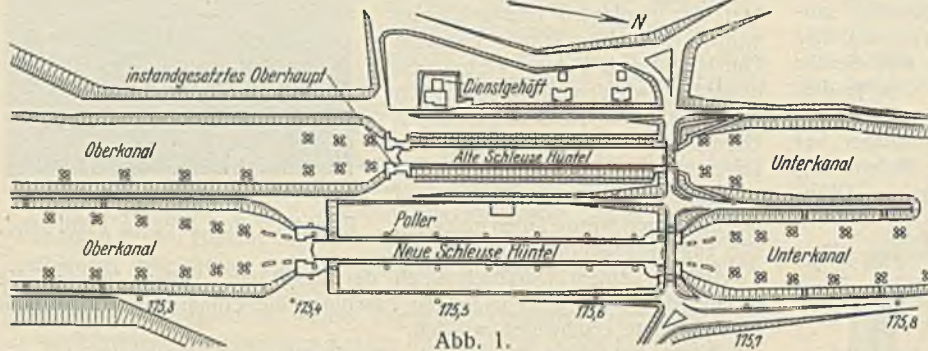


Abb. 2. Darstellung der Mauerwerkrisse in den beiden Oberhauptteilen.

Zu Abb. 2.

Der Schleusenbeamte an der Schleppzugschleuse Hüntel des Dortmund-Ems-Kanals km 175,5 (Abb. 1) im Bereich des Wasserbauamtes Meppen meldete am 25. November 1916 dem Wasserbauamt Meppen wörtlich: „Das massive Mauerwerk rechts oberhalb zwischen Tor und Rollschütze hat heute über Nacht einen Riß von ungefähr 5 mm der

hohten Dremfels ergab, daß der Riß sich als stark versinterter Sprung haarfein noch etwa 60 cm in den Sohlenbeton hinein verfolgen ließ und daß über den Dremfel hinweg nach Fortnehmen der Ziegelschichten unzusammenhängende, bald kurze, bald lange Stücke von ganz feinen Sprüngen zu erkennen waren, die ungefähr in der Verbindungslinie der Risse der beiden Wände lagen (Abb. 2, Grundriß). Beim weiteren Heraus-schaffen des Betons waren sie nur stellenweise noch zu sehen.

Bald nach Auftreten des Risses 1916 zeigten sich Quellen aus der rechten, mit 0,6 m langen Basaltsäulen auf 0,4 m starkem Schotterbett gepflasterten Kammerböschung. Die eine lag etwa 20 m unterhalb der rechten Stirnwand, die zweite etwa weitere 7 m unterhalb. Eine dritte

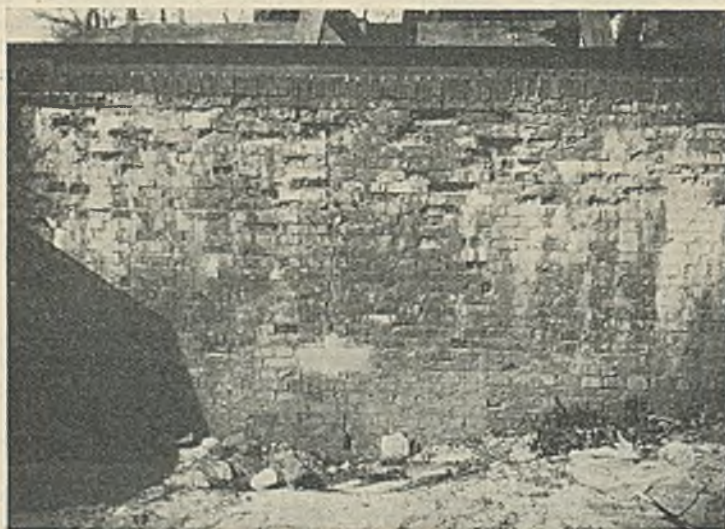


Abb. 3. Riß im rechten Oberhauptteil. Ostseite.

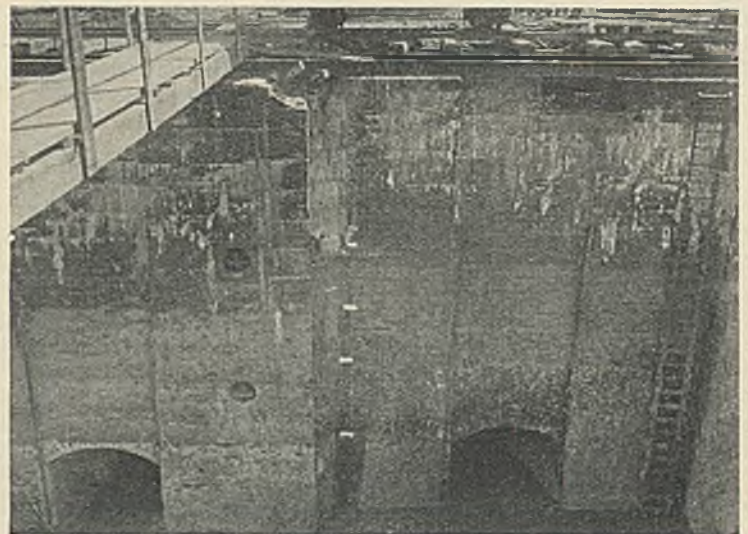


Abb. 4. Riß im rechten Oberhauptteil. Westseite.

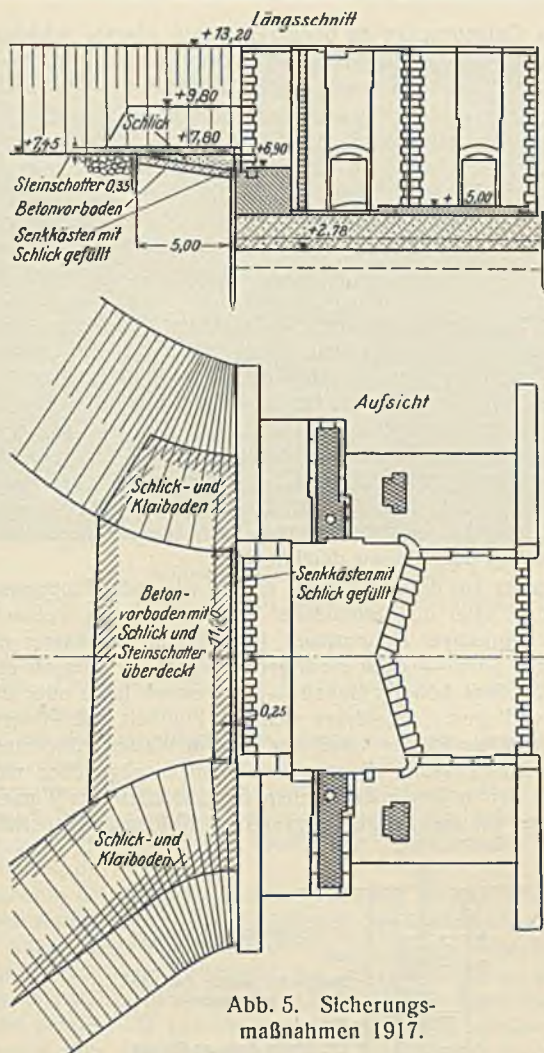


Abb. 5. Sicherungsmaßnahmen 1917.

Quelle unmittelbar an der Stirnwand des Mauerwerks trat erst neun Monate nach Entstehen des Risses auf.

Es ließ sich nicht feststellen, ob die erste Quelle vor dem Bruch des Hauptes schon vorhanden war, sie war auch sehr schwach und verschwand jedesmal bei steigendem Unterwasser.

Zur Sicherung vor weiteren Um- oder Unterläufigkeiten wurden im September 1917 drei Senkkästen, mit Schlick gefüllt, von je $11 \times 0,25 \times 0,30$ m Inhalt vor der Stirnmauer des Oberhauptes genau übereinander geschichtet hochkant versenkt und mit eingelegten Eisenstücken beschwert. Über dem Betonvorboden wurde Schlick bis zur planmäßigen Kanalsole eingebracht und mit einer 0,35 m dicken Steinschotterlage belegt. Das linke Böschungspflaster wurde auf eine Länge von 7 m und eine Tiefe von 2 m, das rechte auf eine Länge von 15 m und eine Tiefe von 2,5 m mit Schlick- und Kleiboden mindestens 20 cm stark überall bedeckt. Verwendet wurden hierzu 35 m^3 Schlick und 58 m^3 Kleiboden (Abb. 5).

Die Quellen verschwanden erst vollständig, als mit den Ausschachtungsarbeiten für die neue Schleuse begonnen wurde (Abb. 1).

Dauernd fortgeführte Untersuchungen, jedoch noch ohne Freilegen des Mauerwerks unterhalb des Grundwasserspiegels, hatten bis zum Jahre 1919 noch nicht die Ursache für die Riß- und Quellenbildung erkennen lassen. Es gelang auch nicht, die Wasseradern abzufangen. Doch konnte man aus genügend langer Beobachtung zweier, in den äußersten Ecken der Flügelhinterfüllung gesetzter Brunnen den Schluß ziehen, daß eine Unterpflung eines oder der beiden Stirnflügel oder der gesamten rechten Oberhauptshälfte nicht mehr wahrscheinlich war, daß vielmehr das Wasser irgendwie um die Flügel herumfließen mußte.

Auch das Verhalten der Quellen, die nur zeitweise und nur zuerst ganz wenig Sand führten und die zeitlich immer näher an das Bauwerk heranrückten, sprach dafür, daß das Wasser den bequemeren Weg gefunden hatte. — Bei einer Unterpflung wäre das erst einmal gerissene Mauerwerk viel schneller zerstört worden.

Seit 1916 bis zur Instandsetzung des Oberhauptes im Jahre 1928 konnte ferner keinerlei Höhenveränderung der geborstenen Teile gegeneinander oder im ganzen festgestellt werden.

Am linken Oberhauptteil wurde eigenartigerweise erst am 16. Mai 1928, also rd. 12 Jahre später, der zweite Riß in genau derselben Lage wie

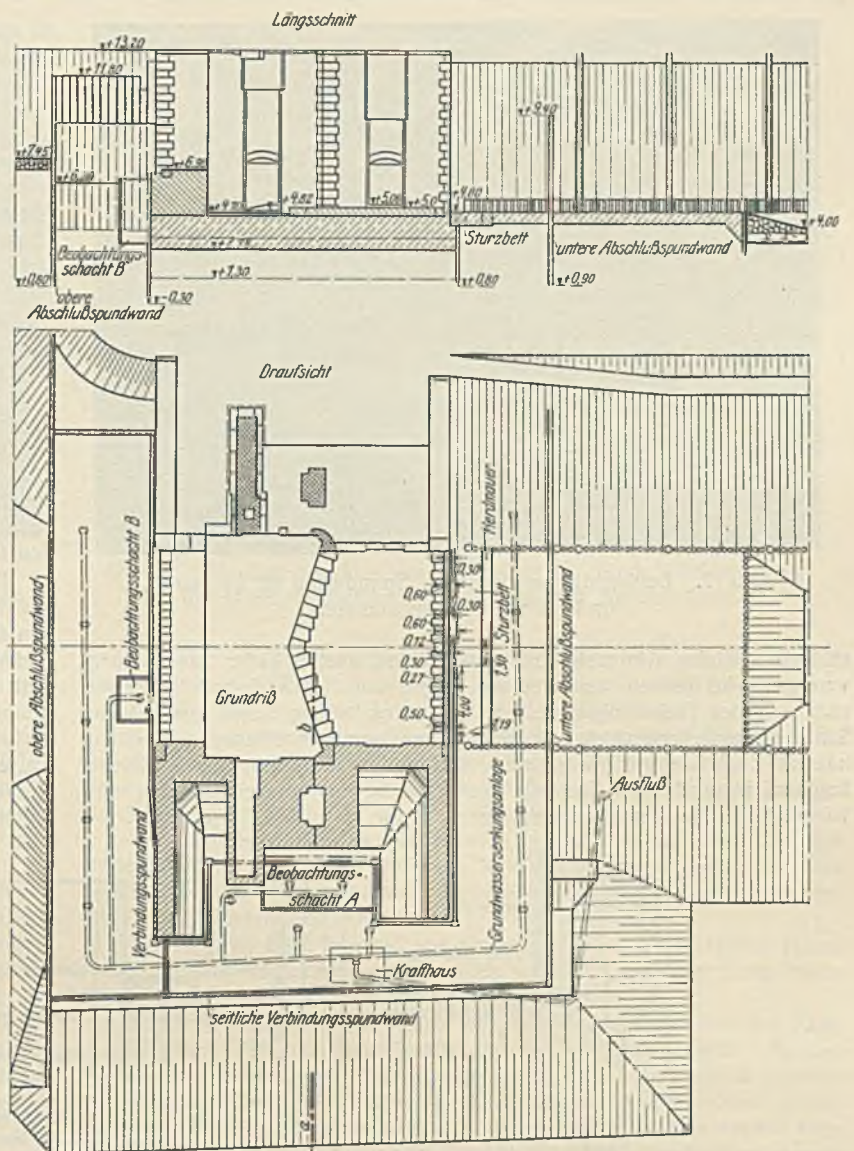
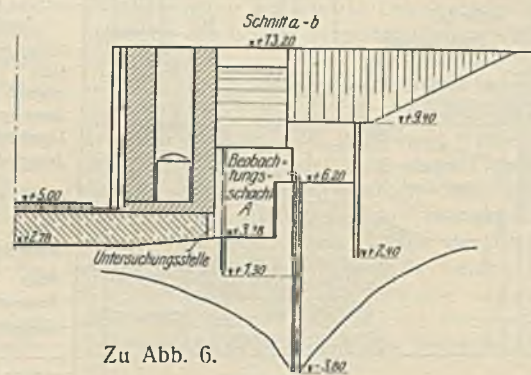


Abb. 6. Spundwandbefund und Untersuchungsmaßnahmen 1928.



Zu Abb. 6.

beim rechten Oberhauptteil entdeckt (Abb. 2).

Der Riß schien an bestimmten Stellen alt zu sein und war sehr fein. Oben auf der Plattform war er am breitesten und stellenweise kaum 1 mm stark und verlief sonst genau wie derjenige auf der rechten Seite. Quellen wurden nicht gefunden.

Da der Bruch sich zeigte, als der linke rund

13 t schwere Torflügel herausgenommen und fortgeschafft worden war, muß durch die ungünstige Belastung des Mauerwerkskörpers beim Herausheben des Torflügels der wahrscheinlich schon früher vorhandene Riß erst sichtbar geworden sein.

Mit diesem Stande der Beobachtungen wurde im Frühjahr 1928 an die endgültigen Arbeiten zur Untersuchung der Ursachen für den Bruch des Schleusenhauptes und an die Arbeiten zur wiederbetriebfähigen Instandsetzung des Oberhauptes herangetreten.

Es lag ein genehmigter Entwurf vor, nach dem im allgemeinen nur die rechte Oberhauptshälfte bei Grundwassersenkung trockengelegt, untersucht und instand gesetzt werden sollte. Diese Absicht wurde vorerst durchgeführt, obwohl inzwischen der linke Riß aufgetreten war, und es zeigte sich später auch, daß von dem Freilegen des linken Oberhauptteiles abgesehen werden konnte. Die Art des Vorgehens ist aus Abb. 6 ersichtlich.

Die Bodenuntersuchungen, die bis 5 m unter Gründungssohle durchgeführt wurden, ergaben durchweg schwach gefärbten feinen Sand der Norddeutschen Tiefebene von Körnungen zwischen $\frac{1}{10}$ und 1 mm mit einer mittleren Körnung von $\frac{1}{2}$ mm; stellenweise eingesprengte Stein-



Abb. 7. Beobachtungsschacht A. Spundwand ist freigelegt und teilweise weggenommen.

stückchen, kleine Kiesnester und grober Sand, auch scharfer Sand kamen vereinzelt in dünnen waagerechten Lagen vor. Eine Bohrstelle zeigte rd. 1 m unter Gründungssohle eine rd. 10 cm starke Lage aus feinem Sand mit außerordentlich fein zerriebenen humosen Pflanzenresten. In nassem Zustande war sie schwarz, torfig, fest und ließ sich in Stücke brechen, in trockenem Zustande wurde sie heller und zeigte dabei vorwiegend sandige Zusammensetzung.

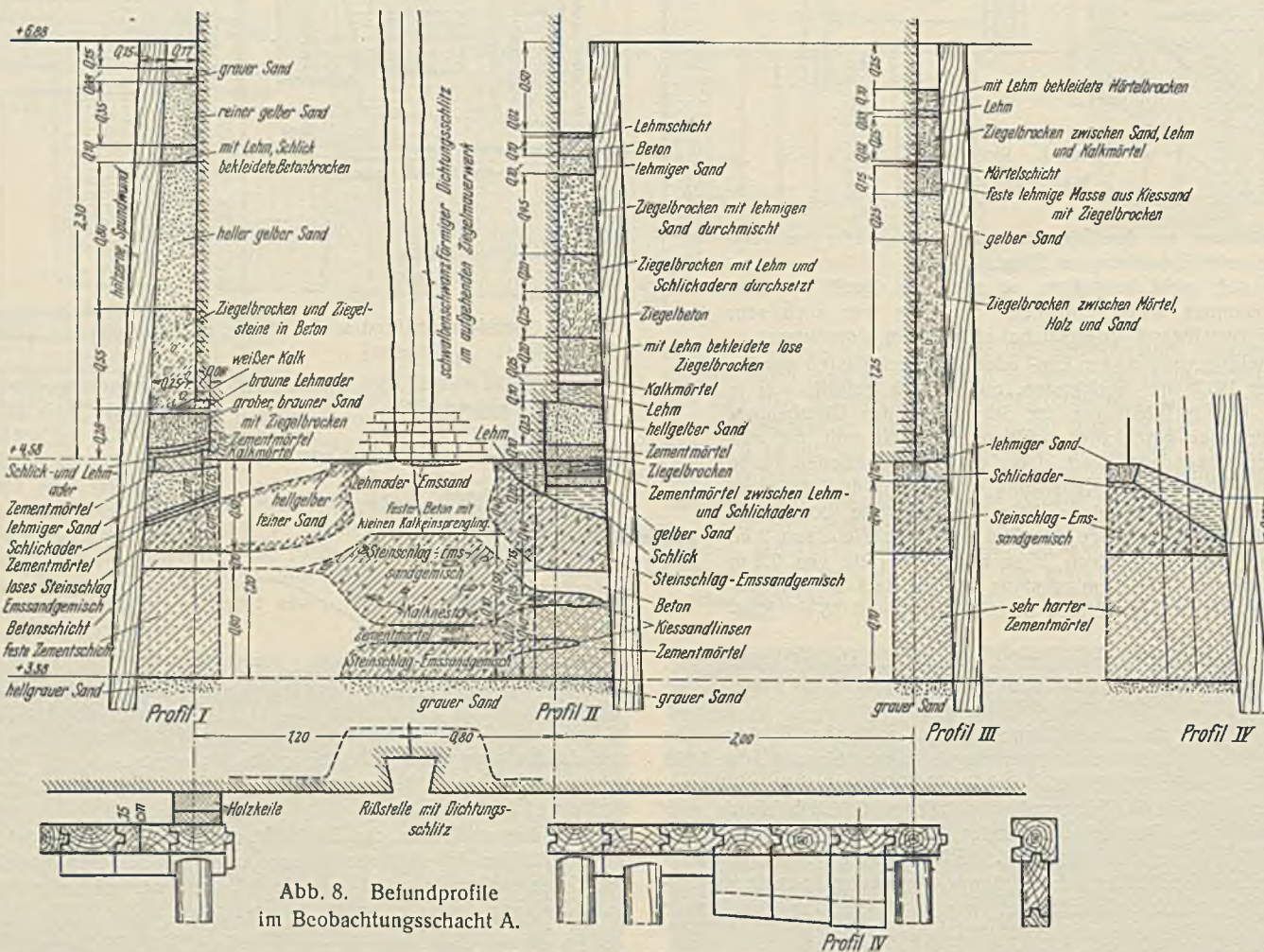


Abb. 8. Befundprofile im Beobachtungsschacht A.

Die Geländebildung im Gebiete der Schleuse zeigt noch heute die deutlichen Markierungen von weit ausgebogenen Stromschlenken, die von Osten nach Westen bis zur Bildung des heutigen Laufes über das ganze Gebiet gewandert sein müssen.

Wenn auch Aussehen und Verhalten dieser Schicht bei der Prüfung ergaben, daß eine ungünstige Beeinflussung des Bauwerks durch ungleichmäßiges Setzen, hervorgerufen durch etwaige chemische oder mineralische Veränderungen, nicht vorgekommen sein kann, so hätte man besser daran getan, das Bauwerk anderswohin zu legen, anstatt, um an Bodenaushub

zu sparen, eine Geländesenke zu benutzen, deren oberste Schichten fast bis zur Gründungssohle des Bauwerks den jüngsten sedimentären Bildungen des Flußtales angehören.

Die Untersuchung des Grundwassers am Bauwerk und des Emswassers aus dem Oberkanal durch das Staatl. Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem ergab einen Gehalt an aggressiver Kohlensäure beim Grundwasser von 92 mg auf 1000 cm³, beim Emswasser von 164 mg auf 1000 cm³. Auffallend war, daß vor 6 Jahren ebenfalls vom Materialprüfungsamt nur 25 mg aggressiver Kohlensäure in dem Emswasser gefunden worden waren; allerdings zeigte das Wasser damals nur einen Härtegrad von 5,9, jetzt 8,4.

Nach dem Schlußergebnis der Untersuchung des Materialprüfungsamtes „enthalten beide Wasserproben, Kanalwasser und Grundwasser, nur sehr geringe Mengen an Zement schädlich wirkender Salze (wie Sulfate und Magnesiumsalze), dagegen sehr große Mengen aggressiver Kohlensäure. Beide Wässer vermögen daher infolge ihres Gehaltes an aggressiver Kohlensäure Kalk aus dem Zement herauszulösen, bzw. Kalkverbindungen, z. B. Silikate, zu zersetzen. Der Grad der Einwirkung (Zerstörung) ist abhängig von dem Grad der Porosität des Betons und davon abhängig, ob und wie oft das Wasser sich erneuert und mit welchem Druck es in den Beton eindringt oder diesen durchfließt.“

Das Emswasser aus dem Oberkanal enthält wie jedes Flußwasser eine gewisse Menge gelöster und gebundener Kohlensäure. Es wechselt stark den Gehalt an aggressiver Kohlensäure, je nachdem das Wasser sich frei fließend ergänzen kann — dann niedrigerer Gehalt —, oder ob es lange Zeit stillsteht — dann höherer Gehalt —, ebenso ob hohe oder niedrige Wasserstände vorliegen. Je stärker sich das Flußbett mit Pflanzen bedecken kann, je höher ist der Anteil der sich im Wasser mindestens teilweise lösenden Kohlensäure, die von den Pflanzen abgegeben wird. In Verbindung mit der in den mineralischen Bestandteilen des Wassers enthaltenen Menge an zugehöriger aggressiver Kohlensäure enthält das

Wasser im großen ganzen eine gegen die normale Zusammensetzung der Flußwässer der Höhe nach auffallend große Menge aggressiver Kohlensäure. Die betonfeindliche Eigenschaft hängt jedoch in zweiter Linie von der Menge an gebundener Kohlensäure ab, d. h. das Wasser mit der größeren Menge an gebundener Kohlensäure, also der größeren Karbonathärte, ist weniger betonangreifend.

Das Vorhandensein einer erheblichen Menge aggressiver Kohlensäure der das Bauwerk umschließenden Wasser legte den Schluß nahe, die Ursache der Beschädigung der alten Schleuse in dem Jahrzehnte dauern



Abb. 9. Beobachtungsschacht A.
Der Riß ist nur in der oberen Lage des Sohlenbetons zu erkennen.

den Einfluß der unter dem Druck des Schleusengefälles stehenden Wasser zu suchen. Die Untersuchungen des Sohlenbetons bestätigten denn auch diese Annahme.

Um an die Gründungssohle heranzukommen, mußte das Bauwerk freigelegt werden.

Hierzu war nötig, das Bauwerk durch eiserne Abschlußspundwände abzufangen, den Boden auszuheben und unter dem Schutze einer Grundwasserkanalage den Beton hinter den Spundwänden teilweise freizulegen (Abb. 6).

Nachdem bei den Ausschachtungsarbeiten die den alten Mauerkörper des Oberhauptes umschließende hölzerne Spundwand bis zum Böschungsfuß am linken Mauerteil in den oberen Dezimetern freigelegt war, ergab sich, daß an der oberen Stirnseite, bis auf eine Stelle, an der eine Bohle aus Nut und Feder gewichen war (Stelle des Beobachtungsschachtes B) die Wand gerade und geschlossen schien (Abb. 6). Beim weiteren Ausheben zeigte sich, daß eine große Anzahl Bohlen stark aus der Lotrechten unten ausgewichen war, so daß einzelne Bohlen stark klaffende, sich keilförmig nach der Tiefe hin erweiternde Lücken aufwiesen und andere Bohlen sogar, wie im Beobachtungsschacht A (Abb. 7), vollständig vor der Reihe der übrigen Bohlen vorstanden. Die untere Stirnspundwand ließ deutlich erkennen, daß sie einem Druck nach dem Sturzbett hin ausgewichen war; ihre größte Klaffung betrug 0,12 m (Abb. 6).

Die Spundwände bildeten demnach überhaupt keinen wasserdichten Abschluß, so daß sehr gut ein Durchdringen von Wasseradern sowohl vom Oberwasser als auch vom Grundwasser her bei geleerter Kammer möglich war.

Außerdem wurde festgestellt, daß überall da, wo über dem Sohlenbeton die Spundwand noch weiter hinaufreichte, also ganz um das Flügelmauerwerk herum, auf der Ostseite von NN + 4,58 m bis NN + 6,68 m, das ist auf 2,10 m Höhe, der Zwischenraum zwischen dem aufgehenden Klinkermauerwerk und der Spundwand mit allerhand Unrat und zum Teil sogar gar nicht ausgefüllt worden war. Sogar abgeschnittene und abgerissene Holzteile wurden vorgefunden (Abb. 8).

Für einen Wasserdurchtritt vom Oberwasser her um den Flügel herum zum Unterwasser hin war dieser nur mit losem Schutt angefüllte schmale

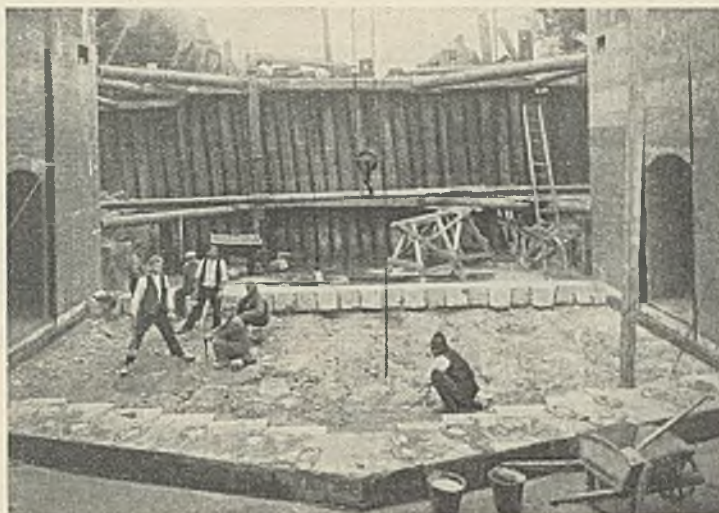


Abb. 10. Streifige Struktur des Sohlenbetons. Nach Wiederverlegen der Dremplenschlagsteine Bohren von Ankerlöchern.

Stollen sehr gut geeignet und ist wahrscheinlich auch die Ursache für die vom Jahre 1916 seit dem Bruch beobachteten Quellen gewesen.

Da sich zwischen dem Unrat sehr viel Schlack eingesprenzt vorfand, ebenso an den schadhafte Spundwandstellen zwischen Spundwand und Sohlenbeton, ist zur Gewißheit geworden, daß der im Jahre 1917 vor dem Oberhaupt eingebrachte Schlack allmählich in die Hohlräume gedrückt und gespült worden war und diese teilweise ausgefüllt hatte.

Zur Untersuchung des Mauerwerks wurden in den Beobachtungsschächten A und B nach Entfernen der Spundbohlen genügend tiefe Schlitz in den Beton gehauen. Hierbei zeigte der Beton ganz verschiedene Schichtungen (Abb. 9).

Die unterste Lage bestand aus einem hellen, außerordentlich feinen harten Zementkalkgemisch, das deutlich weiße bis gelbliche feine Lagen von Kalk in grauem Grunde enthielt.

Die Untersuchung ergab, daß es abgebundener Zement mit Kalkstreifen war, der nur ganz wenig Spuren von Sand zeigte. Darüber lagerte eine Schicht von wechselnder Stärke, die, aus grobem Schotter von durchschnittlich 6 cm Kantenlänge eingebettet in fast reinem gelben Emssand bestand. Die Schotterstücke waren sämtlich umkleidet mit einer feinen Schicht von abgebundenem Zement mit Kalk. Die darüberliegende Endschicht des Sohlenbetons glich wieder der untersten Lage, nur war sie mit Schotter durchsetzt. Leicht wechselnde Stärken und öftere Wiederholungen der beiden hauptsächlichsten Schichten kamen an den einzelnen Stellen vor.

Auf diesen Sohlenbeton war das aufgehende Mauerwerk gesetzt.

Beim Aufnehmen des erhöhten Dremfels konnte die Ungleichmäßigkeit des Betons einwandfrei festgestellt werden. Es wurden dort zusammenhängende, der Schleusenachse parallel laufende Rippen von festem Beton wechselnd mit Rippen von losem Sand und Schotter vorgefunden. Nach Entfernen der losen Nester lag eine nach allen Seiten feste Betondecke zutage (Abb. 10). Beim Bohren der Löcher für die Anker der Eisenbewehrung des neuen Dremfels wurden abwechselnd feste und losere Schichten angetroffen. Stellenweise war es nicht möglich, ein Bohrloch weiter als durch die feste Lage vorzutreiben, weil nachfallende losere Teile aus den darunterliegenden Schichten den Vortrieb unmöglich machten.

(Schluß folgt.)

Die neue Straßenbrücke über die Elbe im Zuge des Flügelweges in Dresden.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnrat C. Koch, Dresden.

In Dresden geht zur Zeit ein Brückenbau seiner Vollendung entgegen, der in gleicher Weise durch seine bauliche Durchbildung wie durch den Zusammenbau der Stahlteile auf der Baustelle bemerkenswert ist. Im folgenden sollen nur die wichtigsten Einzelheiten des Entwurfs und der Bauausführung mitgeteilt werden. Ein ausführlicher Bericht wird später in der „Bautechn.“ erscheinen.

Die neue Straßenbrücke über den Elbstrom liegt 600 m unterhalb der Einfahrt in den Alberthafen. Sie verbindet die Stadtteile Cotta und Übigau miteinander und soll neben der Erschließung eines großen städtischen Industriegebietes die Innenstadt vom Durchgangsverkehr entlasten.

Während die Lage der Brücke in bezug auf die vorhandenen Straßenzüge und mit Rücksicht auf die Stadterweiterungspläne als einwandfrei bezeichnet werden mußte, wurden von seiten der Schifffahrtinteressenten wegen der oberstrom und unterstrom anschließenden Stromkrümmungen erhebliche Bedenken geltend gemacht. Mit Rücksicht auf die glatte Durchführung der Schifffahrt wurde verlangt:

1. Die Freihaltung des eigentlichen Strombettes von jeglichen Pfeilerbauten und damit eine Überbrückung des gesamten Stromes durch ein Bauwerk von 110 m lichter Weite.
2. Eine lichte Durchfahrthöhe in Strommitte von 6 m (Ordinate + 112,8 NN) und in Anbetracht der häufig am linken Ufer anliegenden Schiffe an den Pfeilern 4,00 m (+ 110,8 NN) über dem höchsten schiffbaren Wasserstande.
3. Ein Durchflußquerschnitt bei HHW von 1800 m².

Die Forderungen, die städtischerseits an den Brückenbau gestellt wurden, waren:

1. Die Querschnittausbildung der Brücke ist so zu wählen, daß keine tragenden Teile über die Fahrbahn hinausragen. — Diese Forderung wurde gestellt, um die Einteilung der Verkehrswege auf der Brücke jederzeit den veränderten Verkehrsbedingungen anpassen zu können (Lage der Straßenbahn) und um bei steigendem Verkehr ohne

Schwierigkeit eine Verbreiterung der Brücke vornehmen zu können (Ausfallstraße).

- Der Entwurf für die Brücke ist so auszugestalten, daß die spätere Durchführung einer Schnellbahn — im Stadtbereich Untergrundbahn — auf eigenem Bahnkörper anschließend an die Brücke jederzeit einfach und wirtschaftlich möglich ist.
- Die Anlagen sind so zu planen und auszubauen, daß zur Zeit keine Ausgaben für spätere Erweiterungen entstehen, abgesehen von den Kosten für die Herstellung der Pfeilerfundamente, die mit Rücksicht auf die Schwierigkeiten bei künftigen

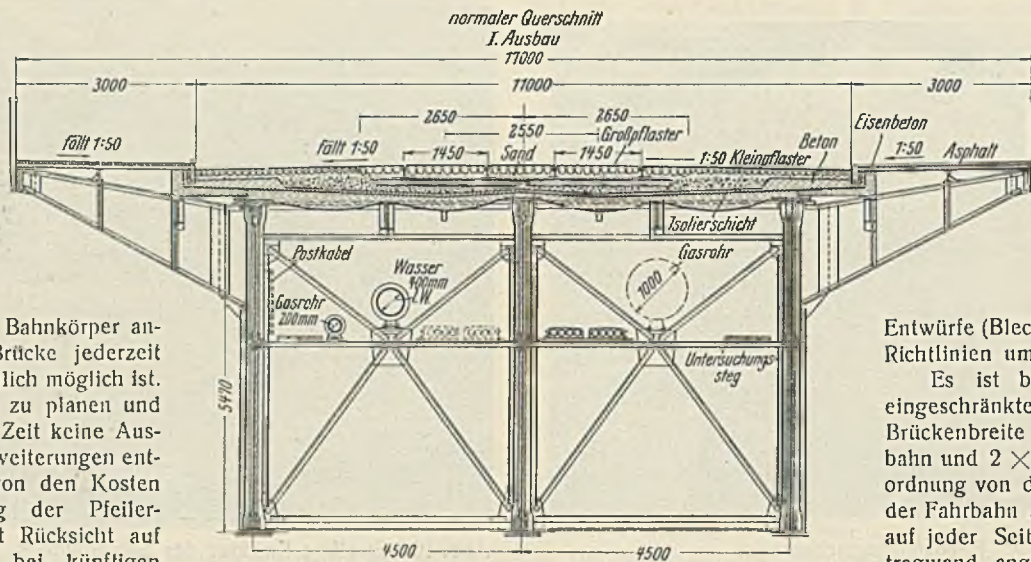


Abb. 1.

geschen von großen Materialersparnissen beim Brückenbauwerk selbst, hinsichtlich der an die Brücke anschließenden Linienführung der Schnellbahn große Vorteile mit sich. Nach Eingang der Angebote wurden daher die beiden mindestfordernden Firmen aufgefordert, ihre

Entwürfe (Blecbalkenträger) nach diesen Richtlinien umzuarbeiten.

Es ist beabsichtigt, zunächst ein eingeschränktes Bauprogramm mit einer Brückenbreite von 17 m (11 m Fahrbahn und 2 x 3 m Gehwege), unter Anordnung von drei Blechtragwänden unter der Fahrbahn auszuführen. Später kann auf jeder Seite eine neue Blechträgertragwand angesetzt werden, die durch

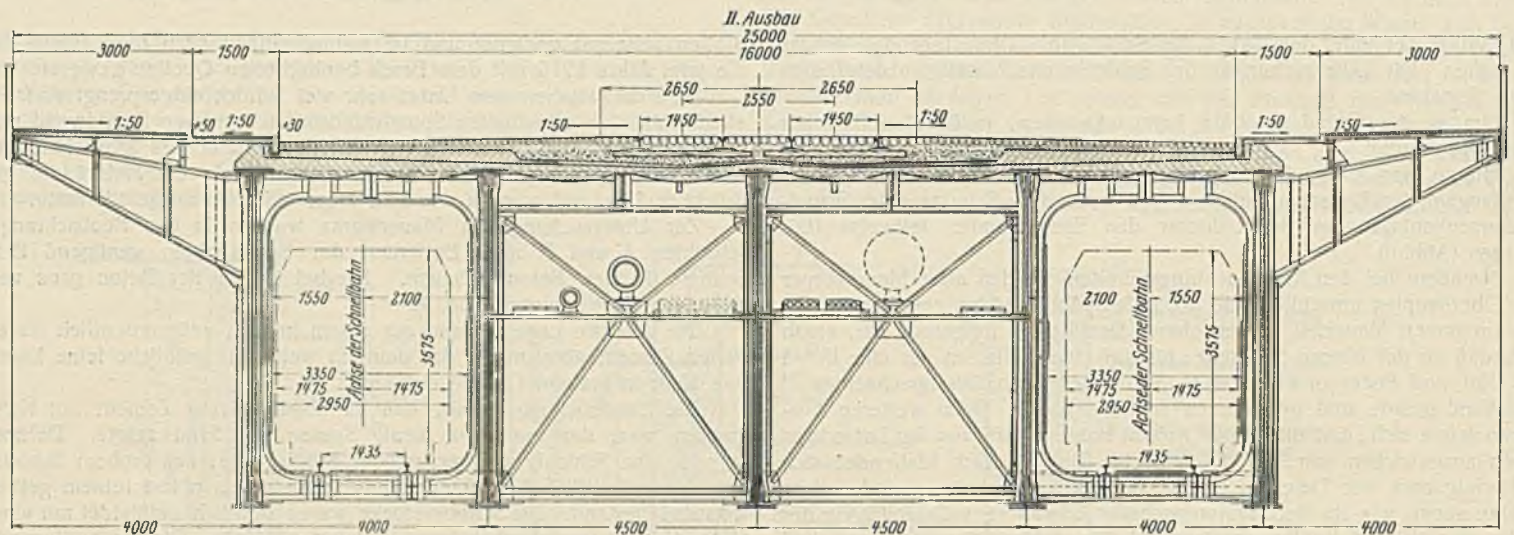


Abb. 2.

Erweiterungen schon jetzt in endgültigen Abmessungen auszuführen sind.

Dieses Entwurfprogramm brachte bedeutende Schwierigkeiten mit sich für die Formgebung des Bauwerkes sowohl als auch für die Anordnung der Tragwerkteile im einzelnen. Es verblieben praktisch nur zwei Ausführungsmöglichkeiten:

- die Bogenbrücke — Anordnung von Stahlbogen mit sehr kleinem Pfeilverhältnis ($\frac{l^2}{f} = 1510$) unter der Fahrbahn;
- die Balkenbrücke — Anordnung zweier oder mehrerer Blechbalken unter der Fahrbahn.

Die Entwurfsunterlagen für eine Stahlbogenbrücke wurden sechs der größten deutschen Brückenbauanstalten zur Abgabe von Angeboten zur Verfügung gestellt, die sich mit anerkannt leistungsfähigen Tiefbauunternehmen in Verbindung setzen und die Angebote gemeinschaftlich einreichen sollten. Sonderentwürfe waren zugelassen.

Während die Firmen mit der Ausarbeitung ihrer Angebote beschäftigt waren, wurde von seiten der Stadt der Entwurf für eine Blechträgerbrücke einer besonderen Nachprüfung unterzogen. Hierbei stellte sich heraus, daß bei entsprechender Wahl der Blechträgerhöhe die Anlage der Schnellbahn unter der Fahrbahn, also zwischen den Blechträgertragwänden möglich war (s. Abb. 1 u. 2, Querschnitte). Diese Lösung brachte, ab-

biegungsteife Rahmen mit dem bestehenden Tragwerk verbunden wird. Die vorhandenen Fußwegkonsolen werden bei der Verbreiterung weggelassen und nach Einbau der neuen Tragwände außen wieder angesetzt. Auf diese Weise wird die Fahrbahn von 11 m auf 16 m verbreitert, so daß neben der Straßenbahn zwei Fahrspuren vorhanden sind. Auf jeder Seite der Fahrbahn wird ein Radfahrweg von 1,5 m Breite angelegt. Die außenliegenden Gehwege von je 3 m Breite bleiben bestehen. Die Gesamtbrückenbreite zwischen den Geländern wird also dann auf 25 m gebracht (s. Abb. 2, Querschnitt).

Abb. 3 zeigt den zur Ausführung bestimmten Entwurf. Das Tragwerk besteht aus einem über vier Öffnungen durchlaufenden Blechbalken mit oberliegender Fahrbahn. Die Blechträger sind in Abständen von 5 m durch lastverteilende Querrahmen zu einem gemeinsamen Tragsystem vereinigt, derart, daß die Querverbände die örtlichen Lasten auf drei, später auf fünf Tragwände verteilen. Die Querrahmen sind als durchlaufende Balken ausgebildet, die von den Hauptträgern elastisch gestützt sind. Der günstigste Abstand der Tragwände wurde zu 4,5 m ermittelt. Für die Fußwege sind in Abständen von 5 m vollwandige Konsolen angeordnet. Die aus 8 mm starken Buckelblechen bestehende Fahrbahn liegt auf den Hauptträgern und auf den Quer- und Längsträgern auf.

Die Höhe der Hauptträgerstehbleche beträgt über dem linken Widerlager und über dem Flutpfeiler 5,0 m, über den Uferpfeilern 7,4 m, in Strommitte 5,5 m und über dem rechten Widerlager 4,66 m (notwendige Höhe für die Durchführung der Schnellbahn). Mit Rücksicht darauf, daß Bleche von derartigen Abmessungen zur Zeit noch nicht gewalzt werden können, mußte eine Längsnaht in Höhe von 2,33 m unter Stehblechoberkante angeordnet werden (s. Abb. 1).

Die Gurtquerschnitte bestehen aus Gurtwinkeln 200 · 200 · 16, Beiflacheisen von 400 mm Breite und 15 bzw. 19 mm Dicke und Gurtplatten von 650 mm Breite. Die



Abb. 3.

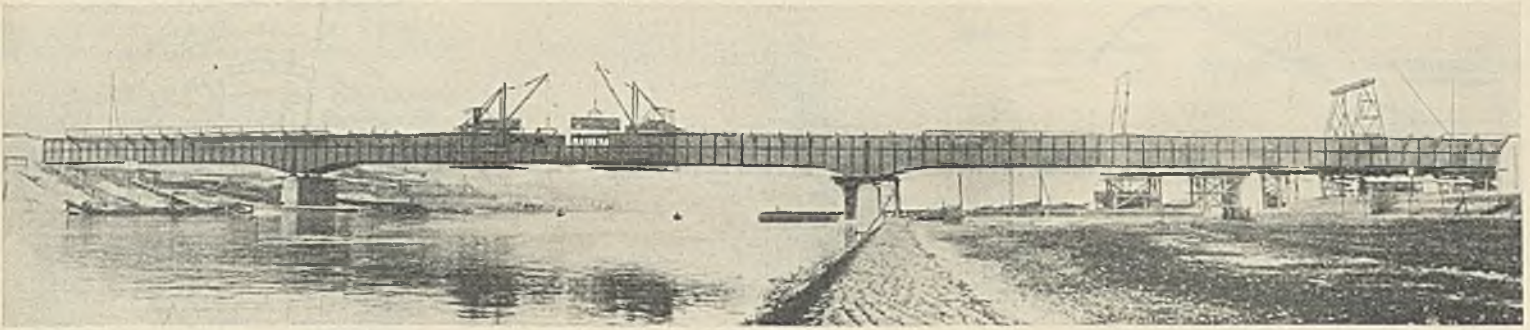


Abb. 5.

Stehblechdicke wechselt entsprechend der Größe der Querkräfte von 15 auf 19 mm. Der größte Querschnitt über den Uferpfeilern hat ein nutzbares Widerstandsmoment von 746 100 cm³.

Um die Stehbleche knicksicher zu machen, sind in Abständen von 2,5 m Aussteifungen, bestehend aus 4 L 100 · 100 · 10, vorgesehen. Unter den Aussteifungswinkeln liegen Futter in Stärke der Beiflacheisen. Die Aussteifungswinkel gehen auf ganze Stehblechhöhe durch. Außer diesen senkrechten Aussteifungen sind in Höhe der Längsnaht, also 2,33 m unter Stehblechoberkante waagerechte Aussteifungen vorgesehen, die ebenfalls aus L 100 · 100 · 10 gebildet sind.

Es sind zwei waagerechte Verbände angeordnet. Als oberer Verband dienen die Buckelbleche. Der zweite Verband liegt in Höhe der Längsnaht und ist als Fachwerktrager ausgebildet.

Als Berechnungsgrundlage der Brücke wurde DIN 1072, Klasse I vorgeschrieben.

Das Material für die Hauptträger ist St 52, für die Verbände usw. St 37. Das Gewicht des Stahlüberbaues beträgt 2600 t, wovon auf die Hauptträger (St 52) 1900 t entfallen.

Mit den Gründungsarbeiten für die Pfeiler und Widerlager wurde am 3. Mai 1929 begonnen. Die Uferpfeiler wurden zwischen Larssenspundwänden in offener Baugrube auf den etwa 8 m unter Gelände liegenden Plänen gegründet. Der Flutpfeiler und die als Hohlkörper ausgebildeten Widerlager sind auf Kies gegründet. Die Pfeilerbauten waren bereits Ende November 1929 fertiggestellt.

Die Aufstellung des Eisenwerkes der Überbauten über den Landöffnungen geschah auf fester Rüstung mittels Portalkrane. Mit Rücksicht auf die als Winterarbeit vorgesehene Aufstellung des Stromüberbaues durften keine Gerüste in das Strombett gestellt werden. Dieser Überbau wurde daher von beiden Uferpfeilern aus durch Freivorbaukrane (Derricks) zusammengebaut. Es wurden zunächst die Blechträgerunterteile von 10 m Länge und einem Gewicht von 11 t eingebaut, verdornt und verschraubt, dann wurden die senkrechten Aussteifungen, die Längs- und Querträger eingesetzt und schließlich die Blechträgeroberteile von oben eingefädelt. Den Bauvorgang zeigen Abb. 4 u. 5.

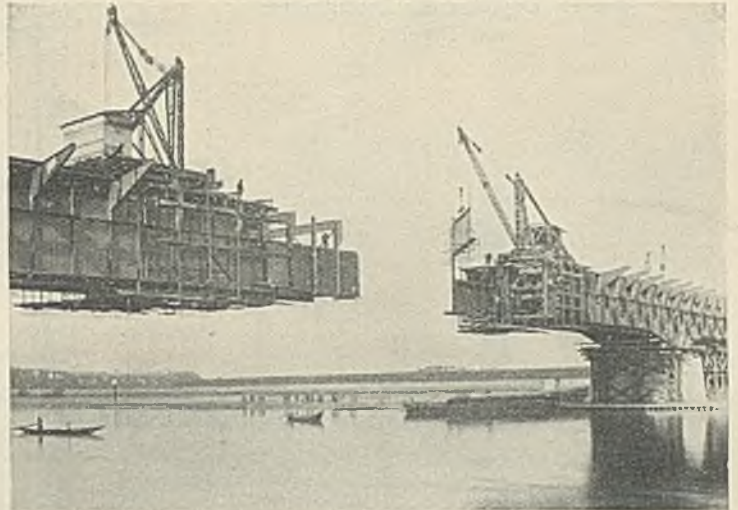


Abb. 4.

Mit der Aufstellung der ersten Stahlteile wurde am 3. Dezember 1929 begonnen, und bereits am 23. April 1930 konnten die angeordneten Paßstücke in der Mitte des Stromüberbaues eingesetzt werden.

Die Arbeiten wurden von einer Arbeitsgemeinschaft, bestehend aus den Firmen: A. Gruppe Tiefbau: Dyckerhoff & Widmann, Filiale Dresden und Grün & Bilfinger, gleichfalls in Dresden; B. Gruppe Stahlbau: Mitteldeutsche Stahlwerke, Werk Lauchhammer und MAN, Werk Gustavsburg ausgeführt, die hier wiederum Zeugnis ablegten von der großen Leistungsfähigkeit deutscher Brückenbauanstalten.

Von den Gesamtkosten des Brückenbaues von 3,28 Mill. RM entfallen auf den Stahlbau 1 650 000 RM und auf die Pfeilerbauten 600 000 RM.

Die Betriebseröffnung des neuen Verkehrsweges soll am 1. Oktober 1930 stattfinden.

Vermischtes.

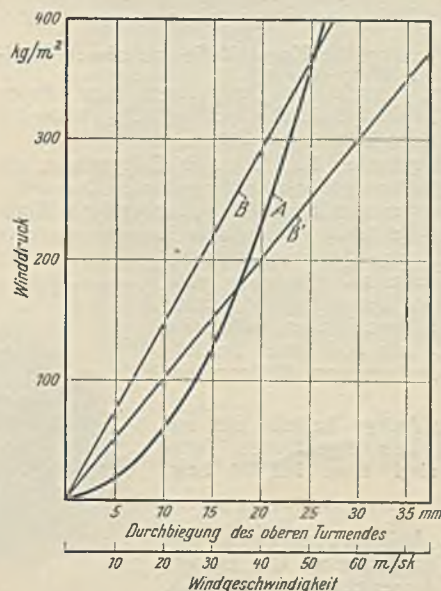
Technische Hochschule Berlin. Als Rektor für die Amtszeit vom 1. 7. 1930 bis 30. 6. 1931 ist bestätigt worden der o. Prof. Dr. phil. h. c. Dr.-Ing. chr. Krencker.

Der Leuchtturm von Tripolis wird in der vom italienischen Ministerium der öffentlichen Arbeiten herausgegebenen „Annali dei Lavori Pubblici“ 1930, Heft 1, in einem vom Ingenieur Aldo Bruschi verfaßten Aufsätze behandelt. Der am Fuße der Außenmole des Hafens von Tripolis (Abb. 1) errichtete, mit Ausnahme der Laterne ganz in Eisenbeton erbaute Leuchtturm (Abb. 2) trägt über seiner Eingangstür eine von Liktorenbündeln eingerahmte Inschrift, die besagt, daß dieser im Jahre 1926 eingeweihte Turm mit seinem Feuer den Kurs der Schiffe lenken und die Völker an die Rückkehr Roms an diesen Strand mahnen möge. (Imperium Romanum!)

Der Leuchtturm besitzt eine Feuerhöhe von rd. 57 m über MW des Mittelländischen Meeres und damit eine geographische Sichtweite von rd. 21 sm. Die Tragweite des Feuers beträgt bei mittleren Sichtigkeitsverhältnissen rd. 24 sm. Die Leuchte besteht aus zwei auf einem Drehtisch aufgestellten Scheinwerferlinsen, deren Achsen einen waagerechten Winkel von 60° einschließen, so daß bei einer Umdrehung des Tisches in 15 sek die Kennung Biz. Grp. (2) mit 15 sek Wiederkehr entsteht. Als Lichtquelle dient Petroleumglühlicht.

Der Turm (Abb. 3) besitzt kreisrunden Grundriß, seine Außenwand verläuft von Ord. + 55,03 bis + 49,00 senkrecht. Von dort bis zur Ord. + 7,46 ist die Außenwand nach einer Parabel gekrümmt, deren obere Tangente senkrecht steht und deren untere Tangente mit der Neigung der Außenwand des Eisenbetonunterbaues zusammenfällt. Die Stärke der Außenwand des Turmes, die im oberen Teile 10 cm beträgt und nach unten bis auf 25 cm zunimmt, sowie ihre Eisenbewehrung sind dem bei Wind-

druck eintretenden Momentenverlauf angepaßt. Dabel ist der Turm als ein bis zur Ord. + 7,46 eingespannter Kragträger berechnet. Die Außenwand wird durch Rippen, deren Querschnitt von 25 × 15 cm im oberen



A Winddruck in Abhängigkeit von der Windgeschwindigkeit $p = \frac{\sigma^2}{7.4}$

B Berechnete Durchbiegung des oberen Turmendes bei ruhender Belastung $J = 6,7 \cdot \frac{p}{100}$ mm

B' Durchbiegung des oberen Turmendes bei Berücksichtigung einer Stoßziffer $J = 10 \cdot \frac{p}{100}$ mm

Abb. 4.

und schließlich das Verhalten der Dübelverbindungen an Fachwerkmodellen festgestellt werden.

In Abb. 2 sind einige der untersuchten Probekörper in auseinandergenommenem Zustande wiedergegeben. Das Aufreißen der Gurthölzer, insbesondere bei den Körpern 5A, 6A und 6B, zeigt, daß nicht allein der Loch-

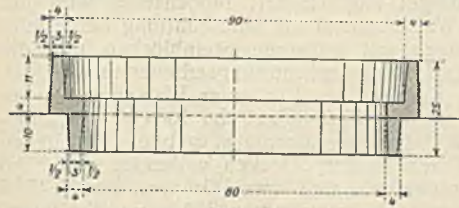


Abb. 1.

leibungsdruck quer zur Faser für die Beurteilung der Verbindung maßgebend ist, sondern daß vielmehr die vom Dübel nicht durchschnittenen Randfasern des Holzes einen wesentlichen Anteil bei stark gesteigerter Beanspruchung übernehmen. Dadurch verteilen sich mit wachsender Belastung die Beanspruchungen im Innern des Holzes in der Nachbarschaft des Dübels weit günstiger.

Ferner zeigten weitere Versuche an einfachen Laschenverbindungen, daß der Stauchdruck in der Ringnut und die Sprengwirkung des Ringes auf das Vorholz eine besondere Rolle spielen.

Von besonderem Belang dürften ferner die aus Versuchen an Fachwerkmodellen gewonnenen Ergebnisse sein. Bei diesen mit verhältnismäßig starken Gurten versehenen Fachwerkmodellen spielt allerdings die Gurtsteifigkeit bei der Durchbiegung eine wesentliche Rolle. Bei eintretendem Bruch waren die Dübelverbindungen nicht voll ausgenutzt. Es konnte jedoch noch das Abscheren des kleineren Dübelkernes bei bestimmten Lasten in Übereinstimmung mit den Prüfungen der zuerst erwähnten Versuchskörper festgestellt werden.

Wertvolle Ergebnisse sind aus Abb. 3 ersichtlich. Das Modell III zeigt die Gefahr des Aufreißen der Gurthölzer unter der Wirkung der in der Stabachse angreifenden Strebekräfte. Die Diagramme zeigen den Verlauf der an den Zuggurten der Modelle gemessenen Durchbiegungen. Es sind hier die elastischen Senkungen für vier Belastungsstufen eingezeichnet. Die Durchbiegungen sind dabei aus Mittelwerten der symmetrischen Punkte beider Modellhälften gefunden. Unter den Biegelinien sind schließlich noch die Diagramme der gesamten wie auch der bleibenden Senkungen der Trägermitteln als Funktionen der Laststufen dargestellt.

Zs.

Die Förderung von plastischem Beton mittels Pumpe. Bei dieser Art der Förderung von Beton geht der zu fördernde Beton durch die Pumpe hindurch. Aus der Mischmaschine fließt der Beton in den Aufnahmetrichter der Pumpe (Abb. 1), von dem er mittels Rührwerks in die Pumpenkammern geschleudert und durch den Kolben der Pumpe in ununterbrochenem Strom in die Förderleitung gedrückt wird. Die

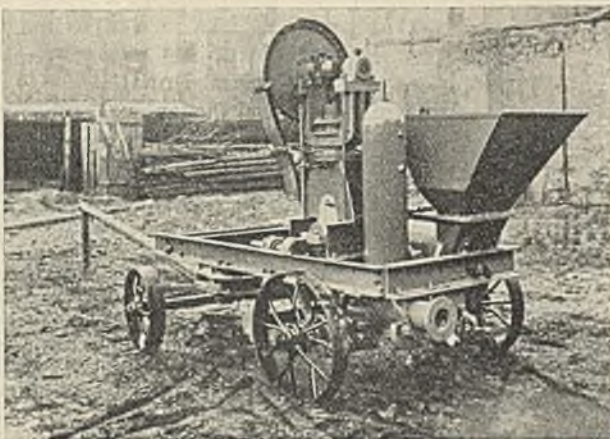


Abb. 1. Betonpumpe.

Pumpe (der Torkret G. m. b. H., Berlin) leistet in 1 h 8 bis 10 m³ feste Masse bei einer Korngröße des Materials bis zu 40 mm und einem Betriebsdruck bis zu 40 atü. Der Energiebedarf ist 15 bis 20 PS. — Die Rohrleitungen bestehen aus dünnwandigen Blechrohren (Abb. 2) mit besonderen Kupplungen, damit die Leitung in wenigen Minuten verlegt oder geändert werden kann. Die Rohre lassen sich bis zu 40 m senkrecht und 100 m waagrecht ausdehnen.

Der zu fördernde Beton ist je nach dem Verwendungszweck weichbreitig-zähflüssig bis steifbreitig-plastisch. Infolge der Pumpe wird der

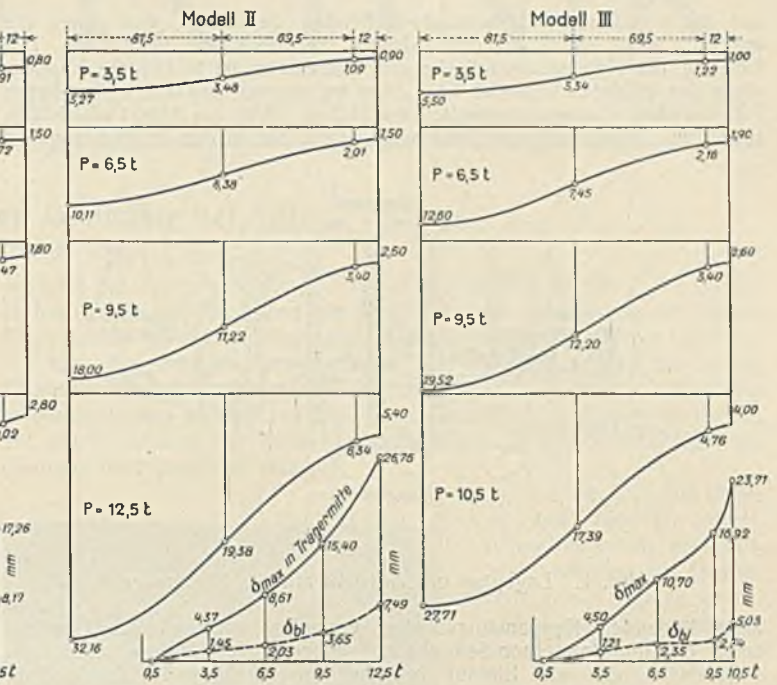


Abb. 3a.

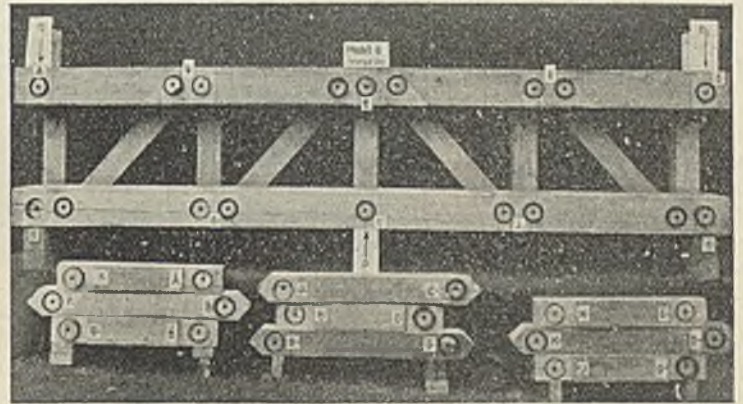


Abb. 3.

Beton auf seinem Förderweg unter ständigem Druck gehalten und dauernd neu durchgemischt, so daß die Festigkeit bis 13% mehr beträgt als die des gewöhnlichen Betons von gleichem Mischungsverhältnis und gleicher Konsistenz. — Durch die einfache Wirkungsweise des Verfahrens, die schnelle Aufstellung und Beweglichkeit der Pumpe und die selbst während des Betriebes leichte Verlegung der Rohrleitungen wird die sonst schwierige Frage der Betonzubringung mit Aufzug- und Lorenbetrieb,



Abb. 2. Ausfluß des Betons aus der Rohrleitung.

Förderbändern, Kabelkranen, Gießtürmen usw. in einfachster Weise gelöst. Die Beschaffenheit und Festigkeit dieses Betons sind gleichmäßig und unabhängig von der Sorgfalt der Maschinenbedienung. —g.

Big-Dalton-Stauwand bei Los Angeles. Etwa 55 km östlich von Los Angeles wurde nach Eng. News-Rec. vom 26. Dezember 1929 kürzlich für die Regelung des Wasserabflusses in diesem Gebiete ein weiteres bemerkenswertes Bauwerk, die Big-Dalton-Stauwand, fertiggestellt. Diese in aufgelöster Bauweise aus Eisenbeton hergestellte Stauwand besteht

aus sechs aufrecht nebeneinanderstehenden Gewölben, von denen die mittleren etwa 44 m von der Talsohle bis zur Krone hoch sind. Die Neigung der Kappenscheitellinien zur Lotrechten ist 9:10; die Kappendicke der mittleren Gewölbe ist 1,53 m im unteren und 0,63 m im oberen Teil bei einer Kappenspannweite von 18,2 m. Wie aus Abb. 1 ersichtlich, sind drei Ablaufrohre aus Stahl vorgesehen, die in den in Richtung des

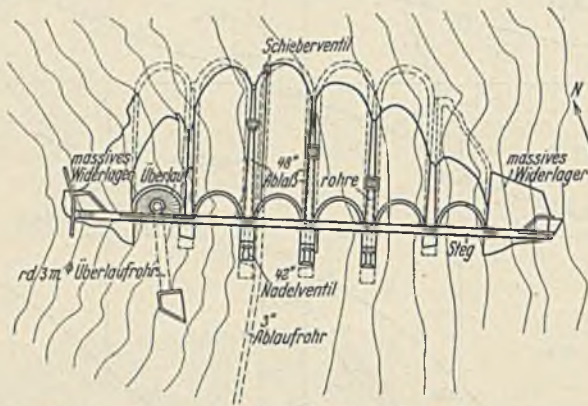


Abb. 1. Lageplan mit Aufsicht auf die Staumauer.

Tales liegenden Kappenstützwänden verlaufen, während der Überlauf durch ein inmitten einer Seitenkappe angeordnetes Eisenbetonrohr gebildet wird, das am Einlauf zunächst lotrecht gerichtet ist und in seinem weiteren schrägen Teil etwa 3 m im Durchmesser mißt.

Für die höchste Bodenpressung und die geringste Kappenstärke waren von vornherein aus Gründen der Sicherheit und Dichtigkeit gewisse Grenzen beim Entwurf vorgesehen. Die Gründung der Fundamente, die im Dezember 1927 begonnen worden war, wurde im Hinblick auf den Einsturz der St.-Franzisk-Mauer, der im darauffolgenden Frühling stattfand, später unter

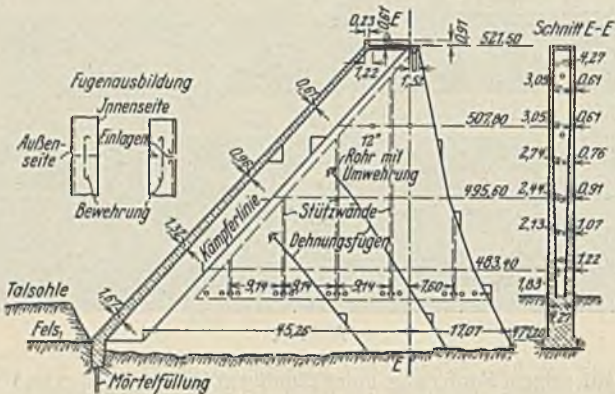


Abb. 2. Schnitt durch einen Gewölbescheitel.

besonders eingehender Untersuchung des felsigen Untergrundes durchgeführt. Abb. 2 zeigt ferner die Ausbildung der talwärts gerichteten Kappenstützwände. Um unvermeidliche Risse auf bestimmte und unschädliche Richtungen zu beschränken, hat man, wie aus dieser Abbildung — im besonderen aus der Einzelskizze — zu erkennen ist, die in Richtung der Stützkkräfte verlaufenden Dehnungsfugen mit elastischen Einlagen versehen, die von beiden Außenseiten ein Stück in die Wand hineinlaufen, während der Wandkern aus Eisenbeton gebildet ist, wodurch also ein geschwächter Querschnitt erzielt wurde.

Die Verteilung der Betonmassen konnte wegen der tiefen und schmalen Talschlucht von einem einzigen, 73 m hohen Förderturm aus geschehen. Zs.

Bemerkenswerte Neubauten in Holland. Am 21. Februar berichtete auf dem Vortragsabend der „Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen“ zunächst Reg.-Baumeister J. Lorenzen, Berlin, über „Eindrücke einer Reise zur Besichtigung der Zuiderseewerke“. Um die landwirtschaftliche Bodenausnutzung zu steigern, wurden an verschiedenen Stellen der Nordseeküste planmäßig Landgewinnungsarbeiten durchgeführt. Das gewaltigste derartige Seebauwerk entsteht zur Zeit in Holland in der Trockenlegung der Zuidersee. Die Vorgeschichte dieser Maßnahme reicht lange Zeit zurück. 1918 kam es zu einem Gesetz über die Verwirklichung des vorliegenden Entwurfes, der nicht nur eine Gewinnung von Neuland, sondern auch eine Verbesserung der bestehenden Marschen bezweckt. Der Entwurf gründet sich auf sehr sorgfältige Vorarbeiten zur Feststellung der geologischen Bodenverhältnisse und des Einflusses der geplanten Wasserflächenveränderung auf die Meeresströmungen und den Aufstau vor der Küste, der teilweise eine Erhöhung der benachbarten bestehenden Deiche erfordert. Das zu gewinnende Gelände liegt etwa 2 bis 7 m unter dem mittleren Seespiegel, so daß es künstlich entwässert werden muß. Der Arbeitsplan des 1922 begonnenen Werkes umfaßt den

Damm zwischen dem Festlande und der Insel Wieringen sowie den von hier nach Friesland führenden 24 km langen Hauptdamm mit den erforderlichen Wehr- und Schleusenbauten und außerdem die Eindeichung der Polder mit den Entwässerungsanlagen. Infolge der wechselnden Tiefenlage der Moräne (westlich bis 50 m tief, östlich an der Oberfläche) und des Tideinflusses stellt der Bau des Abschießdammes besondere Anforderungen an Planung und Bauausführung. In den flacheren Strecken wird der seeseitige Dammbau aus einem nahe der Baustelle gewonnenen, als Kailehm bezeichneten Mergel angeschüttet; binnenseitig wird der Damm anschließend bis über Wasserspiegel aus Sandschüttung hergestellt. Die Pflasterung der Böschungen mit schweren Steinblöcken und die Sicherung gegen Strömungsangriffe folgt den Schüttungsarbeiten unmittelbar. In den tieferen Rinnen wird Kailehm bis 4 m unter Wasserspiegel geschüttet; auf diese Schicht werden Sinkstücke von 100 · 40 m² Grundfläche abgesenkt und dadurch Unterwasserdämme ausgebildet, auf denen später der Dammbau wie in den flachen Strecken vollendet wird. An den beiden Enden des Hauptdammes sind zwei Gruppen von je 5 · 5 Entwässerungsschleusen mit einer Gesamtweite von 300 m und Schiffahrtsschleusen angelegt. Die Dammbauarbeiten wurden von beiden Landseiten und der Mitte aus in Angriff genommen und bisher zu etwa einem Drittel durchgeführt. Da vor Fertigstellung und Schließung der in den tiefen Rinnen vorgesehenen Dammücken, in denen die Unterwasserdämme als Überfallwehre wirken, Durchflußgeschwindigkeiten bis 6 m/sek zu erwarten sind, ist ein planmäßiger schneller Vortrieb erforderlich. Um vor Mißerfolgen bewahrt zu bleiben, sind neben zahlreichen Laboratoriumversuchen auch in der Natur ausgedehnte Großversuche durchgeführt worden, die Erkenntnisse über den Angriff des strömenden Wassers auf Bodenarten und Sinkstücke geliefert haben. Dabei ist die weitgehende Übereinstimmung zwischen den Ergebnissen von Natur- und Modellversuch beachtenswert.

Die Eindeichung des kleinen Northwestpolders ist schon durchgeführt; das zugehörige Schöpfwerk Medemblik mit einer Leistung von 30 m³/sek wird durch ein zweites Schöpfwerk noch ergänzt.

Die Gesamtkosten für die Gewinnung des etwa 250 000 ha großen Landgebietes sind auf ungefähr 1 Milliarde RM veranschlagt, jedoch ist ein Mehraufwand von etwa 50 % wahrscheinlich. Die Wirtschaftlichkeit der ganzen Anlage ist trotzdem durchaus gesichert.

Die Bauausführung, in die der Vortragende an Hand zahlreicher Lichtbilder einen Einblick gab, zeigt den Einsatz von Baumaschinen aller Art; für die 15- bis 20tausend Köpfe betragende Belegschaft sind gute Wohlfahrteinrichtungen geschaffen. Besonders angelegte Bauhöfen dienen als Stützpunkte für den weitverzweigten Baubetrieb.

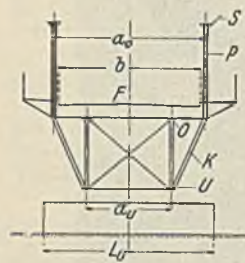
An diesen Vortrag anschließend schilderte Dipl.-Ing. Baer seine auf einer Studienreise des Vereines deutscher Ingenieure im Juni 1929 gewonnenen Eindrücke von Hollands Technik und Wirtschaft, der herzlichen Gastfreundschaft der holländischen Ingenieure gedenkend. Nach verschiedenen Angaben über Eisenbahn-, Straßen- und Wasserverkehr wendete sich der Vortragende dem Städtebauwesen zu, das in Holland einen hohen Stand aufweist. An Hand von Lichtbildern gab er eine Übersicht über die Anlage der Stadt Amsterdam und ihre neue südliche Erweiterung, die nach dem Hauptentwurf des Architekten Berlage unter Mitwirkung des Stadtbauamtes entstanden ist. Hier wurde in kurzer Zeit ein Stadtteil von städtebaulicher Einheitlichkeit und Geschlossenheit geschaffen. Die Grünplätze und breit angelegten Straßen bieten trotz gerader Fluchten ein eindrucksvolles Bild. Die in Holland entwickelten neuzeitlichen Bauformen, die aus Klinkern in harmonischen Farben ausgebildeten Häuseransichten und die gleichartige Befestigung der sauber gehaltenen Straßen zeigen eine glückliche Lösung städtebaulicher Aufgaben. Dr. R.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Brückentragwerk mit mehr als zwei Gurten. (Kl. 19 d, Nr. 481 592 von Dr.-Ing. e. h. r. Karl Bernhard in Berlin.)

Das Brückentragwerk wird so ausgeführt, daß die Gurte *UO* unter der Fahrbahn gegen die Gurte *S* über der Fahrbahn nach der Brückenlängsachse zu versetzt sind. Hierdurch erhält man die nötige Fahrbahnbreite und lichte Weite über der Fahrbahn; wegen der eingeschränkten Breite unter der Fahrbahn ergibt sich aber eine Lagerung der Hauptträger, durch die eine beträchtliche Verkürzung der Pfeillänge (*L_u*) samt Grundmauern erreicht wird. Auch die Querverbindungen unter der Fahrbahn fallen erheblich kürzer und schwächer aus. Die Fahrbahn ist mit *F* bezeichnet; die von oben nach unten geführten Pfosten sind mit *P*, ihre unteren Anschlüsse mit *K* bezeichnet. Die nötige Fahrbahnbreite *b* führt zu einem Abstände *a₀* der Hauptträger über der Fahrbahn, der sich unten auf *a_u* verkürzt.



INHALT: Der Bau einer neuen Mole im Hafen von Stralsund. — Bruch der alten Schleuse Hütel, Untersuchung und Instandsetzung. — Die neue Straßenbrücke über die Elbe im Zuge des Flügelweges in Dresden. — Vermischtes: Technische Hochschule Berlin. — Leuchtturm von Tripolis. — Festigkeitsversuche an Holzverbindungen mit abgestuften, geschlossenen Ringdübeln. — Förderung von plastischem Beton mittels Pumpe. — Big-Dalton-Stauwand bei Los Angeles. — Bemerkenswerte Neubauten in Holland. — Patentschau.

1) Vgl. Bautechn. 1925, Heft 9, S. 97 u. Heft 42, S. 595; 1926, Heft 51, S. 748.