

DIE BAUTECHNIK

8. Jahrgang

BERLIN, 9. Mai 1930

Heft 20

Alle Rechte vorbehalten.

Die Bodenseefähre Konstanz—Meersburg.

Von Stadt-Oberbaurat Theodor Lutz, Konstanz.

1. Allgemeines.

Im Jahre 1926 wurde aus Kraftfahrerkreisen die Anregung gegeben, zur Abkürzung des 65 km langen Umweges um den Überlingersee zwischen Konstanz und Meersburg eine Fährverbindung zu schaffen. Die Stadtverwaltung von Konstanz griff diesen Gedanken sofort auf und kam nach näherer Prüfung zu der Überzeugung, daß eine für die Beförderung von Kraftwagen, Fuhrwerken und Personen eingerichtete Fähre geeignet sein müßte, den Verkehr nach Konstanz zu beleben, die wirtschaftlichen Beziehungen zwischen Konstanz und den Gebieten am Nordufer des Bodensees enger zu knüpfen, die Stadt mehr an den Fernstraßenverkehr heranzuziehen und zum Knotenpunkt eines großen internationalen Überlandstraßennetzes zu machen (vgl. die Übersichtskarte in Abb. 1).

Von dieser „schwimmenden Brücke“ versprach man sich aber nicht allein wirtschaftliche Vorteile und bedeutende Verkehrsverbesserungen für die Städte Konstanz und Meersburg, sondern für das ganze umliegende Bodenseegebiet. Die Stadtverwaltung — und mit ihr die ganze Einwohnerschaft — nahm deshalb anfänglich den Standpunkt ein, daß die Verwirklichung dieses Unternehmens — als Ergänzung und Erweiterung des Dampfschiffsverkehrs auf dem Bodensee — eine Aufgabe der Reichsbahn sei. Diese verhielt sich jedoch auf die Vorstellungen der Stadt ablehnend, weil sie glaubte, die Bedürfnisfrage verneinen zu müssen, und sich aus dem Betrieb einer solchen Fähre keinen Gewinn versprach. Auch der Vorschlag der Stadtverwaltung, die Benutzung der Dampfboothäfen in Konstanz und Meersburg zum Landen mit dem Fährschiff zu gestatten, stieß bei der Reichsbahn auf entschiedene Ablehnung.

Die Mitbenutzung der Dampfschiffahrthäfen hätte einerseits eine erhebliche Ersparnis an den Anlagekosten für die Landeinrichtungen zur Folge gehabt, mindestens aber die Errichtung von neuen Schutzhäfen überflüssig gemacht. Andererseits hat jedoch die Erstellung besonderer, städteigener Fährhäfen den großen Vorzug, daß sich der Fährbetrieb vollkommen unabhängig vom Dampfbootverkehr und unbehindert durch die in den Dampfschiffahrthäfen vorhandenen Gleisanlagen abwickeln kann, und daß infolge der Verlegung der Konstanzer Fahrländestelle an den Überlingersee beim Vorort Staad der vom Fährschiff zurückzulegende Seeweg von 8,8 auf 4,4 km, also genau auf die Hälfte verkürzt werden konnte.

Die Stadt Konstanz entschloß sich deshalb, nachdem sie sich von der Stadt Meersburg einen, wenn auch im Verhältnis zu den Gesamtkosten bescheidenen Kostenbeitrag gesichert hatte, das Unternehmen selbst in die Hand zu nehmen und auf beiden Bodenseeufern besondere Landstellen mit Schutzhäfen zu errichten. Mit der Entwurfsbearbeitung, Vergebung und Durchführung der Hafengebäuden und der zugehörigen Einrichtungen für den Fährbetrieb wurde das städtische Tiefbauamt beauftragt. Die Oberleitung lag in den Händen des Verfassers, der bei den Vorarbeiten und in der Bauleitung durch Regierungsbaumeister L. Mager verständnisvoll unterstützt wurde. Bei der Aufstellung des Entwurfs für den wasserbaulichen Teil des Hafens in Staad waren außerdem der frühere stellvertretende Vorstand des städtischen Tiefbauamtes, Stadtbaurat Hartmann, sowie der städtische Oberbauinspektor Schröder und bei der örtlichen Leitung der Wasser- und Straßengebäuden in Staad der städtische Oberbauinspektor König beteiligt.

Schon kurz nach der Eröffnung des Fährbetriebes, der mit einem überraschend starken Verkehr einsetzte, zeigte sich, und die späteren Betriebserfahrungen bestätigten dies vollends, daß der der Stadt Konstanz aufgezwungene Verzicht auf die Mitbenutzung der Dampfboothäfen zur einzig richtigen Lösung der Fährhafenfrage führte und die erheblichen,

von Konstanz fast allein aufgebracht Baukosten, die das Unternehmen in seiner Vorbereitung beinahe zum Scheitern gebracht hätten, sich durchaus rechtfertigten.

Beim Entwurf der beiden Fährhäfen kam es nicht nur darauf an, zwei für das Fährschiff gut zugängliche, gegen Sturm und Wellengang genügend geschützte Land- und Liegestellen zu errichten, die so beschaffen sein mußten, daß der Fährbetrieb bei jeder Witterung und jedem Wasserstand durchgeführt werden konnte, sondern auch die Zufahrtsverhältnisse vom Lande her zur glatten Abwicklung des Kraftwagen-, Fuhrwerk- und Personenverkehrs von und zu der Fähre möglichst übersichtlich zu gestalten, für das Aufstellen der auf die Fähre wartenden Fahrzeuge und die Fahrgäste genügend Raum zu schaffen. Schließlich

war die Verbindungsbrücke zwischen Land und Fährschiff unter Anpassung an den im Jahresverlauf bis über 3 m schwankenden Bodenseewasserstand¹⁾ in ihrer Konstruktion derartig beweglich auszubilden, daß sich bei Nieder- und Hochwasser keine zu ungünstigen Steigungsverhältnisse auf der Brücke ergaben und stets ein gefahrloses, bequemes und rasches Ein- und Ausfahren der größten und schwersten Fahrzeuge gewährleistet wurde. Daß bei der Formgebung der Einzelheiten, namentlich der Landebrücken und Hafenanlagen, auch auf das Landschaftsbild Rücksicht genommen werden mußte, sei nur nebenbei erwähnt.

Während der Entwurf des Fährhafens in Staad auf Konstanzer Seite keine außergewöhn-

lichen Schwierigkeiten bot, und nur bei der Ausführung, mit der bereits im Winter 1926/27 begonnen wurde, infolge der geologischen Beschaffenheit des Seegrundes, der an der Hafengebäude stelle teils aus Molasse, teils aus grober, mit Findlingen durchsetzter Moräne, teils aber auch aus wenig tragfähigem Schlick besteht, gewisse Erschwernisse mit sich brachte, waren bei den Vorarbeiten und beim Bau des Fährhafens in Meersburg Hindernisse in mehrfacher Richtung zu überwinden. Hüben und drüber lebhaft erörterte Meinungsverschiedenheiten über die beste Lage des Hafens, die eigenartige Ufergestaltung, die Lage der einzigen, den Überlandverkehr nach Meersburg vermittelnden Landstraße, die geologischen Besonderheiten des Seegrundes, die beschränkten Raumverhältnisse am Seeufer, der Umstand, daß Meersburg sehr stark den am Bodensee vorherrschenden West- und Südwestwinden ausgesetzt ist, und nicht zuletzt die Kosten erschwerten die Lösung der Meersburger Hafenfrage und verzögerten den Baubeginn.

Nach Aufstellung mehrerer Vergleichsentwürfe und sorgfältiger Abwägung ihrer Vor- und Nachteile wurde aber schließlich auch hier eine befriedigende Lösung gefunden, so daß die Arbeiten im Winter 1927/28 ausgeschrieben, nach Abschluß des wasserpolizeilichen Verfahrens und Erledigung der üblichen sonstigen Förmlichkeiten am 10. April 1928 begonnen und nach einer durch den strengen Winter 1928/29 verursachten Unterbrechung von etwa sieben Wochen gegen Ende Mai 1929 beendet werden konnten.

Da Entwurf und Bau der beiden Fährhäfen bei der Eigenart der Aufgabe, die sie zu erfüllen haben, technisch Neues und Interessantes boten, sollen hier die wichtigsten Einzelheiten kurz beschrieben werden. Vorweg sei aber bemerkt, daß sich die Anlagen im Betrieb der Fähre, der noch während der Bauarbeiten (Ende September 1928) aufgenommen wurde, auf das Beste bewährt und die der Entwurfsbearbeitung zugrunde gelegten Annahmen in vollem Umfange bestätigt haben.

¹⁾ Tiefstes NW: + 2,38 m; MNW: + 2,70 m; Mittlerer Jahreswasserstand: + 3,45 m; MHW: + 4,64 m; HHW: + 5,56 m am Pegel Konstanz, dessen Nullpunkt auf 391,766 m + NN liegt.



Abb. 1. Übersichtskarte der Bodenseefähre Konstanz-Meersburg.



Abb. 3a.
Hafenanlage Konstanz - Staad.

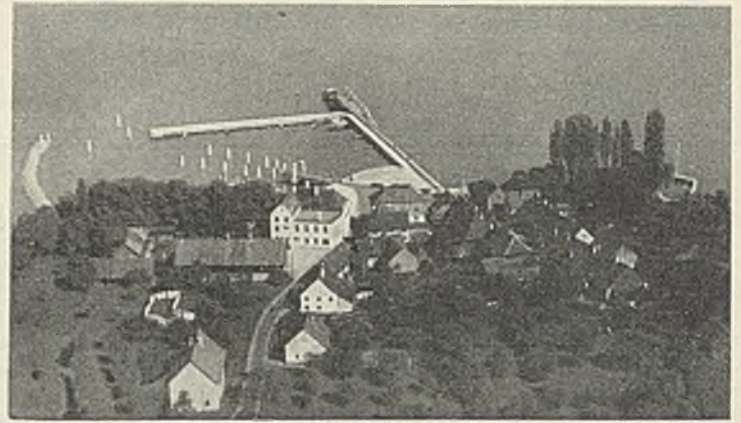


Abb. 3b.
Gesamtansicht (Fliegeraufnahmen).

2. Die Hafenanlage in Konstanz-Staad.

Aus dem in Abb. 2 dargestellten Lageplan und den Luftaufnahmen²⁾ in den Abb. 3a u. 3b ist die Gesamtanordnung des auf Konstanzer Seite errichteten Fährhafens ersichtlich. Er besteht aus einem gegen die Hauptwindrichtungen durch Schutzdämme abgeschlossenen Hafenbecken von 1,25 ha Wasserfläche, einer in den seichten Seegrund mittels Sprengung

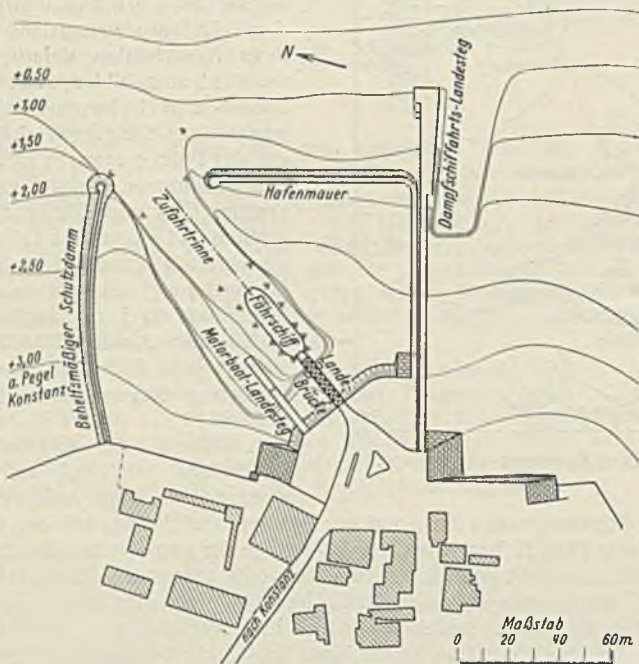


Abb. 2. Lageplan des Fährhafens Konstanz.

und Baggerung eingeschnittenen Zufahrtrinne, der Landebrücke mit Hubvorrichtung aus Eisenkonstruktion und dem Leitwerk zur Führung des Fährschiffes beim Landen.

Der östliche und südliche Hafenschutzdamm ist auf einer breitfüßigen, mit der Oberkante auf Niederwasserhöhe liegenden Bruchstein- und

²⁾ Sämtliche in diesem Aufsatz wiedergegebenen Luftaufnahmen stammen von Ingenieur W. Truckenbrodt in Konstanz.

Wackenschüttung gegründet. Der aufgehende Teil des Dammes besteht außen aus Bruchsteinmauerwerk und im Innern aus einem Sparkern, der mit Baggergut und grobem Kies ausgefüllt wurde. Zur Erhöhung der Standsicherheit der Mauer wurden in Abständen von 5 m gemauerte Traversen eingebaut, die das innere und äußere Mauerwerk miteinander verbinden. Die begehbare, hochwasserfrei auf + 5,70 m am Konstanzer Pegel liegende Mauerkrone besitzt eine Breite von 2,40 m. Die auf der See- und Hafenseite senkrechte und nur seeseitig gegen Osten im Verhältnis 1 : 1 abgeboßte Mauer ist an der 36 m breiten, durch vier kräftige Dalben gesicherten Hafeneinfahrt rondellartig erweitert und trägt dort den Hauptmast für die Hafenbefuerung. Der das Hafenbecken gegen Norden abschließende Schutzdamm wurde vorläufig nur behelfsmäßig in Bruchstein-schüttung ausgeführt.

Da die natürliche Seesohle in der Hafeneinfahrtrichtung im Mittel auf NW liegt, mußte eine 2 m tiefe, 25 m breite und 130 m lange Zufahrtrinne ausgehoben und teilweise in den Molassefelsen und in die nicht baggerfähige Moräne eingesprengt werden, um mit dem Fährschiff, das in vollbeladenem Zustande 1,20 m Tiefgang hat, auch bei den niedrigsten Wasserständen landen zu können. Dabei waren große Felsblöcke zu beseitigen, was teils durch Sprengung, teils durch Hebung geschah. Die Bohrlöcher wurden mittels Druckluft hergestellt und die Sprengschüsse durch elektrische Fernzündung ausgelöst. Das mittels schwimmenden Eimerkettenbaggers ausgehobene Rinnengut wurde zur Anschüttung des dem See abgewonnenen, gegen den Hafen mit betonierten Böschungen versehenen Ufervorlandes, auf dem die Aufstell- und Zufahrtstraßen für die die Fähre benutzenden Fahrzeuge sowie eine Haltestelle mit Wendeplatz für die den Personenverkehr von der Stadt zum Fährhafen vermittelnde städtische Straßenbahn angelegt sind und zur Ausfüllung des Kerns der Hafenmauer verwendet. Überschüssiges Baggergut wurde in den See versenkt. Im ganzen wurden in der Zufahrtrinne rd. 6500 m³ Material ausgehoben, wovon 540 m³ vor der Baggerung durch Sprengung gelöst werden mußten. Abb. 4 gibt einen Überblick über die Bagger-, Auffüllungs- und Mauerarbeiten am Schutzdamm nach dem Stande im März 1927, während die Abb. 5a u. 5b die Wirkung zweier Sprengschüsse an der Wasseroberfläche zeigen.

Einen für die Sicherheit des Fährbetriebes wichtigen Teil der Landeinrichtungen bildet das Leitwerk, das die Aufgabe hat, dem Fährschiff beim Landen eine sichere Führung zu geben, es stevenrecht in einer bestimmten Entfernung vor die Landebrücke zu legen und hier während des Aus- und Einfahrens der Wagen festzuhalten. Zu diesem Zweck wurden zu beiden Seiten der Einfahrtachse je fünf Dalben als inneres Leitwerk aufgestellt, die — wie die Dalben an der Hafeneinfahrt — aus je drei miteinander verschraubten Kiefernspfählen von 40 bis 45 cm Durchm. und 11 m Länge bestehen. Die Pfähle wurden, da sie sich nicht ohne weiteres rammen ließen, in 2,50 m tiefe, in den felsigen Untergrund eingebaute Löcher eingesetzt, alsdann mit einer Motorzugramme nachgerammt und der Raum zwischen Pfahl und Bohrlochwand mit Kies ausgefüllt. Der Arbeitsvorgang wird weiter unten bei der Behandlung des Hafens in Meersburg noch näher erläutert. Die Stellung der vier der Landebrücke zunächst stehenden Leitwerkdalben ist genau der Umrißlinie der Scheuerleiste an den beiden Bugen des Fährschiffes angepaßt, so daß sie das Schiff beim Landen zangenartig umfassen und es in eine genaue Lage zur Brücke bringen. Die übrigen Dalben lassen dem ein- und ausfahrenden Fährschiff einen gewissen Spielraum und sind deshalb so angeordnet, daß sich das Leitwerk nach außen trompetenartig erweitert. Da sich während des Betriebes eine ziemlich starke



Abb. 4. Hafenanlage Konstanz-Staad. Baustellenübersicht März 1927.

Beanspruchung einzelner Leitwerkpfähle durch bisweilen auftretende Stöße des anfahrenen Schiffes herausgestellt hat, wurden an den am meisten beanspruchten Dalben nachträglich kräftige Streben angebracht, die sich rückwärts gegen drei durch Zangen verbundene Ankerpfähle stützen, deren Köpfe auf Mittelwasserhöhe abgeschnitten wurden. In Abb. 6 ist eine Übersicht über die Baustelle in Staad nach dem Stande der Bauarbeiten Mitte Mai 1928 dargestellt. (Am jenseitigen Ufer des Sees ist Meersburg noch sichtbar.)



Abb. 5a. Sprengschuß in der Zufahrttrinne mit Hafenmauer bei Niederwasser.



Abb. 5b. Sprengschuß in der Zufahrttrinne.

Auf den Zufahrtstraßen und Aufstellplätzen für die Fahrzeuge ist eine strenge Trennung des Verkehrs von und zu der Fähre (sog. Richtungsverkehr) durchgeführt, um Verkehrsstockungen zu vermeiden. Die Fahrrichtungen sind auf der Walzasphaltdecke der Straßen durch weiße Pfeile und die Grenzen der Aufstellplätze durch „P“ (Parken) bezeichnet.

Beiläufig sei noch erwähnt, daß der Fährhafen in Staad nicht nur dem Fährbetrieb dient, sondern noch zur Aufnahme von Fischerbooten und Gondeln bestimmt ist, gelegentlich auch von Segeljachten, Motorbooten und Lastschiffen aufgesucht und als Landestelle für die von der Stadt Konstanz auf dem Bodensee betriebenen Motorbootlinien benutzt wird, für die im Hafen ein besonderer Landesteg errichtet wurde.

Die Landebrücke ist unter Abschnitt 4 besonders behandelt.



Abb. 6. Übersicht über die Baustelle Mitte Mai 1928.

3. Die Hafenanlage in Meersburg.

Der am jenseitigen Bodenseeufer im Westen der Stadt Meersburg errichtete, vorläufig nur dem Fährbetrieb dienende Hafen zeigt eine vom Konstanzer Fährhafen wesentlich verschiedene Anordnung (vgl. den Lageplan in Abb. 7 und die Luftbildschrägaufnahme in Abb. 8). Während in Staad die Einfahrt unter einem stumpfen Winkel gegen das Ufer stattfindet, liegt sie in Meersburg parallel zum Uferstrich. Diese Anordnung ergab sich einmal aus den schon unter 1. erwähnten Windrichtungen auf dem See, dann aber auch aus dem Bestreben, den Anschluß des Hafens an den Landverkehr zu gewinnen, ohne für die Zufahrtstraßen und Aufstellplätze große und wertvolle, für Bauzwecke geeignete Geländeflächen in Anspruch nehmen zu müssen. Neben schiffahrtstechnischen und anderen Erwägungen, wie z. B. räumliche Trennung des Fährbetriebes vom Dampfschiffverkehr, sprach noch der Umstand, daß der durch die Fähre bedingte starke Kraftwagenverkehr von der nur durch ein schmales Tor zugänglichen Unterstadtstraße in Meersburg ferngehalten werden mußte, für die gewählte Örtlichkeit.

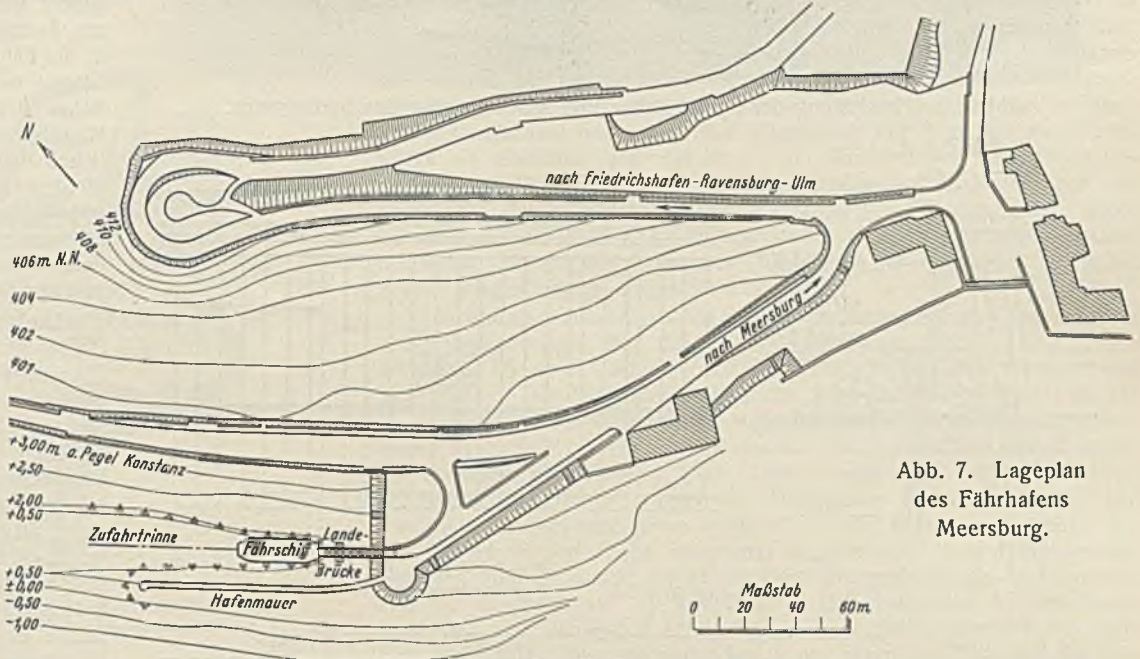


Abb. 7. Lageplan des Fährhafens Meersburg.

Bei der Entwurfbearbeitung des Meersburger Fährhafens verursachten die Ufergestaltung und die geologischen Verhältnisse des Seegrundes zunächst einige Schwierigkeiten. Wohl lag ein allgemeines geologisches Gutachten vor, das aber nur vom Vorhandensein von zerklüftetem Molasse-sandstein sprach. Aufschlüsse, die eine genauere Beurteilung der Beschaffenheit des Seegrundes zuließen und Anhaltspunkte für die konstruktive Durchbildung des die Landestelle gegen den offenen See schützenden Wellenbrechers, für die Gründung der Brückenfundamente, deren Kosten usw. boten, waren nicht vorhanden. Diese wurden erst durch umfangreiche Bohrversuche gewonnen, bei denen sich ergab, daß im Bereich der Hafenbaustelle der am Ufer auf etwa Mittelwasserhöhe zutage tretende Molassefelsen gegen den See hin zuerst abfällt, dann wieder ansteigt und in etwa 85 m Entfernung vom Ufer in einen fast senkrechten Abbruch

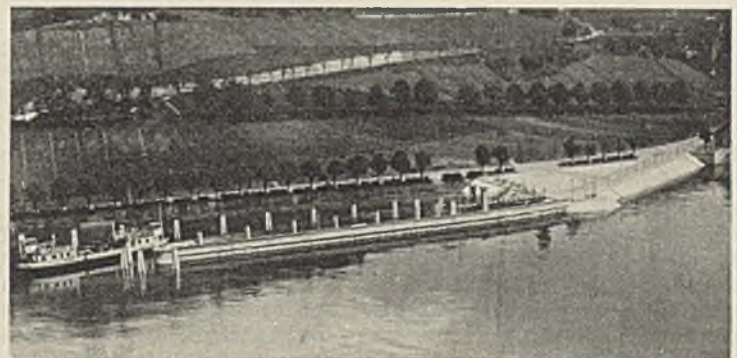


Abb. 8. Hafenanlage in Meersburg. Gesamtansicht (Luftbildschrägaufnahme).



Abb. 9. Wirkung eines Sprengschusses.



Abb. 10a. Bohren der Pfahlöcher für die Leitwerkdalben.

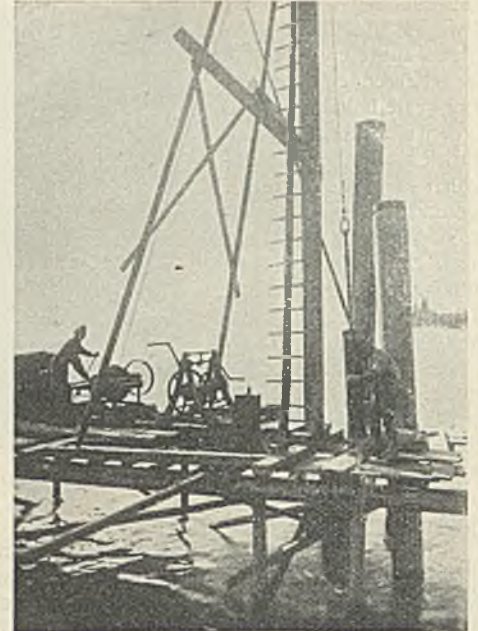


Abb. 10b.



Abb. 11. Herstellung der Sprenglöcher und Ausbaggerung des Sprenggutes.

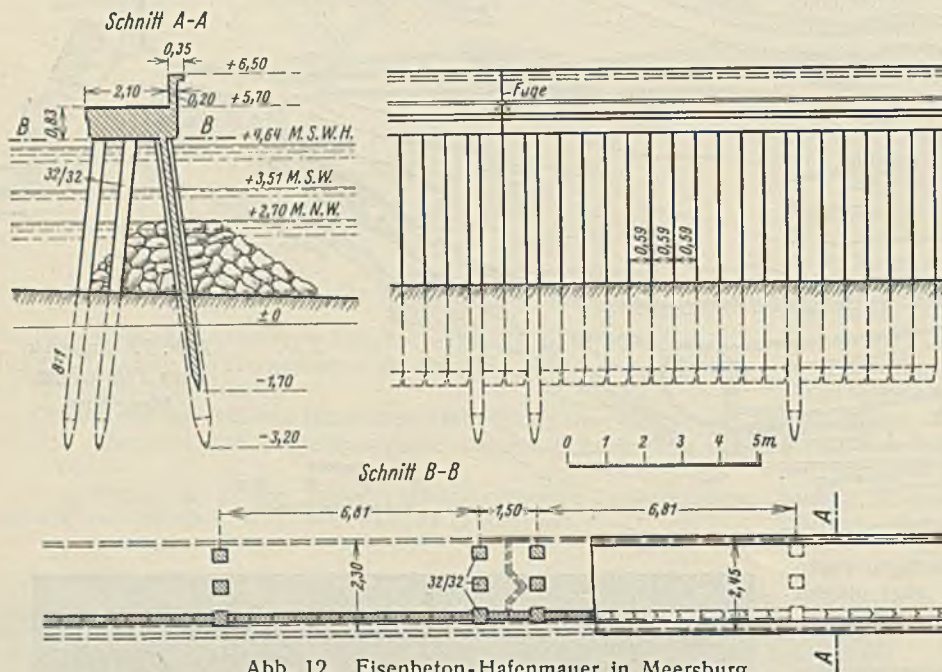


Abb. 12. Eisenbeton-Hafenmauer in Meersburg.

ausläuft. Zwischen diesem Abbruch und dem Ufer bildet die Molasse eine Mulde, die von einer mehr oder weniger mächtigen Geröll- und Kies-schicht angefüllt ist.

Bei dieser Beschaffenheit des Seegrundes mußten auch in Meersburg Unterwassersprengungen bei der mit einem Schwimmbagger durchgeführten Ausräumung der 15 bis 25 m breiten, im Mittel 2 m tiefen und 185 m langen Zufahrtrinne, die sich auch in Meersburg wegen der hohen Lage der Seesohle als notwendig erwies, vorgenommen und die meisten Leitwerkpfähle, ähnlich wie in Staad, in mühsamer Arbeit in den felsigen Untergrund mittels Bohrlöcher eingebracht werden. Von der aus der Rinne ausgehobenen Gesamtmasse mit 4250 m³ entfielen 3065 m³ auf Kiesaushub

und 1185 m³ auf Felsausbruch. Abb. 9 zeigt die Oberflächenwirkung eines Sprengschusses in Form einer mächtigen Wassersäule, Abb. 10a und 10b stellen den Arbeitsvorgang beim Niederbringen der Bohrlöcher für die Leitwerkpfähle dar. Man sieht in Abb. 10b, wie ein Arbeiter gerade die Kiespumpe entleert, mit der die mittels eines schweren Fallmeißels (Abb. 10a) zertrümmerten Felsstücke aus dem Bohrrohr herausgeholt werden. Abb. 11 zeigt das Einsetzen der zur Aufnahme der Sprengmunition bestimmten Rohre in der Fahrtrinne in die Bohrlöcher und den Schwimmbagger beim Ausräumen des Sprenggutes. In der Achse der rd. 100 m langen Hafenmauer war die Kiesüberlagerung so groß, daß man hier die anfänglichen Bedenken gegen Rammarbeiten aufgeben und für den Hafenabschluß gegen den See an Stelle eines ursprünglich in Aussicht genommenen massiven Wellenbrechers eine billigere, gefälligere und ohne umständliche Wasserhaltung ausführbare Konstruktion in aufgelöster Eisenbetonbauweise wählen konnte.

Die von der bauausführenden Firma Ed. Züblin u. Cie, Aktiengesellschaft in Stuttgart vorgeschlagene Eisenbetonmole besteht, wie aus dem Querschnitt, dem Grundriß und der Ansicht in Abb. 12 ersichtlich ist, aus einer zwischen Eisenbeton-Bundpfählen von 32/32 cm Querschnitt und 7,50 m Länge geführten Eisenbeton-Spundwand, deren Spundbohlen schwalbenschwanzförmige Nute und Federn besitzen, 16 cm stark, 59 cm breit, 6,30 m lang und doppelseitig beehrt sind. In den Ebenen der in Entfernungen von 6,81 m angeordneten Bundpfähle wurden zwei Eisenbetonpfähle von gleichen Abmessungen wie die Bundpfähle eingerammt. Sowohl die Pfähle, als auch die Spundwand besitzen eine Neigung von 1:1/8. Über der Spundwand und den aus je drei Pfählen gebildeten Jochen liegt eine auf die ganze Länge der Hafenmole durchlaufende, 75 cm starke, 2,20 m breite, mit der Oberkante hochwasserfrei auf + 5,70 m am Pegel Konstanz liegende, beiderseits kräftig bewehrte Eisenbetonplatte, in die die Eiseneinlagen der Pfähle und der Spundbohlen so eingebunden wurden, daß sich eine starre und solide Verbindung der einzelnen Konstruktionsglieder untereinander ergab. In die Eisenbetonplatte wurden mit gegenseitigen Abständen von rd. 22 m Dehnungsfugen eingelegt, die zur Vermeidung einer seitlichen Verschiebung der Plattenfelder zahnförmig ausgebildet sind und an den oberen Plattenrändern eiserne Schutzwinkel tragen. An den Dehnungsfugen beträgt der Abstand der Pfahljoche 1,50 m. Seeseitig ist die Eisenbetonplatte, die gleichzeitig Fußgängern als Gehbahn dient und deshalb mit einem Gußasphaltbelag versehen wurde, durch eine profilierte Eisenbetonbrüstung von 80 cm Höhe und 20 cm Stärke abgeschlossen. Längs der Spundwand ist sowohl auf der See-, als auch auf der Hafenseite zum

Schutze gegen Auskolkung der Seesohle durch Wellenschlag ein kräftiger Steinwurf angebracht.

Der die Eisenbetonmole an der Hafeneinfahrt abschließende, mit der Eisenbetonkonstruktion der Mole fest verankerte, als Rondell ausgebildete Molenkopf ist massiv in Stampfbeton hergestellt und trägt den Hauptmast für die Hafengebäude, sowie eine Sitzbank. Das von einer

eisernen Spundwand (Rote Erde Profil II) umschlossene Fundament des Molenkopfes wurde auf Kiefernspfählen gegründet, weil hier der Seegrund aus tonhaltigem Sand bestand und daher weniger tragfähig war als an anderen Stellen. Der Fundamentbeton wurde bei maschineller Wasserhaltung im Trockenen eingebracht und die eiserne Spundwand auf Niederwasserhöhe abgeschnitten. (Fortsetzung folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Neue Abwasserpumpwerke der Emschergenossenschaft.

Von Reg.-Baumeister a. D. Alexander Ramshorn, Essen.

Während ihres 25jährigen Bestehens hat die Emschergenossenschaft (E. G.) zur Schaffung freier Vorflut rd. 80 km Emscherlauf und 200 km Nebenbäche ausgebaut.¹⁾ Nur an wenigen Stellen, wo entweder das Gelände so tief gesunken war, daß eine freie Entwässerung überhaupt nicht mehr zu schaffen war, oder wo der Ausbau eines offenen Vorfluters unverhältnismäßig große Kosten verursacht hätte, wurden Pumpwerke errichtet oder bereits bestehende im Betrieb gelassen.

Die als Folge des Kohlenabbaues unvermeidbaren Senkungen des Geländes beeinflussen auch das von der E. G. geschaffene Entwässerungsnetz in erheblichem Maße. So mußte z. B. der im Jahre 1910 fertiggestellte Emscherlauf bereits im Jahre 1918 von der Mündung aufwärts um 2 m vertieft werden. Eine weitere Vertiefung der Sohle und Absenkung der Wasserstände ist in Zukunft nicht mehr möglich. Sinkt das Gelände weiter, müssen Emscher und Nebenvorfluter zwischen hohen Dämmen über die Senkungsmulden hinweggeführt und die seitlich tief liegenden Gebiete durch Pumpwerke entwässert werden. Mit der Zeit wird das 800 km² große, dicht besiedelte Emschergebiete wohl die ausgedehnteste Polderwirtschaft Deutschlands aufweisen.

Im Jahre 1929 hat die E. G. zwei größere Pumpwerke zur Entwässerung von Gebieten der Städte Essen und Sterkrade ausgeführt, die im folgenden beschrieben werden sollen.

1. Das Pumpwerk Karnap bei Essen-Ruhr.

Der seit kurzem nach Essen eingemeindete Ortsteil Karnap liegt im Norden des eigentlichen Stadtkerns von Essen, auf dem nördlichen Ufer der Emscher und des Rhein-Herne-Kanals (Abb. 1). Nach Beendigung des

bindung mit dem Entwurf dieses Pumpwerks arbeitete die E. G. ihren früheren, durch die eingetretenen Senkungen hinfällig gewordenen Kanalisationsentwurf um. Nach dem Wortlaute des preuß. Gesetzes vom 14. Juli 1904 hat die E. G. nur die Vorflut zu beschaffen, also in einem solchen Falle das Pumpwerk nebst Druckrohrleitung herzustellen; der Ausbau des Kanalisationsnetzes ist stets Sache der betreffenden Gemeinde. Da jedoch die Bemessung des Pumpwerks von der Leistungsfähigkeit des Kanalsystems abhängt, arbeitet die E. G. als Sonderauftrag in vielen Fällen auch die Kanalisationsentwürfe aus. Es ist hierbei von Bedeutung, daß der E. G. gewissermaßen als Treuhänder der Bergwerke die Abbaupläne bekanntgegeben werden, aus denen dann die zu erwartenden Senkungen und Geländeneigungen berechnet werden können. Diese Kenntnis ist für die Abmessung der Kanäle — also auch für den Zufluß zum Pumpwerk — sehr wichtig und ermöglicht wirtschaftliche Abstimmung von Zufluß und Pumpenleistung.

Ein Pumpwerk muß möglichst im zukünftigen Senkungstief liegen, d. h. da, wo in Zukunft die größten Senkungen auftreten. Das Gefälle der Kanäle bleibt dann stets erhalten, es verbessert sich sogar. Es besteht in solchen Fällen die Möglichkeit, die Kanalprofile kleiner zu halten, als sie sonst mit Rücksicht auf spätere Abflußvergrößerung gewählt werden müßten. Das stärkere Gefälle vergrößert das Fassungsvermögen.

Für diesen Fall wurde die günstigste Lage in unmittelbarer Nähe des Emscherlaufes ermittelt; als besonderer Vorteil ergibt sich eine kurze Druckrohrleitung zur Emscher.

Das Einzugsgebiet des Pumpwerks ist aus Abb. 1 ersichtlich. Zu seiner Entwässerung ist vom Pumpwerk ausgehend nach Norden ein großer Hauptkanal vorgesehen; Tieflage und Richtung sind so gewählt, daß das vorhandene alte Zechenpumpwerk stillgelegt werden kann, ferner die vorhandenen Kanäle möglichst ohne Umlegung angeschlossen werden können und die noch nicht kanalisierten Gebiete gute Vorflut erhalten. Dieser Hauptkanal ist — zum Teil gleichzeitig mit dem Bau des Pumpwerks — ebenfalls von der E. G. als Sonderauftrag der Gemeinde Karnap ausgeführt worden. Es ergaben sich hierbei Erleichterungen und Ersparnisse durch Benutzung einer gemeinsamen Wasserhaltung. Auch konnte ein durch hohen Grundwasserstand besonders notleidender Ortsteil schon während des Baues des Pumpwerks kanalisiert und sofort bei dessen Inbetriebnahme angeschlossen werden.

Das Bauwerk besteht aus dem unter Gelände liegenden Pumpenraum nebst Rechenanlage, der darüberliegenden Maschinenhalle und einem Wohnhaus für zwei Wärter. Ein Zwischenbau enthält eine Werkstatt und zwei Ställe. Der im Boden befindliche Teil des Pumpwerks ist als ein gegen Grundwasser sorgfältig abgedichtetes Rahmenbauwerk aus Eisenbeton hergestellt. Der Rahmen wurde als zweizelliger geschlossener Kastenrahmen nach Ehlers, „Die Clapeyronsche Gleichung als Grundlage der Rahmenberechnung“ berechnet. Die Wände wurden in Streifen von 1 m Höhe zerlegt und diese entsprechend der Belastung bewehrt. Da das Pumpwerk Senkungen ausgesetzt ist, die nicht immer gleichmäßig eintreten können, wurde ferner als Berechnungsgrundlage angenommen, daß das Bauwerk auf $\frac{1}{2}$ des längsten Grundrißmaßes frei auskragen kann, daß also der Boden auf $\frac{1}{3}$ Länge unter der Fundamentsohle ohne Schaden für das Bauwerk wegsacken kann. Auch der Fall, daß das Bauwerk in der Mitte hohl liegt, wurde bei der Berechnung berücksichtigt.

Vor Inangriffnahme der Bauarbeiten wurden die Bodenverhältnisse durch sorgfältige Bohrungen festgestellt. Es traf sich günstig, daß in der aus Vorflutgründen erforderlichen Tiefe harter Mergel angetroffen wurde. Oberhalb dieser Schicht war mit Fließboden unter starkem Wasserdruck zu rechnen. Im besonderen mußte darauf geachtet werden, daß der in unmittelbarer Nähe der Baugrube vorbeilaufende Emscherdeich nicht ins Rutschen kam. Die Baugrube wurde im Trockenen bis zum Grundwasserspiegel ausgeschachtet; sodann wurde eine einstaffelige Grundwasserabsenkung eingebaut und im Schutze dieser die Baugrube etwa bis Ordinate + 29,00 ausgehoben. Zum Schluß wurde dann noch durch die schlecht entwässernden, den Mergel überlagernden Schichten eine eiserne 4 m lange Larssenspundwand Profil 2 bis in den festen Mergel gerammt; sie blieb später stehen, da sich beim Ziehen Schwierigkeiten ergaben.

Wie bereits bemerkt, wurde auf die Dichtung des Bauwerks gegen Grundwasser besonderer Wert gelegt. Der Hauptschutz besteht vor allem in der Herstellung eines wasserdichten Betons, d. h. eines Betons, bei



Abb. 1. Übersichtsplan.

Ausbaues der Emscherstrecke Oberhausen—Karnap im Jahre 1912 hatte Karnap für seine Kanalisation freie Vorflut erhalten. Bereits im Jahre 1910 wurde der erste Kanalisationsentwurf als Sonderauftrag der Gemeinde Karnap von der E. G. ausgearbeitet und später von der Gemeinde ein großer Entwässerungskanal nach der Emscher geführt. Im Jahre 1915 sank dann das nördlich der Emscher liegende Gebiet so stark ab, daß die freie Vorflut unterbunden wurde und die beteiligte Zeche ein Pumpwerk errichten mußte; dieses pumpte durch eine Druckrohrleitung in die Boye, einen von der E. G. ausgebauten Nebenbach der Emscher. Die Senkungen nahmen mit den Jahren an Ausdehnung immer mehr zu, so daß schließlich dieses Pumpwerk nicht mehr genügte. Der Vorstand der E. G. beschloß daher im Jahre 1927 den Bau eines großen Pumpwerks zur endgültigen Abstellung aller Vorflutstörungen in diesem Gebiet. In Ver-

¹⁾ Näheres s. Dr.-Ing. chr. Helbing, 25 Jahre Emschergenossenschaft. S. auch Carp, Das Abwasserpumpwerk Schwelgern in Hamborn a. Rh. „Bautechn.“ 1928, Heft 20 u. 21.

dem die sogenannte Kittmasse (Zement und Wasser) mindestens das 1,7fache der Hohlräume der Zuschlagstoffe beträgt.²⁾ Hierfür ist Voraussetzung, daß der Betonkies gleichmäßig entsprechend einer der bekannten Siebkurven (Fuller, Herrmann usw.) gekörnt ist. Ein derartig ideal zusammengesetzter Kies ist in der Natur nirgendwo vorhanden. Der hier zur Verfügung stehende gebaggerte Rheinkies sand bis 30 mm größter Kornabmessung ergab als Mittel mehrerer Proben die Siebkurve „Lieferkies“ nach Abb. 2. Zum Vergleich ist die Fuller- und Herrmannkurve eingetragen. Man sieht, daß der gelieferte Kies zuviel feines Material von den Korngrößen 0 bis 2 mm enthält, im übrigen aber günstig etwa den Idealkurven entsprechend gekörnt ist. Die Aufbesserung des Kieses wurde nun in folgender einfacher Weise vorgenommen. Von der Kiesfirma konnte mit geringem Aufpreis derselbe Kies, jedoch die Korngröße 0 bis 2 mm abgesiebt, bezogen werden. Es wurde daher dem gebaggerten, nach Kurve „Lieferkies“ gekörnten Rheinkies sand so viel abgesiebtes Material über Korngröße 0 bis 2 mm hinzugesetzt, als er zuviel Material von der Korngröße 0 bis 2 mm besaß. Beispiel:

	0 bis 2 mm	2 bis 30 mm	Verhältnis
Körnung des gebaggerten Rheinkiesandes	50 %	50 %	1 : 1
Beste Körnung gemäß Fuller oder Herrmann	30 %	70 %	1 : 2,3

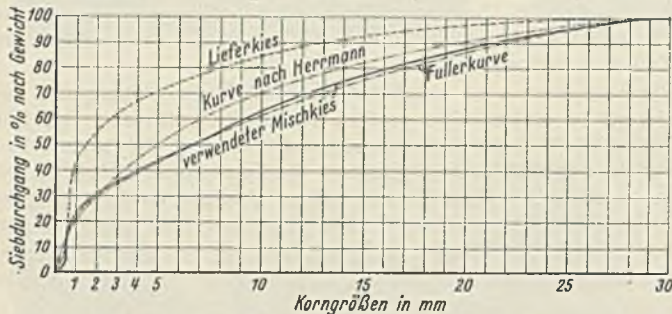


Abb. 2. Kornzusammensetzung des Lieferkieses und des verwendeten Mischkieses.

Der gebaggerte Rheinkies sand hat also 50 — 30 = 20 % zuviel von der Korngröße 0 bis 2 mm. Das Verhältnis der beiden Korngrößengruppen soll gemäß der obigen Zusammenstellung nicht 1 : 1, sondern 1 : 2,3 sein. Praktisch ergab sich daher folgende Lösung: In 1 m³ Rheinkies sand sind 500 l von der Körnung 0 bis 2 mm vorhanden. Dazu gehören 500 × 2,3 = 1150 l der Körnung 2 bis 30 mm. Also müssen 1150 — 500 = 650 l Grobkies von der Körnung 2 bis 30 mm zu 1 m³ Rheinkies sand zugesetzt werden, um eine Körnung ähnlich denen der Idealkurven zu erhalten. Zur Kontrolle wurde eine derartig hergestellte Kiesmischung wieder auseinandergesiebt und ergab fast genaue Übereinstimmung mit der Fullerkurve. Das Porenvolumen des gelieferten Rheinkiesandes wurde durch Wasserfüllung zu 23 % festgestellt, das des aufgebesserten Kiesandes zu 15 %; der Aufwand an Kittmasse zur Erreichung des erstrebten Mindestfüllungsgrades 1,7 kann also entsprechend geringer sein. Der tatsächliche Füllungsgrad errechnet sich folgendermaßen:

Nach den amtlichen Bestimmungen sind für 1 m³ fertig verarbeiteten Beton mindestens 300 kg Zement zu verwenden. Nach der Mischtablette des Zementkalenders 1928, S. 181, ist der Baustoffbedarf bei einem Mischungsverhältnis 1 : 5 für 1 m³ gestampften Beton 307 kg Zement (6 1/4 Sack) und 1120 l Kiessand.³⁾ Dieses Mischungsverhältnis soll zugrunde gelegt werden.

Ermittlung des Füllungsgrades:

Zement	307 kg
Kiessand 1120 l × 1,9 kg/l	= 2130 "
	2437 kg

9 Gewichts-Prozente Wasserzusatz = rd. 210 l.

Diese Wassermenge war erforderlich, um bei dem zur Verwendung gelangenden Hochofenzement eine teigartige Konsistenz des Betongemenges herzustellen, bei der der Beton auf der Schültrinne gerade noch gut rutschte und sich nicht entmischte.

Vorhandene Hohlräume 15 % × 1120 l = rd.	170 l
Zementmenge 307 : 1,4 = 219 l	
Ausbeute des Zements 219 × 0,48	= 105 "
Wasserzusatz	= 210 "
Kittmasse	315 l

Füllungsgrad = $\frac{\text{Kittmasse des Betons}}{\text{Hohlräume}} = \frac{315}{170} = 1,85$,

also ausreichend.

²⁾ Vgl. Ostendorf, Zweckmäßige und wirtschaftliche Betonmischungen für Wasserbauten . . . „Bautechn.“ 1927, Heft 39, und Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft, Anweisung für Mörtel u. Beton (AMB), S. 19, Mitte. Berlin 1929, Wilhelm Ernst & Sohn.

Die Steifigkeit des Betons wurde während des Betonierens dauernd durch Setzversuche mit dem normenmäßigen Setzzyylinder geprüft; es durfte ein Setzmaß von 10 cm nicht überschritten werden. Die fortgesetzte Prüfung war nötig, weil einerseits der Regen die natürliche Feuchtigkeit des in großen Haufen lagernden Kiessandes öfters veränderte und andererseits auch die Bedienung der Mischmaschine trotz Eichtung der Meßgefäße gern in stillem Einverständnis mit den den Beton einbringenden Arbeitern die Mischung flüssiger, also auch leichter zu verarbeiten, herzustellen geneigt ist. Es mag hierbei erwähnt werden, daß Hochofenzement sich für Gußbetonarbeiten besonders gut eignet, da er viel besser „klebt“ und das Entmischen der Zuschlagstoffe verhindert.



Abb. 3. Aufbringen der Isolierung. Links Zementputz, in der Mitte Anstrich, rechts die einzelnen Dichtungsbahnen.

Die Festigkeit des Betons wurde durch Biegedruckversuche gemäß den „Bestimmungen für Biegedruckversuche an Balken bei Ausführung von Bauwerken aus Beton und Eisenbeton“ geprüft.⁴⁾ Um einen Überblick darüber zu erhalten, in welcher Weise der Beton durch Aufbesserung des Kiesmaterials an Festigkeit gewinnt, ist je eine Versuchsreihe, bestehend aus drei Balken, nach 7 und 28 Tagen geprüft worden, und zwar die eine mit dem gelieferten Rheinkies sand und die andere mit aufgebessertem Kiessand. Es wurde dabei streng darauf geachtet, daß bei beiden Zuschlägen die Steifigkeit die gleiche war, nämlich die für den Einbau des Betons im Bauwerk geforderte. Der Beton aus Rheinkies sand erforderte zur Erreichung gleicher Steifigkeit mehr Wasserzusatz, da er ja auch mehr Feinsandbestandteile enthielt, dementsprechend mußte auch die Festigkeit geringer sein; die nachstehende Zusammenstellung zeigt, daß die Balkenfestigkeit bei dem mit aufgebessertem Kiessand hergestellten Balken nach 28 tägiger Lagerung um 84 % größer war.

Alter	Balkenfestigkeiten bei Verwendung von		Vorgeschriebene Balkenfestigkeit	Herstellungszeit
	unvergütetem Rheinkies sand	Mischkies		
	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	
7 Tage	107	140	120	} Mai 1927
28 "	143	263	170	

Es fällt auf, daß die gemäß den Bestimmungen für Biegedruckversuche geforderte Balkenfestigkeit von 120 kg/cm² nach 7 Tagen und 170 kg/cm² nach 28 Tagen bei den Probekörpern, hergestellt aus geliefertem Rheinkies sand, nicht erreicht wurde. Es liegt dies nach unseren Erfahrungen zweifellos daran, daß der Hochofenzement etwas langsamer als normaler Portlandzement an Festigkeit zunimmt.

Trotzdem nach den bisherigen Erfahrungen der so mit aller Sorgfalt hergestellte Beton vollkommen dicht sein mußte, wurde noch eine Außendichtung aufgebracht.

Nach Trockenlegung der Baugrube durch Drainage in Kies- und Aschepackung wurde zuerst ein 15 cm starker Ausgleichbeton mit Zementestrich aufgebracht und längs der Spundwand bis zur Höhe der Aussteifung eine 1/2 Stein starke, nach der Innenseite zu ebenfalls mit glattem Zementestrich versehene Mauer hochgeführt. Auf die glatten Putzflächen

³⁾ Im Zementkalender 1930, S. 103, ist als Zementmenge angegeben 302 kg (6 Sack).

⁴⁾ Die Biegedruckversuche werden in letzter Zeit auf allen Baustellen der E. G. bei größeren Beton- und Eisenbetonarbeiten durchgeführt.

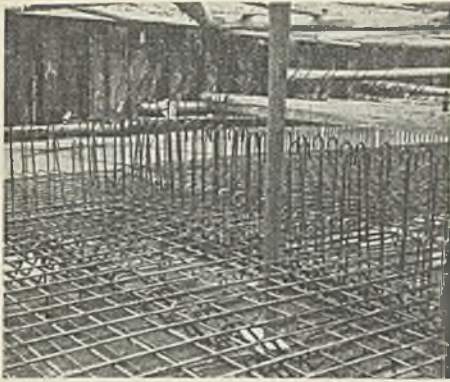


Abb. 4. Aufbau der Eisenbewehrung.

der Sohle und Abschluß-mauer wurde sodann lagenweise eine 5 mm starke Dichtung aufgebracht. Für den späteren Anschluß der weiteren Dichtung wurden ausreichend lange Dichtungstreifen auf der Oberkante der Mauer aufgerollt (Abb. 3). Damit nun diese Dichtung beim Flechten des Eisengerüstes nicht verletzt werden konnte, schützte man sie durch einen abermaligen Zementestrich. Aufbau der

Eisenbewehrung und Betonieren der Sohle geschah auf diese Weise einwandfrei im Trockenen (Abb. 4). Nach Fertigstellung des ganzen Eisenbetonbauwerks wurde die weitere Dichtung von außen her unter Beachtung eines guten Anschlusses aufgebracht. Zum Schutze der Isolierung oberhalb der Spundwand gegen Beschädigung bei der Hinterfüllung wurde noch ein Zementputz angeworfen und eine Ziegelrollschicht dagegengesetzt.

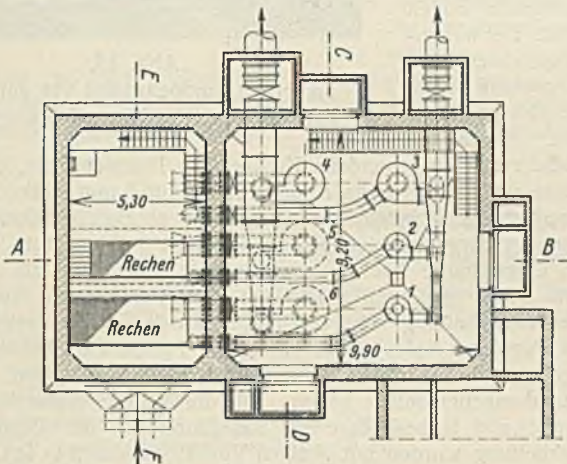
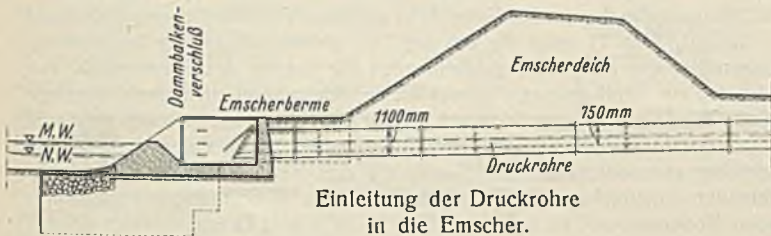


Abb. 5. Grundriß des Pumpen- und Rechenraumes.



Einleitung der Druckrohre in die Emscher.

Die bauliche Durchbildung des Pumpenhauses zeigen Abb. 5 bis 8. Die Eisenbetonkonstruktion des Pumpensumpfes und -raumes reicht noch rd. 1 m über Gelände. Der erstere ist nicht überbaut und frei von außen durch Treppen zugänglich. Eine große Rechenanlage mit 20 mm Schlitzweite dient zur Abhaltung der groben Sperrstoffe. Über dem Pumpenraum erhebt sich in den gleichen Ausmaßen die Halle mit den Antriebmotoren, Transformatoren, Schalt- und Anlaßapparaten und der Hochspannungsanlage. In den Pumpensumpf ragen die waagerechten Saugrohre der sechs Pumpen; diese sind so tief im eigentlichen Pumpenraum gelagert, daß sie im Augenblick des Anspringens vom Pumpensumpf her stets gefüllt sind. Zur Zeit sind nur vier Pumpen im Betrieb. Einen Überblick über die Leistung und die erforderliche Energie zeigt nachstehende Zusammenstellung.

Nr.	Leistung	Förderhöhe	Motorstärke	Bemerkung	Wellenlänge
	sek/l	m	PS		m
1	150	7	25	Niederspannung	6,5
2	150	7	25		6,5
3	600	9,6	120	Hochspannung	6,0
4	600	9,6	120		6,0
5	750			Erweiterung	
6	750				

Diese erhebliche Gesamtleistung von 3 m³/sek konnte auf der verhältnismäßig kleinen Fläche von rund 9 × 10 m untergebracht werden.⁵⁾

In die Trennwand zwischen Pumpenraum und Pumpensumpf wurden, genau eingemessen, sechs Maucrohre mit je zwei angegossenen Ringen einbetoniert, davon fünf sofort beim Hochbetonieren der Zwischenwand; nur das sechste wurde nachträglich vergossen. Es wurde so eine besonders innige Verbindung zwischen dem Beton und den Saugrohrdurchführungen erzielt. Nach diesen einbetonierten Mauerrohren mußte sich dann die Montage der Pumpen richten, was allerdings eine gewisse Erschwernis bedeutete. Eine Verschiebung bei der Montage war nur nach dem nicht einbetonierten sechsten Mauerrohr möglich. Trotz dieser Vorsicht war die Verbindung der Mauerrohre mit dem Beton nicht ganz einwandfrei geraten, es zeigte sich eine geringe Feuchtigkeit am Eintritt in den Pumpenraum. Es wurde daher gemäß Abb. 9 eine Nachdichtung vorgenommen, die sich vorzüglich bewährt hat. In Zukunft wird bei ähnlichen Ausführungen für diese Dichtung von vornherein eine Ausparung im Beton vorgesehen werden.

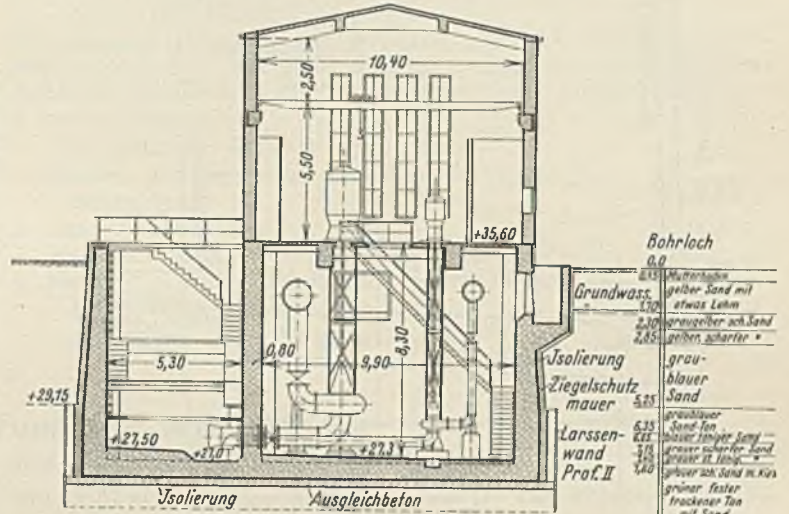


Abb. 6. Schnitt A—B.

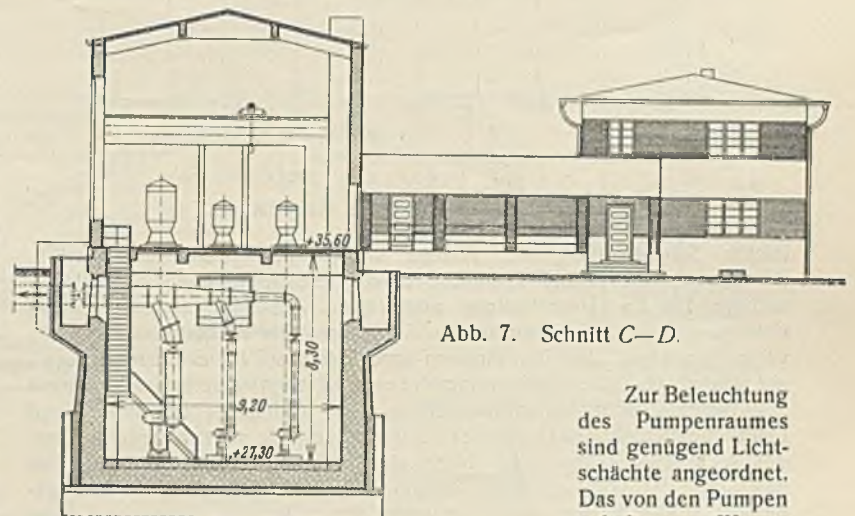


Abb. 7. Schnitt C—D.

Zur Beleuchtung des Pumpenraumes sind genügend Lichtschächte angeordnet. Das von den Pumpen gehobene Wasser wird durch zwei Druckrohrleitungen aus schmiedeisernen, autogengeschweißten Flanschenrohren von 1100 mm und 750 mm l. Weite nach der Emscher gefördert. Die Hauptabsperrierschieber sind in ausgekragten

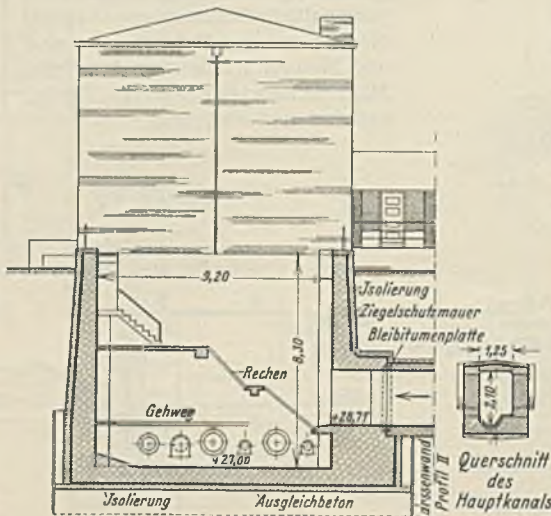


Abb. 8. Schnitt E—F.

⁵⁾ Einzelheiten über die maschinelle Einrichtung neuerer Pumpwerke der E.G. werden demächst von Dipl.-Ing. Beyenburg in einer im „Gesundheitsingenieur“ erscheinenden Abhandlung gebracht werden.

Schächten untergebracht und von außen her zu bedienen. Das Einlaufbauwerk in die Emscher ist so angeordnet, daß es dem Hochwasser keinen Widerstand bietet.

Alle Pumpen sind stehende Niederdruck-Zentrifugal-Pumpen, eingerichtet für unmittelbare Kupplung mit stehenden Drehstrommotoren und Antrieb durch lotrechte Zwischenwellen. Ein schwerer, ausgesteifter Profileisenrahmen verbindet Pumpe und Motor zu einem festen Ganzen und trägt die Zwischenlager. Diese Anordnung ist besonders im Hinblick auf

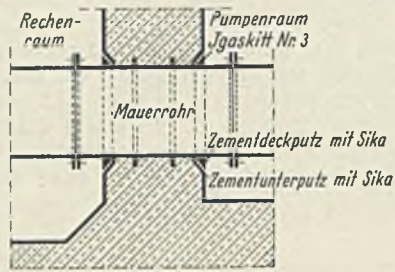


Abb. 9. Abdichtung der Saugrohre.

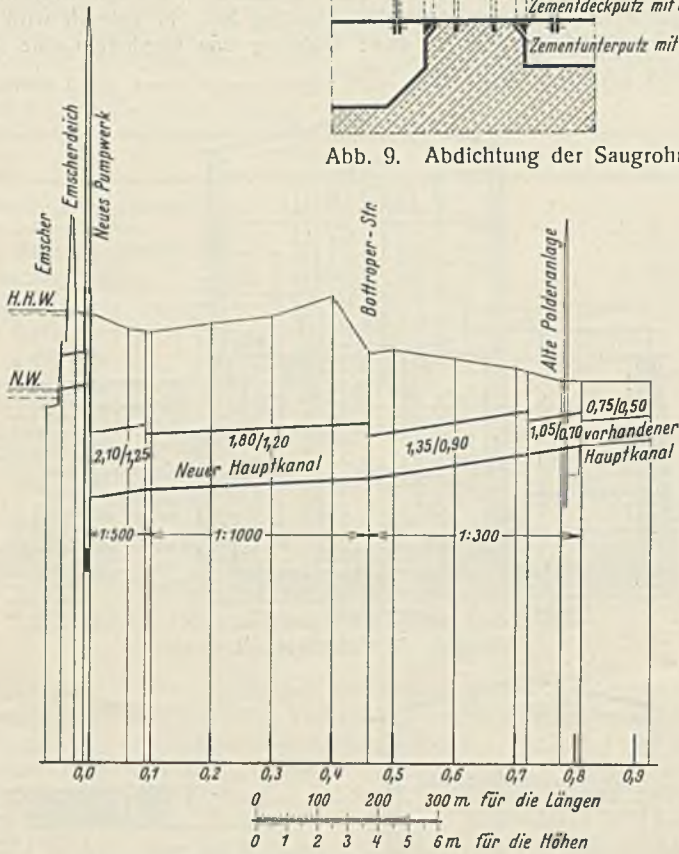


Abb. 10. Hohenplan des Hauptkanals.

leichte Schrägstellung der Anlage infolge von Senkungen wichtig. Die Pumpen Nr. 3 und 4 werden durch Drehstrommotoren für 5000 V und je 120 PS Dauerleistung angetrieben. Es ist hierbei berücksichtigt, daß sich bei eintretenden Senkungen die Förderhöhe um 25% vergrößern kann. Bei den Pumpen wird in diesem Falle ein neues Lauf- rad eingebaut. Die Drehstrommotoren sind tropfwassersicher gekapselt und haben Feuchtigkeitschutzisolation. Die Aufnahme des Rotor- und Lauf- radgewichtes, des Gewichtes der Zwischenwelle nebst Kupplung sowie des Axialschubes geschieht durch ein in der Motorlaterne eingebautes ölgeschmiertes Tragkugellager. Pumpen und Motoren sind elastisch gekuppelt. Alle Pumpen sind für selbsttätigen Betrieb eingerichtet. Die Schaltanlagen werden durch eine pneumatische Steueranlage betätigt, die sich gut bewährt hat. Pumpen und Motoren wurden von der Firma Maffei-Schwartzkopf-Werke, Berlin, geliefert und eingebaut.

Außer den Motoren sind in der Halle noch die Transformatoren, die Schalt- und selbsttätigen Anlasser-Anlagen untergebracht. Die Halle wird von einem Kran mit 5 t Tragfähigkeit überspannt und durch ein Eisenbetondach ohne Zwischendecke überdacht. Zentralheizung sorgt im Winter für gleichmäßige Temperatur.

Abb. 8 zeigt den Anschluß des Hauptkanals an den Pumpensumpf. Das Endstück des Kanals ist gelenkig auf einer konsolartigen Auskragung des Pumpensumpfes aufgelagert und als Eisenbetonkonstruktion freitragend über den früheren Böschungseinschnitt bis in den gewachsenen Boden hineingeführt. Der wasserdichte und gleichzeitig gelenkartige Anschluß an den Pumpensumpf geschieht durch eine ringsherum



Abb. 13. Sicherheitspumpensumpf vor dem Ein-spülen, der Filterkies wird eingefüllt.

gehende beiderseits eingebundene Krebbersche Bitumenplatte, d. i. eine 30 mm starke und 30 cm breite Bitumenplatte mit 3 mm starker Bleieinlage. Diese Art des Anschlusses hat sich bei ähnlichen Ausführungen, insbesondere im Bergbaubereich, bereits mehrfach gut bewährt. Die verschiedenen Querschnitte des Hauptkanals zeigt Abb. 10. Ein Teil des Hauptkanals wurde gleichzeitig mit den Pumpenarbeiten ausgeführt, so daß die Wasserhaltung sehr vereinfacht wurde. Nach Fertigstellung des großen Pumpensumpfes wurde auf einem Podest eine behelfsmäßige Pumpanlage als Vorflut für den Kanalbau so lange betrieben, bis die eigentlichen Pumpen montiert waren. Für die örtliche Wasserhaltung in der Baugrube und insbesondere für das Einbringen der Drainage und Aschenunterbettung wurden mit großem Vorteil die durch D. R. G. M. geschützten Sicherheitspumpensumpfe des Herrn A. Staschen, Ingenieur bei der E. G., verwendet.⁹⁾ Deren konstruktive Durchbildung hat sich seit Herausgabe in der Fußnote erwähnten Veröffentlichung bedeutend verbessert, Abb. 11 zeigt die bei der E. G. gebräuchliche Regelausführung. Gegenüber der früheren Ausbildung ist die Stärke des Kiesmantels von 10 auf 5 cm herabgesetzt. Ferner ist der Kiesmantel nicht mehr ringsum geschlossen; ein kleines Segment ist auf die ganze Länge ausgespart und gegen das Innere des Sicherheitspumpensumpfes durch einen dreigeteilten Schieber abgeschlossen. Zieht man die drei Teile des Schiebers hintereinander entsprechend dem Freischachten des Sicherheitspumpensumpfes beim Bodenaushub, so kann das Oberflächen- und Drainagewasser schnell und ohne Stauung, wie sie beim Durchgang durch den Kiesmantel unvermeidlich ist, dem Innern des Sicherheitspumpensumpfes zugeführt werden. Abb. 12 zeigt schematisch den Arbeitsvorgang beim Verlegen der Betonrohre. Zwischen "S" 1 und 2 wird der Boden ausgehoben und eine Drainageleitung in grober Kesselasche oder Grobkies verlegt. Gleichzeitig werden die Rohre in der vorbereiteten Baugrube bis "S" 1 verlegt; dann wird dieser gezogen und in entsprechender Entfernung von "S" 2 eingespült, worauf sich der Arbeitsvorgang wiederholt. Die Entfernung

⁹⁾ Siehe Ramshorn, Neues Verfahren der Wasserhaltung, insbesondere bei Kanalisationsarbeiten. „Bautechn.“ 1928, Heft 43.

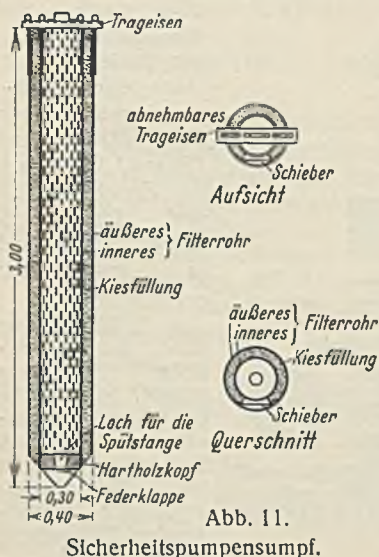


Abb. 11.

Sicherheitspumpensumpf.

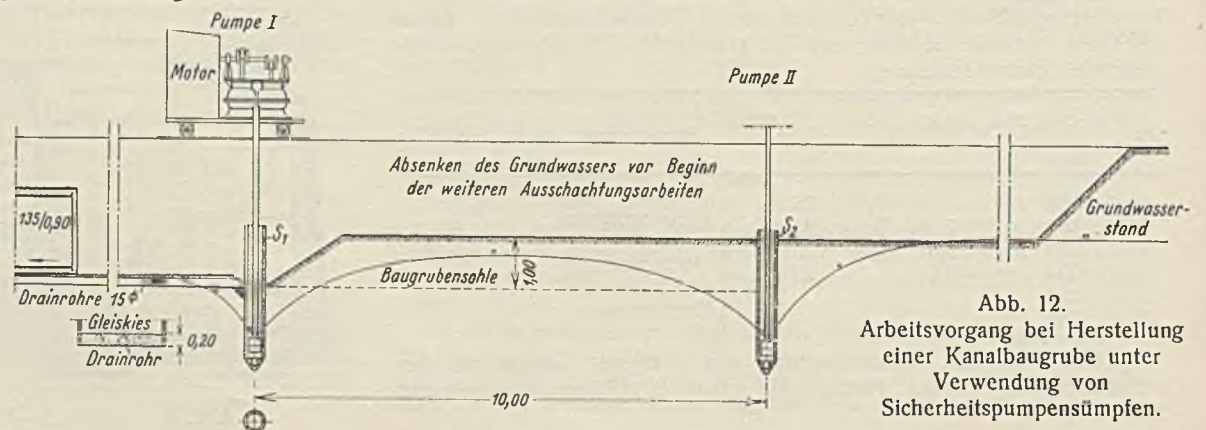


Abb. 12. Arbeitsvorgang bei Herstellung einer Kanalbaugrube unter Verwendung von Sicherheitspumpensumpfen.



Abb. 14. Kanalbaugrube mit Sicherheitspumpensumpf und in Kies verlegter Dränage.

von "S" 1 und "S" 2 richtete sich also in diesem Falle nach der täglichen Leistung im Rohrverlegen. Abb. 13 zeigt einen Sicherheitspumpensumpf kurz vor dem Einspülen. Der Arbeiter füllt den Filterkies mittels eines Eimers ein. Das Einspülen geschah bei dieser Bauausführung durch Druckwasser, entnommen aus einem städtischen Hydranten; die Verbindung wurde durch einen Feuerwehrschauch hergestellt; versetzt wurden die Sicherheitspumpensumpfe in einfacher Weise durch einen längs der Baugrube laufenden Kran. Abb. 14 zeigt, wie zwischen zwei Sicherheitspumpensumpfen — es ist nur einer im Bilde zu sehen — die Baugrube

trockengelegt und zum Verlegen der Rohre vorbereitet ist. Neben dem eigentlichen Pumpwerk wurde gleichzeitig ein Wohnhaus für zwei Wärter gebaut. Ein gedeckter Gang vermittelt geschützten Ver-



Abb. 15. Ansicht des Pumpwerks Essen-Karnap von Norden.

kehr zwischen Pumpwerk und Wohnhaus. Abb. 15 zeigt eine Gesamtansicht von Norden. Die Tiefbauarbeiten am Pumpwerk führte die Firma A. Schibli AG, Bremen, die Hochbauarbeiten die Firma Braunschweig & Jobsky, Essen, aus.

Die Kosten der Gesamtanlage betragen:

1. Pumpen- und Rechenraum einschließlich Gründung und Isolierung	85 000 RM
2. Maschinenhalle	26 000 "
3. Wohnhaus einschließlich Nebenbauten	39 000 "
4. Maschinelle Anlage einschließlich Stromzuführung und einschließlich der Druckrohre	99 000 "
	249 000 RM.

(Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Erweiterungsbau der Funkhalle Berlin 1928.

Als Beispiel konstruktiver Gestaltung in Holz von Dipl.-Ing. F. Taubert, Berlin.

Um den Ausstellungsraum der damals vorhandenen drei Hallen des Berliner Ausstellungsgeländes in Witzleben zu vergrößern, entschloß sich das Ausstellungs-, Messe- und Fremdenverkehrsamt der Stadt Berlin im Februar 1928, eine vierte Halle zu erbauen.

Der Auftrag wurde der ausführenden Firma Carl Tuchscherer Bauunternehmung G. m. b. H., Berlin, Anfang März 1928 erteilt mit der Maßgabe, daß die Halle, später Halle III genannt, zu Beginn der Ausstellung „Die Ernährung“ am 8. Mai 1928 fertiggestellt sein mußte. In rd. zwei Monaten ist dann auch die gesamte, nachstehend beschriebene Hallenanlage dank dem reibungslosen Zusammenarbeiten aller Beteiligten — Plangestaltung und Bauleitung lagen in den Händen des Architekten Julian Ballenstedt, Leiter der Bauabteilung des Berliner Messeamtes — fertiggestellt und ihrer Bestimmung übergeben worden.

Die eigentliche Halle, die die nördliche Verlängerung der im Jahre 1924 erbauten, ebenfalls aus Holz konstruierten Funkhalle an der Königin-Elisabeth-Straße bildet, hat eine Größe der Ausstellungsfläche von 50 × 60 m Grundriß; an die östliche Seitenwand schließt sich ein Restaurant mit Wirtschaftsgebäude an, während vor dem freien Giebel schräg anscheinend in einem besonders betonten unterkellerten Kopfbau im Erdgeschoß die repräsentativen Eingangsräume und im Obergeschoß Büroräume untergebracht sind.

Die Form der Halle ergab sich im wesentlichen daraus, daß die beiden unteren Lichtbänder der 1924 erbauten Funkhalle in der neuen Halle weitergeführt werden sollten, andererseits die Gesamthöhe der Halle bedeutend unter der der alten, schmälere Halle bleiben sollte. Die zur Ausführung gekommene flache Bogenform der 40,10 m weit gespannten Binder erfüllt diese Forderung in der zweckmäßigsten Weise und vermittelt trotz der geringen Stichthöhe des Bogens von 6,85 m einen leichten konstruktiv straffen Raumeindruck, bei 3,10 m Höhe des Widerlagers. Die Binder sind als Zweigelenk-Fachwerkbinder mit 90 cm Systemhöhe des Bogens unter Verwendung der patentierten geschlitzten Ringdübel der Ausführungsfirma als Verbindungsmittel ausgebildet und wiederholen

sich in 12 m gegenseitigem Abstand (Abb. 1). Das Widerlager der verhältnismäßig flachen Binder, die einen größten Schub von 78 t abgeben,

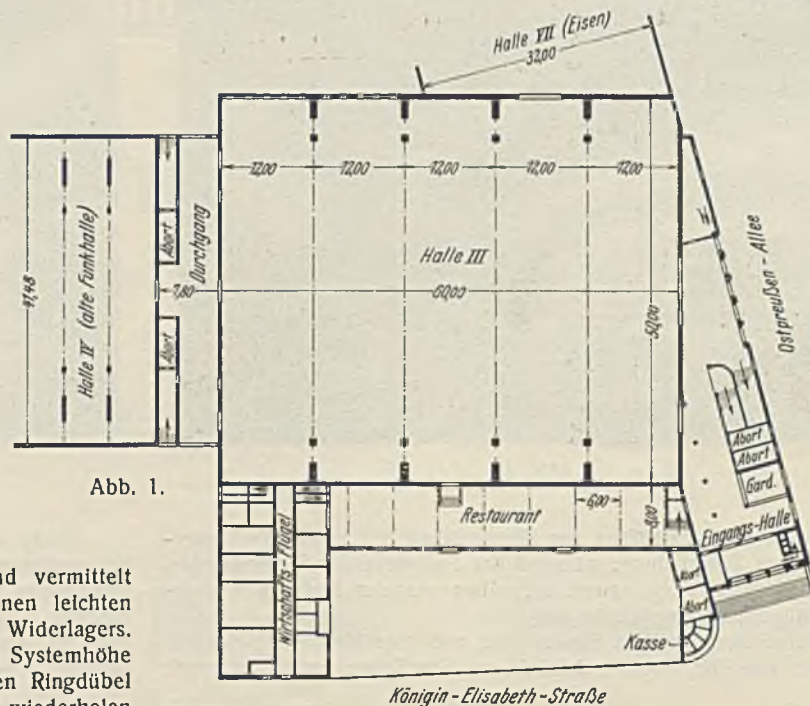
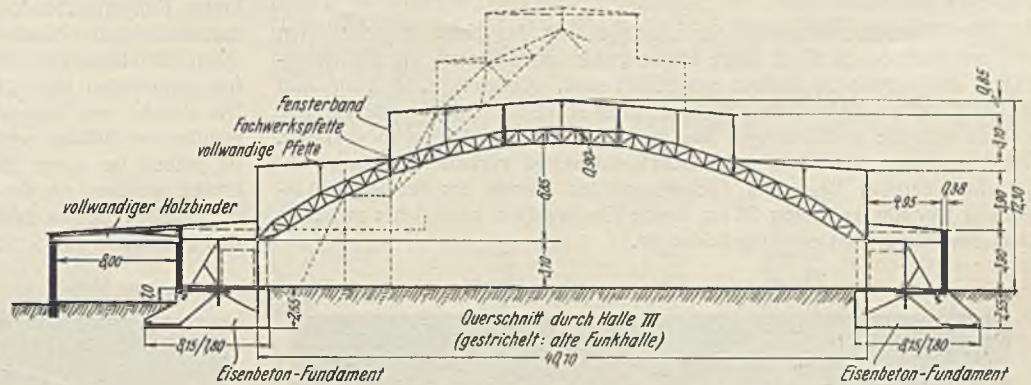


Abb. 1.

Königin-Elisabeth-Straße

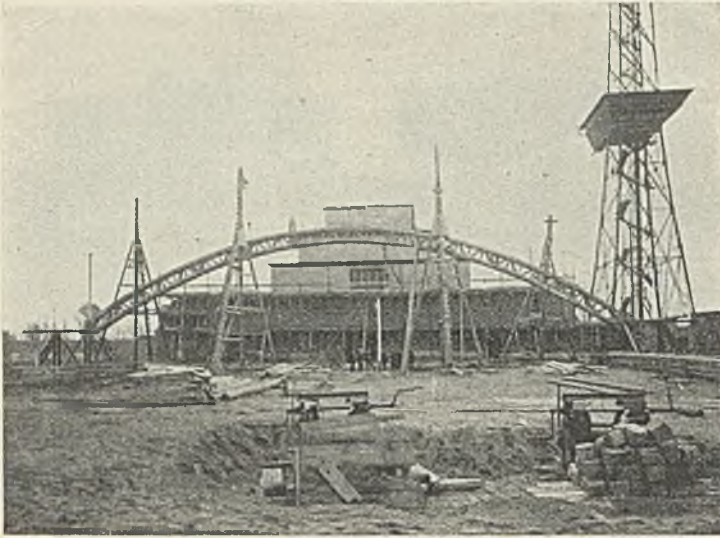


Abb. 2.

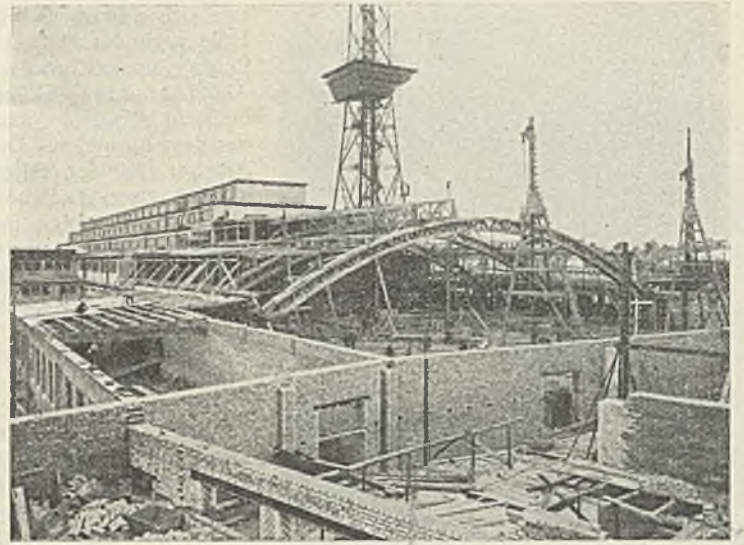


Abb. 3.

sind als eiserne Böcke konstruiert, von denen jeder Stab aus vier untereinander vergitterten \square -Eisen besteht. Wegen einer geforderten Durchgangsmöglichkeit unmittelbar hinter den Stützen der Binderwiderlager mußte die in der Zeichnung ersichtliche Form der Böcke, die ihrerseits in einem genügend großen Fundament verankert sind, gewählt werden.

Infolge der behördlicherseits verlangten großen Kippsicherheit ergaben sich recht beträchtliche Abmessungen der Fundamente, so daß erwogen wurde, den Schub mit einem Zugband unter dem Fußboden aufzunehmen. Den Ausschlag zur Verwendung der Betonfundamente ohne Zugband gab indessen, abgesehen von der erforderlichen Verankerung der Böcke, der Umstand, daß auf der Baustelle brauchbarer Kies in genügender Menge gefunden wurde.

Die Tragkonstruktion in der Längsrichtung der Halle zwischen den Bindern wird durch 12 m lange Pfetten, die abwechselnd als Fachwerkträger und verdübelte Balken ausgeführt sind, gebildet. Und zwar sind die verdübelten Balken durchlaufend über sämtliche fünf Felder geführt, woraus sich die voutenartigen Verstärkungen an den Auflagern erklären. Die in gleicher Höhe mit der Binderkonstruktion verlaufenden bzw. unmittelbar darüber liegenden Fachwerkpfetten dienen zur seitlichen Aussteifung der Binder, deren 76 cm breite Konstruktion knicksicher zwischen zwei derartigen Pfetten ausgebildet ist.

und wie die übrigen Innenflächen mit Feuerschutzfarbe gestrichen worden. Die eisernen Auflagerböcke sind feuersicher mit Mauerwerk ummantelt worden.

Die Montage der Binder geschah in zwei Hälften derart, daß jede Binderhälfte für sich an einem Zugbaum aufgewunden, die unteren Enden auf die Widerlager aufgesetzt und dann beide Hälften am Scheitel ineinandergefügt und biegeunfest verbunden wurden (Abb. 4).

Auch die übrigen Räume der Hallenanlage wurden mit Holzkonstruktion überdeckt, so insbesondere das seitliche Restaurant, dessen Binder entsprechend den durchlaufenden Pfetten des Hauptdaches als verdübelte Balken unter Verwendung von Ringdübeln durchgebildet sind.

Erwähnenswert ist noch, daß gleichzeitig mit der Halle III eine 6 m breite Fußgängerbrücke zur Verbindung des durch die Ostpreußenallee durchschnittenen Ausstellungsgeländes über diese Straße von der gleichen Firma in Holzkonstruktion erbaut wurde, und zwar mit einer 23,80 m frei gespannten Mittelöffnung und zwei 6,25 m großen Seitenöffnungen. Die Brücke war allseitig verschalt, wobei die Brückenträger die Seitenwände der Brücke unterhalb des Fensterbandes bildeten. Die Brücke ist jedoch im Jahre 1929 wieder abgebrochen und durch einen Tunnel ersetzt worden, da der rechte Brückenkopf infolge der Zurückverlegung der Straßenfluchten und der gänzlichen Umgestaltung des Geländes um den Funkturm zur Strecke kam.

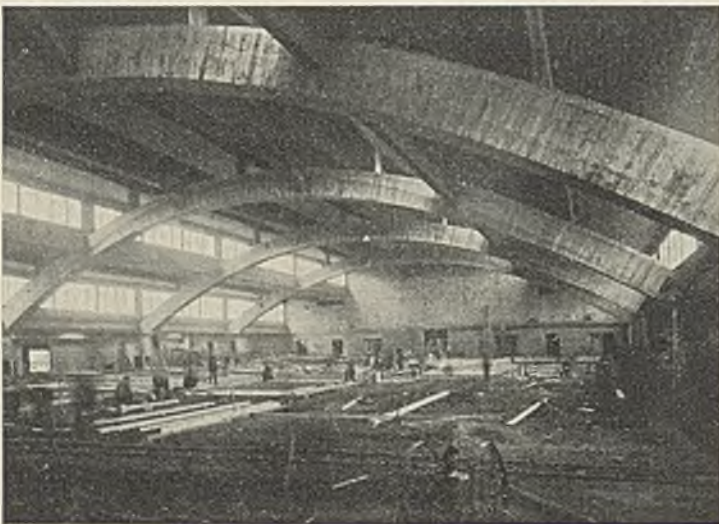


Abb. 4.

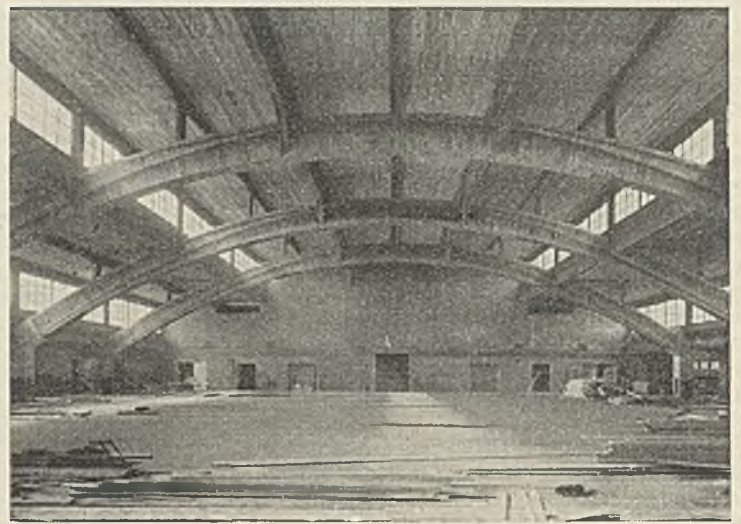


Abb. 5.

Die Dachhaut wird gebildet aus Kiespreßdach auf Sparren mit ober- und unterseitiger Verschalung, während das Fachwerk der Fensterbänder, soweit nicht verglast, ausgemauert ist, außen verputzt und innen ebenfalls mit Stülpschalung verkleidet ist.

Die parabelbogenförmigen Binder sind nach der Montage gleichfalls allseitig, wie aus Abb. 2 u. 3 ersichtlich, an den Seiten radial, verschalt

Schräg flankierend an der Westfront der Halle III ist im Jahre 1929 bei weiterer Ausgestaltung des Ausstellungsgeländes die aus Eisen konstruierte Halle VII angebaut worden, die mit ihren eisernen Vollwandbindern, als frei aufliegende Träger auf unten eingespannten Stützen ausgebildet, einen grundsätzlich anderen Raumeindruck hinterläßt als die vorherbeschriebene, in Holz konstruierte Ausstellungshalle.

Alle Rechte vorbehalten.

Die neue Kammerschleuse in IJmuiden.

Von Anton van Rinsum, Regierungsbaurat in Regensburg.

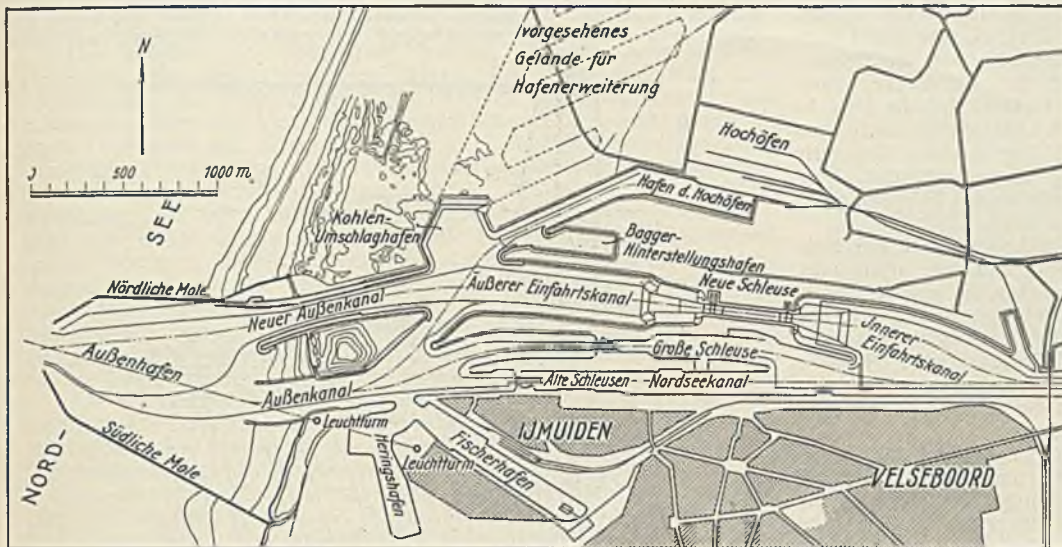


Abb. 1. Übersichtslageplan des Hafens von IJmuiden.

Wie aus den Tageszeitungen zu entnehmen war, ist der Bau der größten Schleuse der Welt, der Kammerschleuse in IJmuiden bei Amsterdam (Abb. 1 u. 2), beendet. Man ermißt die Schwierigkeiten, die ein Bau von diesen Ausmaßen einem Ingenieur zu überwinden gibt, am besten dadurch, daß man sich in die Baugeschichte vertieft. Diese spiegelt sich in den verschiedenen Aufsätzen wider, die das technische Wochenblatt „De Ingenieur“ im Laufe der letzten Jahre darüber gebracht hat.¹⁾ Sie liegen den folgenden Ausführungen zugrunde. Im einzelnen werden behandelt: die Voruntersuchungen für die technische Ausgestaltung des Baues (I), der Entwurf und die Ausführung der Kammermauern (II), des Binnenhauptes (III) und der Tore (IV).

I.
Die lichten Abmessungen der Schleusenkammer betragen: Breite 50 m, Länge 400 m, Drempeltiefe 15 m unter NAP (= Nullpunkt des

¹⁾ „De Ingenieur“, 1924 Nr. 39 u. 40; 1925, Nr. 42; 1927, Nr. 10; 1928, Nr. 1.

Amsterdamer Pegels). Vergleichsweise seien die Abmessungen der bereits bestehenden zweiten großen Schleuse in IJmuiden mit den entsprechenden Maßen 25 : 225 : 10,15 m und der Panamaschleusen mit 30,50 : 335,0 : 12,65 m angeführt.

Diese Abmessungen wählte man, um viele Schiffe gleichzeitig durchschleusen zu können. Auch hielt man sich dadurch weitere Entwicklungsmöglichkeiten für die Zukunft offen. Als Verschlussvorrichtungen wurden Schiebetore auf Rollen gewählt. Von der Anordnung von je zwei Toren am Außen- und Innenhaupt kam man mit Rücksicht auf die Kosten ab. Jedoch wurden aus Sicherheitsgründen wenigstens am Außenhaupt zwei Tore angeordnet. Die drei Tore sind einander genau gleich und gegenseitig auswechselbar. Die Torkammern wurden als Trockendocks ausgebildet, um Reparaturen an den Schiebetoren vornehmen zu können. Zur Trockenlegung der Schleusenhäupter wurden eiserne Pontons vorgesehen mit wasserdichten Abteilungen, die sie schwimmfähig machen. Der Vorteil derartiger Verschlüsse liegt darin, daß auf die Mauern der Schleusenhäupter nur unbedeutende Druckwirkungen ausgeübt werden.

Von besonderer Bedeutung war die Frage, ob eine Ausführung des Baues im Trocken oder im Nassen in Betracht käme. Durch den Bau durfte der Grundwasserstand nicht erheblich beeinflusst werden. Darum wurden zahlreiche Grundwasserbeobachtungen und Bohrungen vorgenommen. In den oberen Lagen bestand der Untergrund aus feinem Sand, teilweise mit Muscheln durchsetzt und von mehreren Torf- und Lehmlagen durchschnitten. Eine durchgehende Lehmschicht wurde in ungefähr 17 bis 19 m unter NAP, weitere Lehmschichten in 38 bis 42 m und 100 m unter NAP angetroffen (Abb. 5). Süßwasser befindet sich unter der ersten Lehmschicht. Darüber ist das Wasser salzig in der Nähe der See und süß in einigem Abstand davon. Mit der Tiefe nimmt der Chlorgehalt des Wassers zu, bis das Wasser bei einer Tiefe von 130 m wieder süß wird.

Die Einwände gegen eine trockene Bauweise unter Grundwasserabsenkung in offener Baugrube sind folgende: 1. Schaden

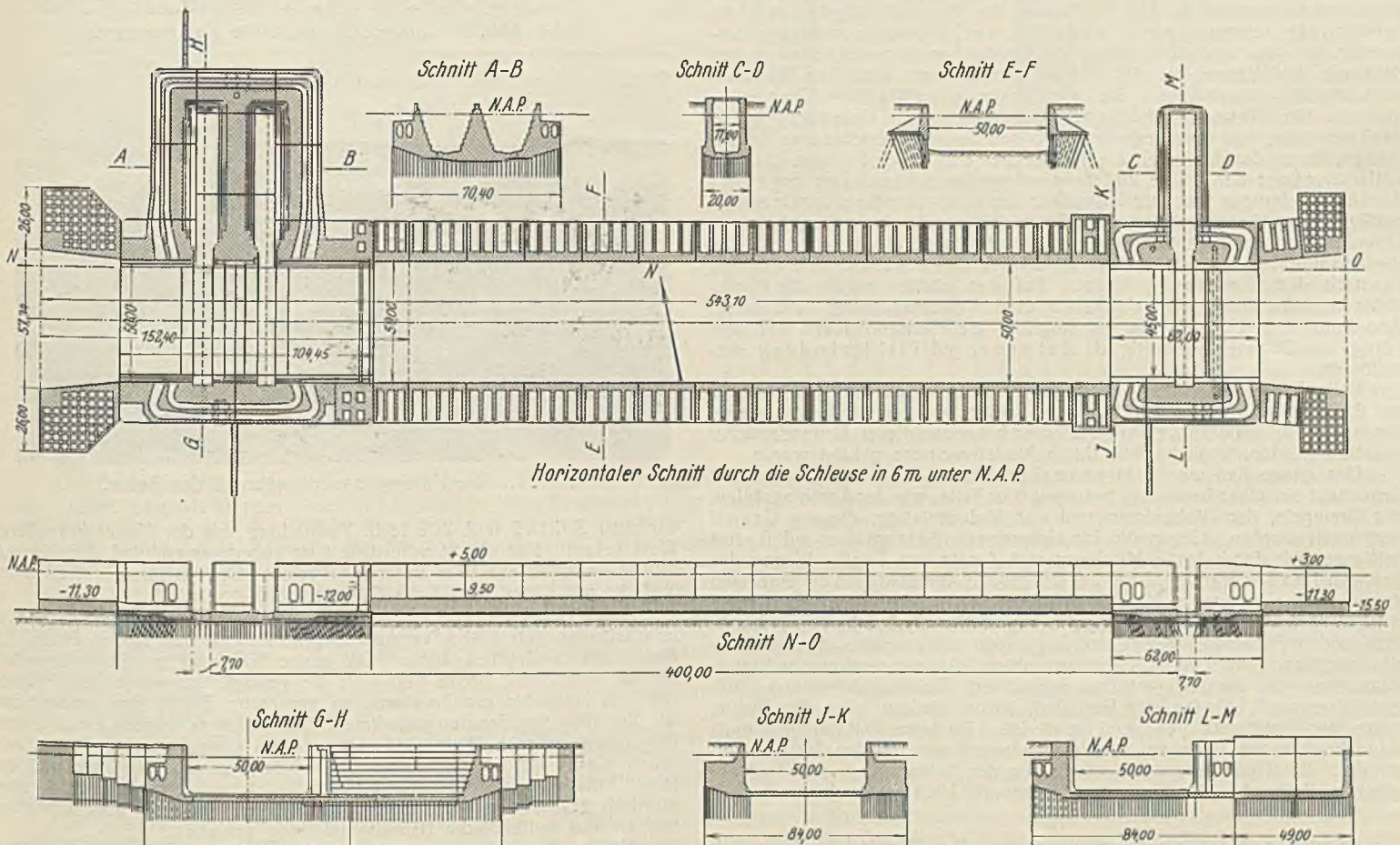


Abb. 2. Gesamtplan und Querschnitte der neuen Schleuse in IJmuiden.

am Pflanzenwuchs der Umgebung, 2. Störung im Gleichgewicht des Grundwassers, was zu einer Versalzung der Wasserentnahme für Trinkzwecke führen kann, 3. Erschwerung der Wassergewinnung durch Grundwasserabsenkung, 4. Verschwendung des Süßwasservorrates in den Dünen, der sich nur langsam durch den atmosphärischen Niederschlag wieder ergänzt.

Bei der Prüfung der Druckverhältnisse des zwischen den Lehmschichten anstehenden Grundwassers wurde festgestellt, daß die tieferen Lagen unter Druck standen. Beim Bau mußte nun die obere Lehmschicht beseitigt werden. Dadurch bestand die Gefahr, daß die Druckstörung sich durch Spalten in der mittleren Lehmschicht nach oben fortsetzte oder daß sie sich an den Rändern fühlbar machte. Der erste Gefahrenpunkt erwies sich bei der Ausführung als unbegründet. Dem zweiten konnte dadurch begegnet werden, daß die beiden Lehmschichten durch eine Spundwand miteinander verbunden wurden.

Ausschließliches Rammen bis zur mittleren Lehmschicht war technisch undurchführbar, da es Spundwände von 32 m Länge nicht gibt. Auch Einspülen der Spundwände kam nicht in Frage, da man Löcher in der oberen Lehmschicht vermeiden mußte. Die einzige Lösung war die, die mittlere Grundwasserschicht auf 8 m unter NAP abzusenken, so daß man die Baugrube bis auf 13 m unter NAP ausheben konnte. Für die übrige Tiefe von 25 m standen Larsseneisen der Dortmunder Union von 26 m Länge zur Verfügung, die 1 m tief in die mittlere Lehmschicht durch Rammen und Einspülen eingebracht wurden.

Die Zulässigkeit dieser Arbeitsweise wurde durch ausführliche Pump- und Rammversuche von langen Spundwänden untersucht. Denn nur so konnte man dem Unternehmer das Risiko aufbürden, da man noch nie derartig lange Spundwände gerammt hatte und anders nicht in der Lage war, entsprechende Vorschriften zu erlassen. Diese Versuche ergaben, daß die wasserdichte Verbindung zwischen den beiden Lehmschichten ausführbar und das Auftreten von salzigem Wasser nicht zu befürchten war.

Das bei der Grundwasserabsenkung gewonnene Wasser wurde statt in den Nordseekanal in die Trinkwasserversorgung gepumpt und so nutzbar gemacht.

Um den Einfluß der tiefen Baugrube auf die Gleichgewichtsverhältnisse einzuschränken, wurde beschlossen, den Schleusenbau in verschiedenen Abschnitten auszuführen: erst die Kammermauern, im Anschluß daran das Binnenhaupt, dann das Außenhaupt. Dies fügte sich auch in das finanzielle Programm. Die drei Bauteile wurden zu 1,8, 3,5 und 4,8 Mill. Gulden veranschlagt.

Die Ausführung im Nassen wurde ebenfalls untersucht, ergab aber keinen Vorteil gegenüber der trockenen Bauweise.

Weitere Untersuchungen betrafen die konstruktive Ausbildung einzelner Bauteile. Da zwischen 17 und 19 m unter NAP eine Lehmschicht ansteht, mußte die Kammermauer als Vollmauer mindestens auf 19,5 m unter NAP gegründet werden. Bei einer Gründung auf Pfählen genügt jedoch die Mauersohle auf 7,5 m unter NAP. Man spart dabei an Aushub und Wiederhinterfüllung. Auch wird die Konstruktion billiger. Eine allzu hohe Lage der Mauersohle wird jedoch dadurch wieder verhindert, daß zur Füllung der Kammer tiefegelegene Umlaufkanäle notwendig sind. Modellversuche darüber erschienen notwendig, da man beobachtet hatte, daß bei der bereits bestehenden großen Schleuse das Wasser bei den auf die ganze Länge verteilten Einläufen ungleichmäßig einströmte. Sie wurden der preußischen Versuchsanstalt für Wasser- und Schiffbau übertragen. Untersucht wurde der Trossenzug bei verschiedenen Füllhöhen und für verschiedene Schiffgrößen, ferner der Einfluß bei verschiedener einseitiger Füllung, bei verschiedener Lage der Schiffe und bei Massenschleusen. Das Ergebnis der Untersuchungen war kurz folgendes: Die Umlaufkanäle erhalten zweckmäßig einen Querschnitt von 26,5 m² und werden aus konstruktiven Gründen doppelt mit trompetenförmiger Ausmündung angelegt, so daß die Ausmündung zweimal größer ist als bei den Schützen. Die Öffnung ist nach den Toren zu gerichtet. Bei der Schütze erhält die Durchströmungsöffnung an der Unterseite eine Verschmälerung. Bei dieser Anordnung der Umläufe war es möglich, die Kammermauern auf eine Länge von 320 m beiderseitig als Kalmauer auf Pfahlgründung auszuführen.

Beim Binnenhaupt, wo der größte Unterschied der Wasserstände nur 2,50 m gegen 4 m am Außenhaupt beträgt, wurden die Umlaufkanäle durch die Torkammern geführt. Hierdurch konnte dieser Bau schwächer gehalten werden, was ebenfalls durch Modellversuche geklärt wurde.

Der ganze Bau wurde in unverkleidetem Beton ausgeführt mit Ausnahme einzelner besonders beanspruchter Teile, wie der Anschlagssäulen, des Drepfels, der Gleitbahnen und der Abdeckplatten, die aus Granit hergestellt wurden. Gegen die Einwirkung von Salzwasser auf Beton half man sich durch fette Mischung und Zusatz von Traß. Wegen des Schwindmaßes war allerdings bei den großen Abmessungen der einzelnen Bauteile eine magere Mischung wieder erwünscht. Zur Klarlegung wurden daher ausführliche Versuche angestellt. Probekörper wurden in Salz- und in Süßwasser gelegt und Zugproben unterworfen. Auch wurden alle möglichen Sorten von Zement ausprobiert. Anscheinend erhöht Kieselsäuregehalt die Beständigkeit bei Seewasser. Beimengungen von Fluß- und Dünen sand schaden der Festigkeit nicht, fördern aber die Dichte, wenn der Traßzusatz genügend groß ist. Da beim Pfahlrammen noch keine Erfahrungen vorlagen, wurde Dünen sand nur bei den Mauern verwendet. Bei Hochofenzement wurde von der Beimengung von Traß abgesehen, dafür aber der Zementgehalt um die Hälfte vermehrt.

II.

Beim Bau der Kammermauern (Abb. 3 u. 4) entschloß man sich wegen der Gefahren des Holzwurmes zu Betonpfählen. Das bedeutete

geldlich keinen großen Mehraufwand, da der Betonpfahl eine größere Belastung zuläßt. Der seitliche Abschluß der Kammer geschah durch eine Spundwand in der Flucht der Vorderseite der Mauer. Sie verhindert das Ausspülen des Erdreiches zwischen den Pfählen. Stützpfähle auf der Vorderseite der Mauer mußten aus diesem Grunde entfallen. Die Spundwand wurde als nichttragend angenommen, dagegen auf ihren

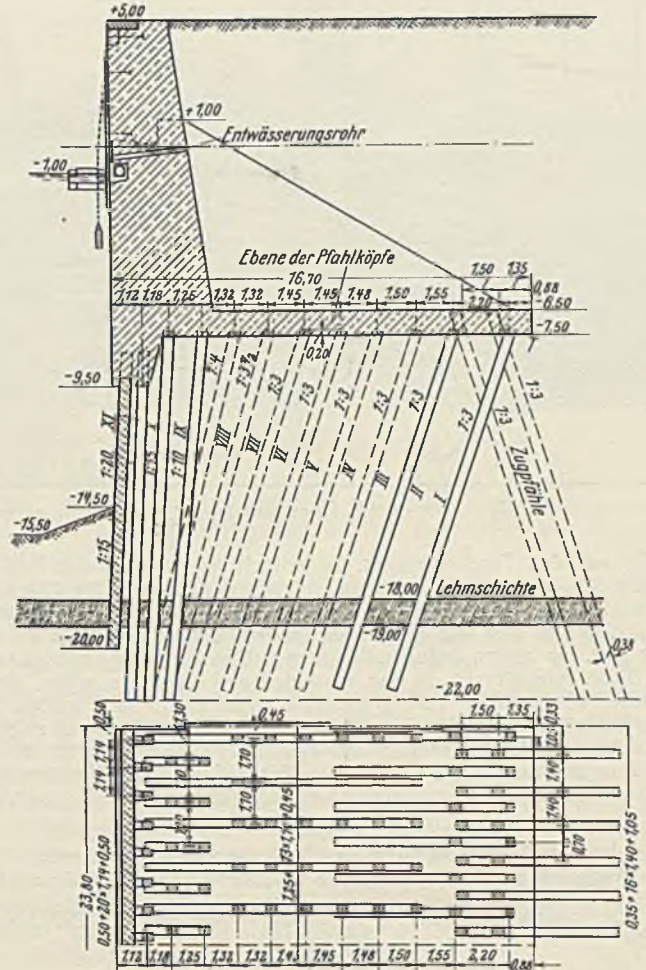


Abb. 3. Querschnitt durch die Kammermauer.

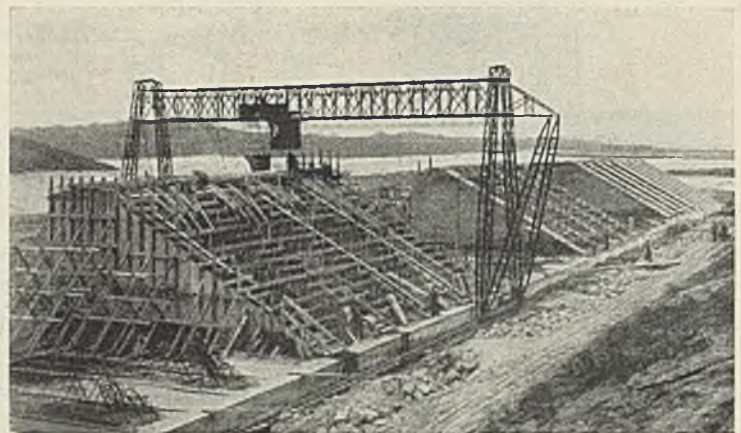


Abb. 4. Die Kammermauern während des Baues.

dichten Schluß und ihre feste Verbindung mit der Mauer besonderer Wert gelegt. Für die Standfestigkeit ist angenommen, daß das Wasserdreieck bis auf 19 m unter NAP reicht. Die Pfahltiefe auf 22 unter NAP ist mit Rücksicht auf die Gleitsicherheit gewählt.

Durch eine Schürze ist die Spundwand mit der Mauer verbunden. In Abständen von 5,60 m verbinden Querrippen von 1,60 m Breite die Mauer mit der Bodenplatte. Die ganze Mauer ist mit Eisen bewehrt. Sie hat eine obere Breite von 4 m, die genügt, um auf ihr eine Mauer von 4 m Höhe bis zur Oberkante zu errichten. Durch ihre Masse kann sie die Stöße von Schiffen aufnehmen. Alle 23,80 m wurden Dehnungsfugen angeordnet. Diese sind mit aus- und einspringenden Teilen versehen, damit bei Setzungen die Mauerblöcke zusammenwirken und der feine Dünen sand nicht eindringt. Die Fugen wurden wasserdicht, aber elastisch geschlossen. Die Arbeit wurde im August 1923 ausgeschrieben und an eine holländische Bauunternehmung vergeben.

Mit der Ausführung wurde im Herbst 1923 begonnen. Sie zerfiel in die Herstellung der Pfähle und Spundwände, ihren Transport, das

Rammen und schließlich das Herstellen der Mauer. Insgesamt waren 6100 Betonpfähle notwendig, die an Ort und Stelle entstanden. Ihr Mischungsverhältnis betrug 375 kg Zement auf 1 m³ fertigen Beton.

Gerammt wurde mit zwei Maschinen von Menck & Hambrock und einer von Halbach mit einem Bärge wicht von 4000 kg. Die Rammarbeit wurde im wesentlichen im Jahre 1924 ausgeführt.

Das Rammen der Spundwand geschah zwischen sehr schweren Führungen von zwei Differdinger Trägern. Erst hoffte man beim Einspülen unter der Wirkung des Eigengewichtes mit wenig Rammen auszukommen, aber der Vorteil der großen Schwere wog nicht gegen die große Oberfläche auf, die in der Lehmschicht von jeder Spundwandbohle verdrängt werden mußte. Bei der Südmauer wurde die Spundwand unter dem Einfluß der schrägen Schneide schiefe, so daß Bohlen mit 30 cm Verjüngung aus rasch bindendem Zement eingetrieben werden mußten. Dies kam später noch zweimal vor. Die Fugen zwischen den Spundbohlen betragen durchschnittlich etwa 1 cm. Waren sie größer, dann wurden sie, bevor mit dem Aufbau der Mauer begonnen wurde, mit fettem Mortel ausgegossen. Wenn der Eingriff der Spundbohlen beim Rammen nur mehr wenige Zentimeter betrug, wurde die Bohle wieder gezogen und neu gesetzt. Bei derartigen Bohlen konnte man feststellen, daß sie beim Rammen nicht gelitten hatten.

Die Bodenplatte eines Mauerstückes hatte 400 m³ Inhalt und mußte in einem geschüttet werden. Diese Arbeit dauerte ununterbrochen 18 Stunden. Die Mauer mit der Querrippe hat einen Inhalt von 900 m³. Die durchgehende Schüttung beanspruchte volle 48 Stunden.

Das Mischungsverhältnis betrug für die Schürze und die Bodenplatte 300 kg Zement auf 1 m³, für die Mauer 265 kg. Außerdem waren Traß, Dünen sand, Flußsand und Kies beigemischt. An Wasser wurden 25% zugesetzt. Mit diesem plastischen Beton erhoffte man sich eine größere Dichte, wenn nur eifrig „hineingestochert“ wurde.

Das Rammen der Betonpfähle und der Spundwand war am 20. Januar 1925, die Herstellung der südlichen Mauer am 5. Dezember 1924, die der nördlichen am 27. März 1925 vollständig beendet. Die Ausführung vollzog sich trotz des oft sehr stürmischen Wetters ohne wesentliche Störung.

Die 523,60 m langen Kammermauern kosteten 1 576 337 fl oder 3010 fl/lfm.

III.

Das Binnenhaupt (Abb. 5, 6 u. 7) wurde vor dem Außenhaupt gebaut, da die Gründungstiefe minder groß und daher besondere Schwierigkeiten nicht zu erwarten waren. Auch gestaltete sich im Bauprogramm das Unterbringen der Aushubmassen günstiger. Der Entwurf sah eine Ausführung im Trockenen unter Verwendung einer eisernen Spundwand vor. Die Ausführung wurde zum Preise von 2 976 000 fl ebenfalls an eine holländische Bauunternehmung übertragen.

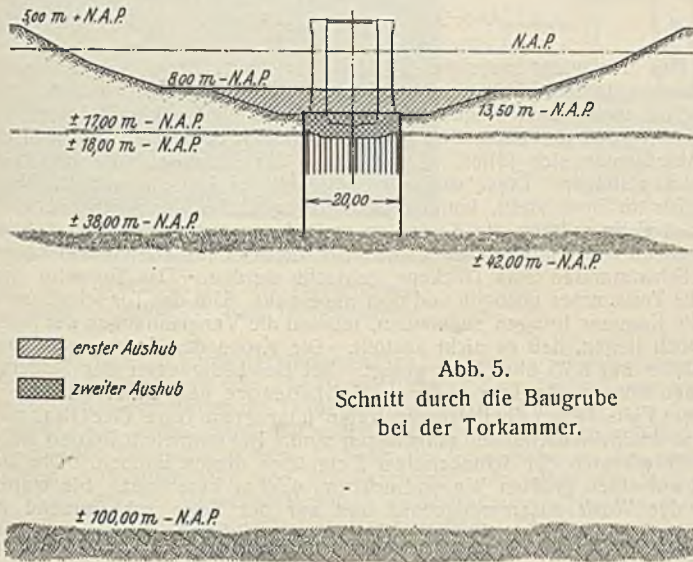


Abb. 5. Schnitt durch die Baugrube bei der Torkammer.

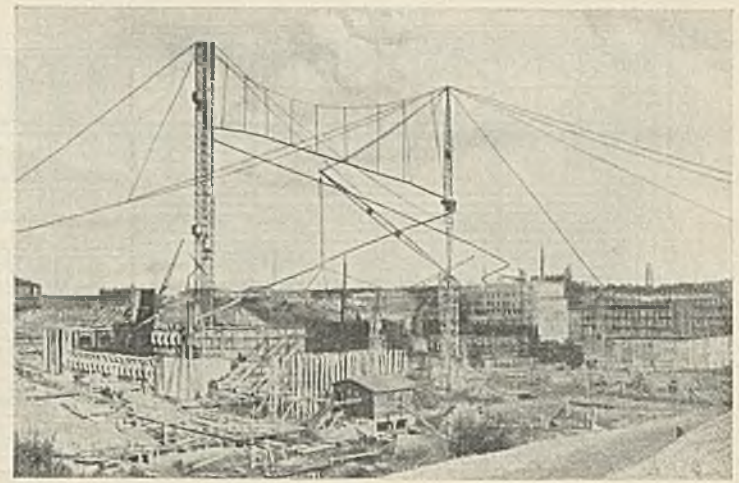


Abb. 7. Das Binnenhaupt im Bau.

Der Aushub für das Binnenhaupt von 8 m bis auf 13,5 m unter NAP geschah mit einem Bagger unter Wasserhaltung, wobei die Filter in einer Tiefe von 15 bis 17 m unter NAP lagen. Die Absenkung des Wassers erreichte nur langsam ihr Ziel, da eine Lehmschicht in der Tiefe von 12,50 bis 14 m unter NAP das Wegsacken des Oberflächenwassers verhinderte. In der für die Wasserhaltung errichteten Pumpstation wurden vier Pumpen aufgestellt, eine Hochdruckpumpe von 75 l/sek Leistung, die das Wasser in den Wasserleitungsbetrieb der Provinz Nordholland in Wijk am Zee lieferte, eine von 15 l, die das Wasser nahegelegenen Hochöfen zuleitete, dann zwei Niederdruckpumpen von 150 und 125 l Leistung. Berechnet war, daß außerstenfalls 146 l zu be- wältigen waren. Das Wasser konnte jedoch

gehalten werden. Der Salzgehalt betrug 38 bis 42 mg/l, was für Dünenwasser normal ist. Die Lieferung des Wassers wurde als sehr wertvoll anerkannt. Das Wasser der beiden Niederdruckpumpen wurde in den Nordseekanal abgeführt. Jedoch wurde von ihnen möglichst wenig Gebrauch gemacht.

Sobald es die Witterung zuließ, wurde mit der Herstellung der Betonpfähle und Spundwand begonnen. Da der Unternehmer die Baugrube der Kammermauern noch besetzt hielt und die Bereitstellung des Platzes in naher Aussicht stand, erhielt der neue Unternehmer seinen Werkplatz östlich vom Binnenhaupt. Um Platz zu sparen, wurden die Pfähle in Stapeln von 3 m, die Spundwände 2 m hoch aufgesetzt. Zum Bewegen der Pfähle wurde ein Brückenkran verwendet. 1600 t Eisen wurden verarbeitet. Da die Spundwand nach dem Aushub der Baugrube stark auf Biegung bean-

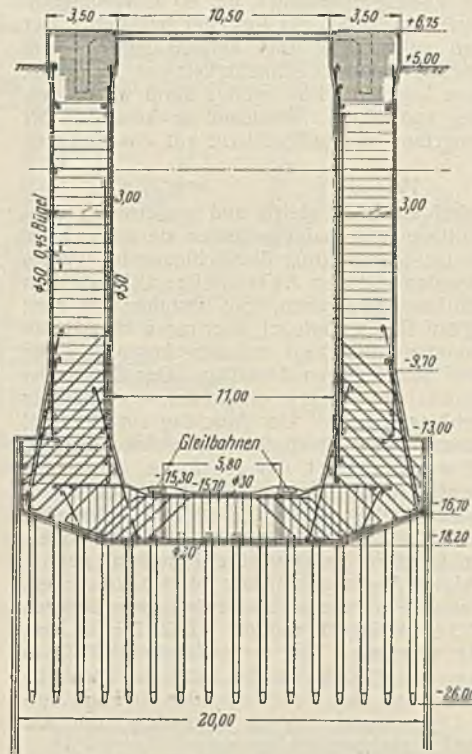


Abb. 6. Schnitt durch die Torkammer.

sprucht war, wurde der Verschluß zwischen je zwei Spundwändeisen mit einer Stempelmaschine zusammengedrückt und damit ihr Widerstandsmoment vergrößert. Die außergewöhnliche Länge von 26 m machte die Verlängerung des Raumgerüsts um 8 m nötig. Dies konnte ohne Gefahr geschehen, da nur senkrecht gerammt wurde. Um die Lehmschicht in 40 m unter NAP nicht zu durchschlagen, wurde nur bis zu den letzten 2 m mit Spülen gearbeitet, dann wurde nachgerammt. Bei jedem 20. Paar mußte ein elektrisch geschweißtes Paßstück eingesetzt werden.

Mit dem Setzen der Spundwand wurde am 2. Juni 1925 begonnen. Das Nachrammen war Ende September erledigt. Der weitere Aushub folgte dann wieder mit dem Bagger. Die Ausführung entsprach den Erwartungen. Es trat kein Auftreiben im Boden auf. Zuerst wurde eine große Anzahl von Pfählen vorgerammt, ehe an das Nachrammen gegangen wurde. Als genügend wurde es angesehen, wenn der Pfahl bei einem Bärge wicht von 4200 kg, einer Fallhöhe von 1 m und einer Hitze von 30 Schlägen noch 5 bis 6 cm einsank. Da die Pfähle in der Baugrube immer in Süßwasser standen, wurde kein Traß beigefügt. Die Zusammensetzung der Zuschlagstoffe war genau vorgeschrieben. 440 kg Zement wurden auf 1 m³ Beton verwendet.

Das Schleusenhaupt wurde auf ungefähr 18 m unter NAP gegründet. Der Aushub geschah in verschiedenen Abschnitten unter Berücksichtigung des Auftriebes, so daß der Gefahr des Durchbrechens der Lehmschicht begegnet wurde. Das Bauwerk überdeckt ungefähr eine Fläche von 62 x 133 m. Wegen der ungleichmäßigen Belastungen wurde der Baublock in eine große Anzahl von Gliedern aufgelöst und auf Pfähle gegründet, um ungleiche Setzungen hintanzuhalten. Trotzdem ist in Rechnung gestellt, daß Setzungen bis zu 5 cm eintreten können, ohne daß die Dichtungen brechen dürfen. Auf die Dichtungen wurde besonderer Wert gelegt, da die Torkammern gleichzeitig als Trockendock dienen müssen. Die Dichtungen bestehen aus gebogenen Kupferplatten und einem eisernen Rohr, das mit Asphalt ausgegossen ist.

Die Mauern müssen den Wasserdruck auf die Gründung übertragen. Sie werden aber durch die großen Umlaufkanäle mit ihrer gebogenen Führung und ihrem stark wechselnden Querschnitt unterbrochen. Dies bedingt eine starke Bewehrung mit Eisen.

Der Querschnitt der Torkammer ist U-förmig. Die Mauern sind durch Eisenträger gegenseitig versteift. Dadurch konnten sie geringere Ausmaße erhalten als die Schleusenmauern.

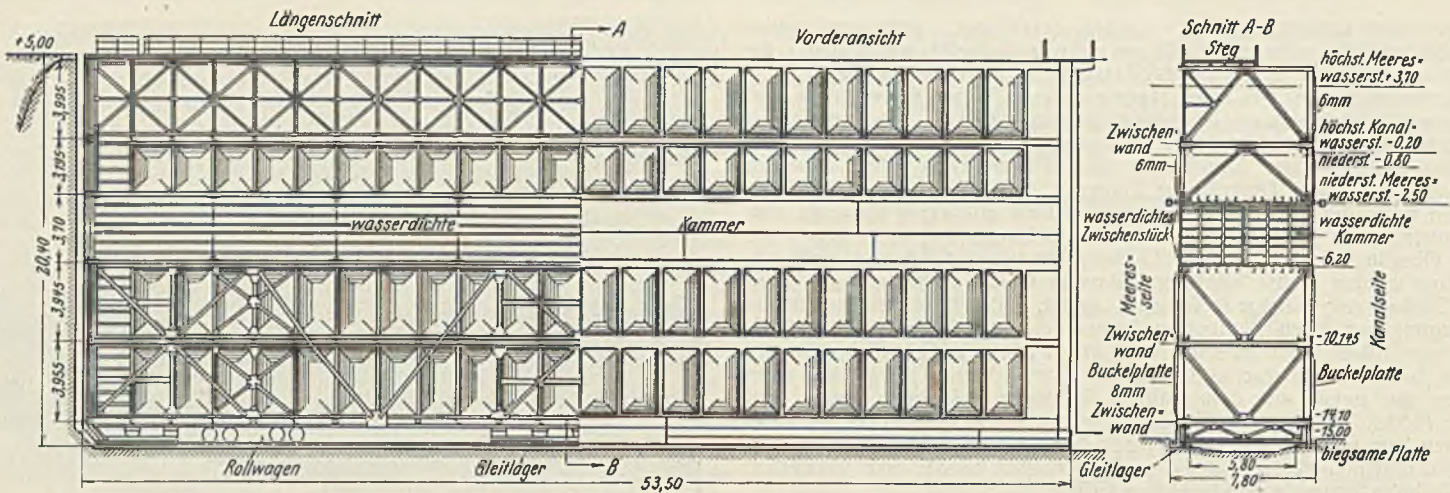


Abb. 8. Schleusentor.

Im ganzen waren bei dem Bau des Schleusenhauptes 69 500 m³ Beton zu verarbeiten. Davon entfielen auf die Pfähle 7000 m³. Im aufgehenden Mauerwerk waren die Dehnungsfugen genau angegeben. Jeder Block mußte ununterbrochen geschüttet werden. Von Montag 1 Uhr nachmittags bis Freitag mittags 5 Uhr — das sind in 100 Stunden — waren 3000 m³ zu leisten. Außerdem war ein Betonmischer in Reserve vorgeschrieben. Die stündliche Leistung betrug 30 m³ oder bei Einsatz der Reserve 60 m³.

Das Verbringen des plastischen Betons zur Verwendungsstelle geschah mit Rinnen. Der Gießturm hatte eine Höhe von 78 m. Die Neigung der Rinnen betrug 2 1/2 : 1 und 3 : 1. Sie waren an einem Kabel aufgehängt, das zum Kopf des Turmes und zu einem Derrickkran führt. Vom Derrick aus konnte ein Kreis von nahezu 100 m bestrichen werden. Die Rinne ließ sich durch ein Verlängerungsstück um 60 m verlängern. Für die unmittelbare Nähe war am Turm ein Ausleger befestigt. Der Derrick wurde an zwei Stellen aufgestellt. Das aufzuheizende Gefäß faßte 1 m³. Das Hochholen geschah mit einer Schnelligkeit von 75 m/min, so daß 30 m³/h geleistet werden konnten. Ein zweiter Turm wurde aufgestellt, um die Höchstleistung von 60 m³/h erreichen zu können. Bei dem Anbringen der Verankerungstau mußte Rücksicht auf das Rammen genommen werden.

IV.

Die drei Tore (Abb. 8) sind einander gleich und gegenseitig auswechselbar. Außer ihren gewaltigen Abmessungen haben sie noch einige Besonderheiten, die für die übrige Konstruktion des Schleusenbauwerkes von Einfluß sind. Die Tore wurden mit den Abschlußsenkkasten in einem an eine holländische Schiffswerft vergeben. Sie bestehen aus zwei Wänden in 7,30 m Abstand. Fünf Fachwerkiegel übertragen den Druck der auf beiden Seiten angeordneten Außenhaut auf den Anschlag. Der unterste Riegel liegt 90 cm über dem unteren Anschlag. Der Teil unter dem Unterriegel ist als eine federnde Platte entworfen, so daß der unterste Riegel selbst frei durchbiegen kann. Der Anschlag am Drempel hat dadurch keinen Druck auszuhalten. Auch kann die Anschlaghöhe klein gehalten werden. Damit wurde erreicht, daß die Rinne, in der das Tor läuft, nicht tief zu sein brauchte und die Unterkante des Fundamentes höher gelegt werden konnte. Das dritte und vierte Fach von unten sind als Vollwandgefache ausgebildet. Die dadurch gewonnenen Luftkasten sind durch Zwischenwände in sechzehn wasserdichte Kammern geteilt, wodurch die Schäden von etwaigem Anrammen örtlich beschränkt werden. Sie können durch Preßluft entleert werden. Im Betrieb kann dadurch das Gewicht der Tore auf 120 t verringert werden. Das Tor ist mit Anschlagleisten aus Greenholz versehen. Die Gesamtbreite des Tores beträgt auf der Seite der Torkammer 8,40 m, auf der Seite der Tornische 7,70 m. Der Zwischenraum zwischen den Anschlagssäulen beträgt entsprechend 8,50 und 7,80 m. Dieser Spielraum ist notwendig, um das senkrecht stehende Tor aus- und einbringen zu können.

Jedes Tor ruht mittels vier Rollen auf zwei Rollwagen (Abb. 9), die auf Schienen laufen. Diese sind in den Schleusenboden einbetoniert. Senkrecht zu dieser Bewegungsrichtung ist eine Verschiebung des Tores auf Rollen möglich, die in flachen Mulden laufen. Wenn kein Wasser-

druck wirkt, fällt das Tor in die Mittellage zurück und hat dann den beiderseitigen obenerwähnten Spielraum von 5 cm. Wenn der Wasserdruck ein gewisses Maß überschreitet, rollt das Tor so weit zur Seite, bis es wasserdicht schließt. Durch diese Konstruktion wird der seitliche Druck auf die Schienen gering.

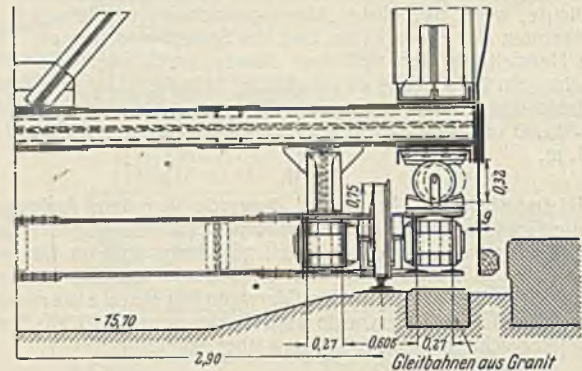


Abb. 9. Plan der Rollwagen.

Das Tor wiegt ungefähr 1175 t. Der Auftrieb einschließlich der Luftkasten beträgt 1450 t. Mit Rücksicht auf den Wellenschlag wird jedoch so viel Wasser eingelassen, daß der Betriebsdruck sich auf 80 t erhöht. Werden die Luftkasten gerammt, können höchstens zwei von den 16 Abteilungen sich füllen. Damit kann der Druck auf die Rollwagen auf 130 t steigen. Diese sind zur Sicherheit auf 160 t berechnet. Wenn das Tor im Dock steht, können die Rollwagen das Tor nicht tragen. In diesem Falle müssen die Kasten so weit leerpumpt werden, daß die Rollwagen vollständig entlastet sind. Sie bleiben dann stehen und können mit Schwimmkran auf Trockene gebracht werden. Das Tor wird dann in die Torkammer gezogen und dort abgesenkt. Um das Tor schwimmend in die Kammer bringen zu können, müssen die Verspannungen der Mauer so hoch liegen, daß es nicht anstößt. Die Krone der Torkammermauern ist daher auf 6,75 über NAP gelegt. Bei Beschädigungen der Schienenbahnen können die Tore auch als Schiebetore verwendet werden. In diesem Falle laufen die hölzernen Kufen über granitene Gleitbahnen, die in den Schleusenboden eingelassen sind. Bei normalem Betrieb liegen die Unterkanten der Schiebehölzer 5 cm über diesen Bahnen. Die Tore sind auf einen größten Wasserdruck von 4,50 m berechnet. Sie wurden auf der Werft zusammengebaut und auf der Seite schwimmend zur See nach IJmuiden gebracht. Erst in der Schleuse wurden sie aufgerichtet.

Über den Bau des Außenhauptes, über die Betriebseinrichtung und über den Abschluß des großen Bauwerkes wird in einem späteren Aufsatz berichtet werden.

Vermischtes.

Deutsche Maschinentechnische Gesellschaft. Am 15. April d. J. hielt Werkdirektor Dönges, Berlin, einen Lichtbildervortrag über „Das Reichsbahnausbesserungswerk Berlin-Schöneeweide“. Das Werk, das der Unterhaltung von 1350 Fahrzeugen für den elektrischen Betrieb der Berliner Stadt-, Ring- und Vorortbahnen dient, wurde am 15. Oktober 1927 nach einer Bauzeit von 15 Monaten eröffnet. Die Baukosten betragen einschl. Geländeerwerb für das zwischen Schöneeweide und Adlershof an der Strecke Spindlersfeld gelegene 225 000 m² große Gelände 10,6 Mill. RM, davon rd. 7 Mill. RM für den bautechnischen und 3,6 Mill. RM für den maschinentechnischen Teil.

Bei dem für einen Auftragsbestand von 1050 Fahrzeugen und einem Personalbestande von 700 Köpfen vorgesehenen Ausbau A waren rund 30 000 m² bebaut. Heute beträgt bei 935 Arbeitern und 80 Beamten der

Bestand 1350 Fahrzeuge. Der Ausbau B, der eine weitere Bebauung von rd. 18 000 m² vorsieht, bei einem Gesamtbaukostenbetrag von 5 Mill. RM, ist bereits begonnen und soll Anfang 1931 in Betrieb genommen werden.

Der Arbeitsgang ist kurz folgender: Die Fahrzeuge fahren mit eigener Kraft bis vor die Waschhalle, in die sie dann viertelzugweise hineingedrückt werden. Nach dem mechanischen Waschen werden die Wagenkasten abgehoben und seitlich auf Böcke gestellt. Dann folgt der Ausbau der Motoren aus dem Drehgestell, das Abheben der Drehgestellrahmen von den Radsätzen und die Radsatzbehandlung. Während der Zerlegungsfluß von Westen nach Osten führt, durchlaufen alle wiederherzustellenden Teile das Werk von Norden nach Süden, wo sich der Zusammenbaufluß von Osten nach Westen anschließt. Die Untersuchung eines Wagens dauert

6 Tage, mit Neuanstrich 12 Tage. Zwischen zwei Untersuchungen legt ein Wagen 90 000 bis 100 000 km zurück.

Der äußere Ausbau sieht je eine neue Halle im Osten und Westen des Werkes, und neben anderen Erweiterungsarbeiten die Vergrößerung der Lackiererei um das Doppelte vor. — Der interessante Vortrag wird demnächst in Glasers Annalen veröffentlicht.

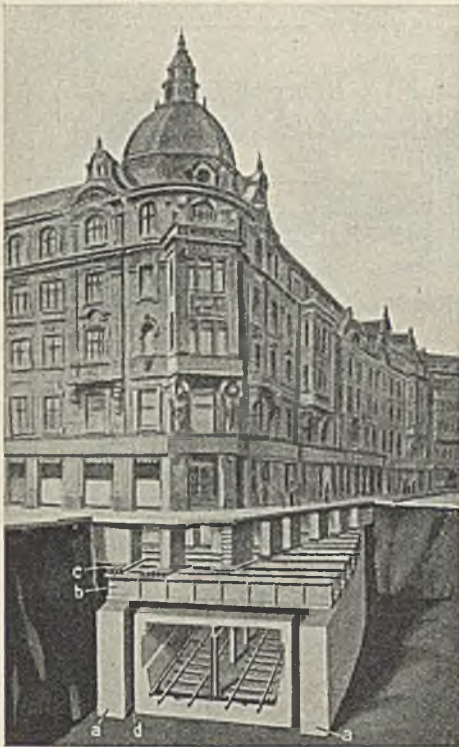
Vorschriften über die Beschaffenheit und Untersuchung von reinem Steinkohlenteer ohne und mit Zusatz von Erdöl-Asphalt als Bindemittel im Straßenbau (Ausgabe 1930) hat der Deutsche Straßenbauverband in Übereinstimmung mit der Zentralstelle für Asphalt- und Teerforschung neuerdings festgesetzt und in kurzgefaßter Form zum unmittelbaren praktischen Gebrauch gesondert herausgegeben. Die Vorschriften sind zu beziehen von der Geschäftsstelle des Deutschen Straßenbauverbandes, Berlin W 10, Matthäikirchstr. 17.

Eröffnung der Untergrundbahn Gesundbrunnen—Neukölln, Berlin. Am 18. April 1930 wurde die zweite Nordsüdlinie der Berliner Untergrundbahn, die sog. GN-Bahn, die bisher nur von der Leinestraße in Neukölln bis zur Neanderstraße reichte, dem öffentlichen Verkehr übergeben. Es fehlt

fronten durch Untermauerung gesichert, im übrigen wurde die Gefährdung der Häuser durch eine vorsichtige, in Etappen fortschreitende Bauweise vermieden.

Die durch den Wechsel der ursprünglichen Bahntrasse aus der Dirksenstraße in die Alexanderstraße erforderlich gewordene Unterfahrung des Häuserblocks zwischen Voltaire- und Schicklerstraße geschah nach dem beim Untergrundbahnbau schon mehrfach angewandten und bewährten Bauverfahren (Abb. 1).

Bei der Spreeunterfahrung bei der Jannowitzbrücke (Abb. 2) wurde nicht die bei der ersten Ausführung (der 1914 unvollendet gebliebenen AEG-Bahn) zwischen Neue Friedrichstraße und Brückenstraße angewandte Bauweise wiederholt, sondern zurückgegriffen auf das Verfahren, das seinerzeit auch bei der Stammlinie bei der Spreeunterfahrung zwischen Wallstraße und Klosterstraße benutzt worden war. Der Tunnel wurde hier in zwei Bauabschnitten zwischen Fangdämmen im Tagebau eingebaut; zur Beseitigung des Grundwassers dienten Tiefbrunnen mit Einzelantrieb, deren Vorteil vor allem darin besteht, daß sie außerhalb der Tunnelbaugrube liegen können und somit die Einengung der Baugrube durch die bei Staffelbrunnenanlagen erforderliche Saug- und Druckleitungen vermieden wird.



a Parallelmauern. b Träger f. d. Hauslasten. c Verteilungsträger f. d. Hausfundamente. d Schalldämpfende Füllung.

Abb. 1. Untertunnelung der Häusergruppe Alexander-, Schickler- und Dirksenstraße.

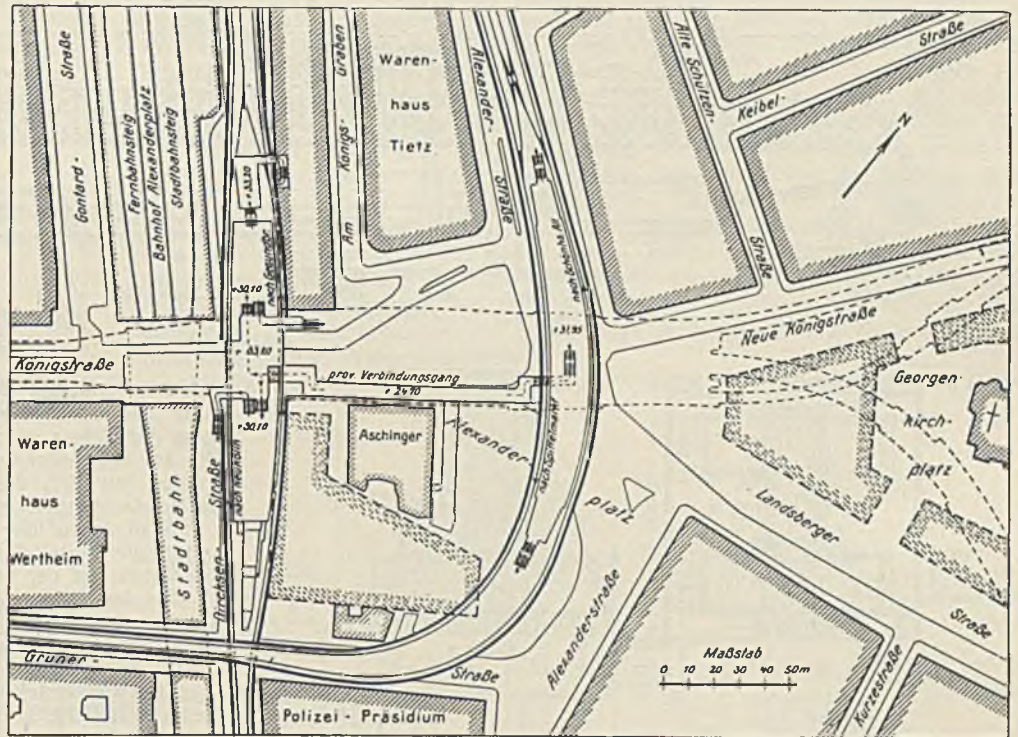


Abb. 3. Lageplan des Bahnhofs Alexanderplatz. (Gegenwärtiger Bauzustand.)

Die zur Zeit noch nicht abgeschlossenen umfangreichen Bauarbeiten am Bahnhof Alexanderplatz, die zugleich eine völlige Umgestaltung des ganzen Stadtbildes dort nach sich gezogen haben, sind im allgemeinen bekannt; Abb. 3 soll den Zustand der Bahnanlagen bei Eröffnung der

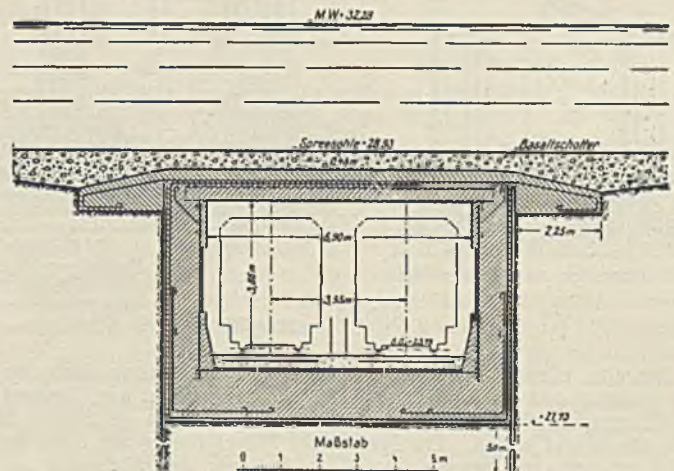


Abb. 2. Spreeunterführung Jannowitzbrücke.

nummehr nur noch das kurze Verbindungsstück Leinestraße—Südring, dessen Tunnel bereits begonnen ist. Für die nördliche, 1,3 km lange Fortsetzung bis zur Christianiastraße ist die landespolizeiliche Genehmigung eingeholt.

Außer dem Nordringbahnhof Gesundbrunnen und dem Südringbahnhof Hermannstraße berührt die neue U-Bahn die Reichsbahn an den Stadtbahnhöfen Jannowitzbrücke und Alexanderplatz. An allen vier Stellen, wo auch die größten Bauschwierigkeiten zu überwinden waren, sind unmittelbare Umsteigemöglichkeiten in Vorbereitung. Die jetzt eröffnete Strecke der U-Bahn kreuzt außerdem die schon seit langem in Betrieb befindliche Strecke Wittenbergplatz—Nordring am Bahnhof Alexanderplatz, der in einiger Zeit durch die im Bau befindliche Strecke Alexanderplatz—Lichtenberg erweitert werden wird. Eine weitere Kreuzung der GN-Bahn, und zwar mit der Stammbahn Hauptstraße—Warschauer Brücke, findet sich an dem völlig umgebauten Bahnhof Cottbusser Tor; die Stammbahn ist dort bekanntlich eine Hochbahn.

Zwischen Gesundbrunnen und Hermannstraße (Südring) hat die GN-Bahn 13 Zwischenbahnhöfe mit einem durchschnittlichen Abstände von je 738 m; die neuen Bahnhöfe bis zur Neanderstraße heißen: Voltairestraße, Bernauer Straße, Rosentaler Platz, Weinmeisterstraße, Alexanderplatz, Jannowitzbrücke. Die gesamte Betriebslänge zwischen Gesundbrunnen und Hermannstraße beträgt 10,326 km.

Die Bahnhöfe haben fast durchweg 130 m Bahnsteiglänge, die Breite der Bahnsteige beträgt im allgemeinen 8,0 m, nur Gesundbrunnen hat 15 m, Alexanderplatz 18,8, Moritzplatz 14, Cottbusser Tor 13, Hermannplatz 16, Hermannstraße 13 m. Bei Bahnhof Jannowitzbrücke hat sich leider nur eine Breite von 9 m ermöglichen lassen.

Bei der Bauausführung drängten sich namentlich auf der Strecke zwischen Rosentaler Platz bis zur Brückenstraße bedeutende Schwierigkeiten bei dem Einbau des Tunnels zusammen. Nur an den Stellen, wo der Tunnel der Bauflucht nahe rückt, wurden die Fundamente der Haus-

GN-Bahn mit behelfsmäßigem Verbindungsgang zum Bahnhof der Stammbahn verdeutlichen.

Der Oberbau der GN-Bahn ist ein Rippenplattenoberbau im Reichsbahn-Profil S 45a mit Schienen von 45,25 kg/m Gewicht und 18 m Länge auf vorschriftsmäßig durchtränkten kiefernen Schwellen Preußen-Profil I. Klasse. Der Werkstoff der Schienen ist Verbundstahl der Klöcknerwerke AG. mit einer Festigkeit von 100 bis 120 kg/mm² im Kopf und

50 bis 55 kg/mm² im Fuß; hohe Verschleißfestigkeit und möglichst geringe Riffelbildung sind damit angestrebt worden. Im Tunnel liegt der Oberbau ohne Temperaturlücken, die Stöße werden durch Melaunische Fußklammern fest zusammengehalten und so ein ruhiges Befahren gewährleistet. Zwischen Rippenplatten und Schienenfuß liegt zur Geräuschdämpfung je eine elastische Unterlagplatte. Die Weichen haben 1:7 Neigung und sind zum ruhigen Befahren mit möglichst langen Zungen versehen.

Die Baukosten der 10,2 km langen GN-Bahn werden ohne Einrechnung der Kosten für Kraftwerke, Betriebsmittel und Grundstücke rd. 128 Mill. RM betragen, d. h. rd. 12,5 Mill. RM/km.

Die Eröffnung des Betriebes auf der GN-Bahn bedeutet eine wesentliche Erweiterung der Berliner Verkehrsmöglichkeiten. Es ist zu hoffen, daß das heute noch Fehlende der GN-Bahn und insbesondere die im Bau befindliche Lichtenberger Bahn recht bald ebenfalls dem Verkehr übergeben werden kann. Ls.

Eisenbahnbrücke auf vier Stützen mit durchlaufenden Trägern. Unmittelbar neben der alten Ohio-Brücke der Chesapeake & Ohio-Eisenbahn ist kürzlich nach Eng. News-Rec. vom 7. November 1929 eine neue, über drei Öffnungen von 137, 205 und 137 m durchlaufende, zweigleisige Brücke aus Siliziumstahl fertiggestellt worden (Abb. 1).

kasten sind die Pfeiler durch gegenseitige Verankerungen zusammengeschlossen. Außerdem umhüllt ein von dem neuen, breiteren Teil ausgehender Eisenbetonmantel den alten Pfeiler, so daß beide zusammen jetzt eine Länge von 36,8 m haben.

Der Beton für die Pfeiler wurde auf Fördergleisen über die alte Brücke herangeschafft.

Die neue Brücke soll nach dem Bericht eine der längsten Brücken mit durchlaufenden Trägern sein. Sie hat nur in der Mittelöffnung einen

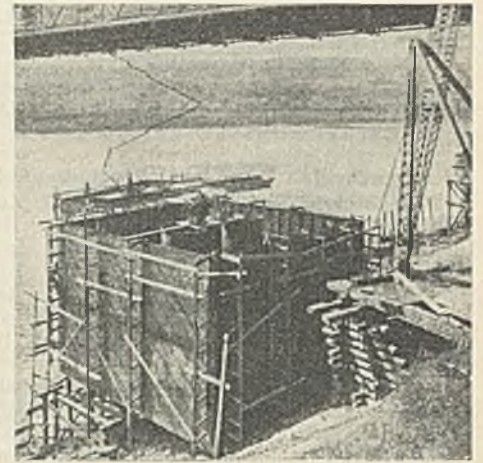


Abb. 3.

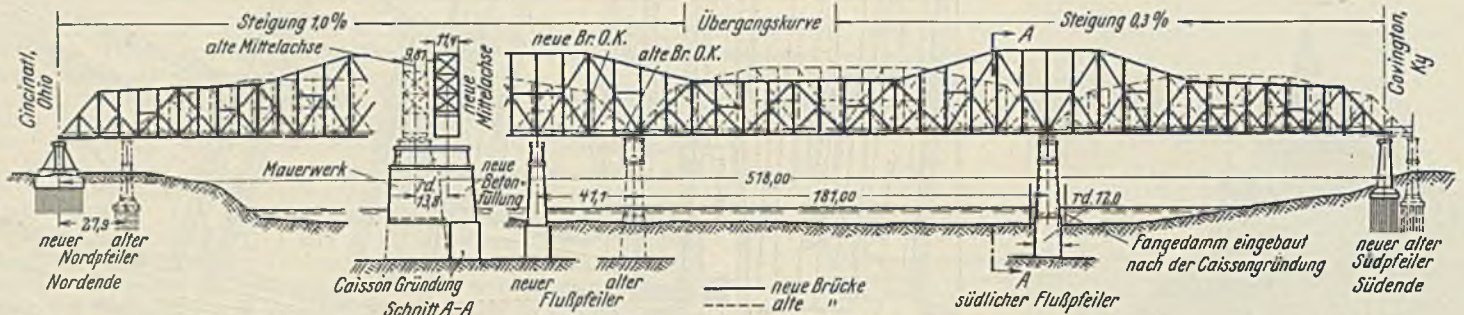


Abb. 1.

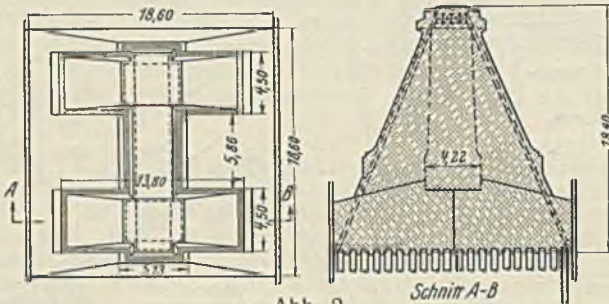


Abb. 2.

Teil mit parallelen Gurten, während im übrigen der Verlauf der Obergurte der Größe der Momente angepaßt ist. Die genaue Durchrechnung der Träger geschah nach dem Verfahren der elastischen Gewichte. Die aus Bremswirkung oder Antrieb entspringenden waagerechten Kräfte wurden mit 20% des Treibachsendruckes der Lokomotive und mit 10% des Laufachsendruckes des ganzen Lastenzuges in Rechnung gestellt.

Nach Aufstellung der seitlichen Träger Teile auf Holzernen Gerüsten wurde die Mittelöffnung durch Auskragen überbrückt. Die Ausbildung des festen und der beweglichen Lager ist aus Abb. 4 ersichtlich.

Bei der Montage der Brückenstäbe wurde ein schwerer 60-t-Lokomotivkran verwendet, der je nach der Brückenhöhe mit verschieden langen Auslegern versehen werden mußte. Zs.

Stellwerkbrücke „Mo“ in Bahnhof Münster i. W. Der Verfasser dieses in Heft 16, S. 243 ff. erschienenen Aufsatzes, Herr Dr.-Ing. E. Hoffmann, teilt uns nachträglich mit, daß das Gewicht der Stahlkonstruktion der Stellwerkbrücke einschl. Stütze, Bockgerüst und Lager rd. 82 t beträgt.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

I-förmiger Schloßriegel zur Verbindung eiserner Spundbohlen. (Kl. 84c, Nr. 479 901 vom 29. 7. 1926 von Hermann Oberschulte in



Essen.) Um bei zylindrischen Schächten für Wasserbauten jede gewünschte Kreisform der Bohlenwand herzustellen, werden die Schloßriegel, und zwar deren Steg a gleich keilförmig gewalzt, so daß die doppelte Bearbeitung der Spundbohle, nämlich Walzen und Biegen, fortfällt.

Personalnachrichten.

Sachsen. Versetzt: Regierungsbaurat Saupe vom Straßen- und Wasserbauamt Zwickau zum Straßen- und Wasserbauamt Freiberg, Regierungsbauinspektor Eberding vom Neubauamt Chemnitz zum Straßen- und Wasserbauamt Chemnitz, Regierungsbauinspektor Voigt vom Talsperrnbauamt Kriebstein zum Straßen- und Wasserbauamt Annaberg, Regierungsbaurat Barthel vom Straßen- und Wasserbauamt Dresden zur Wasserbaudirektion.
Verstorben: Oberregierungsbaurat Matthes bei der Wasserbaudirektion.

INHALT: Die Bodenseefähre Konstanz—Meersburg. — Neue Abwasserpumpwerke der Emschergenossenschaft. — Erweiterungsbau der Funkhalle Berlin 1928. — Die neue Kammerschleuse in IJmulden. — Vermischtes: Deutsche Maschinentechnische Gesellschaft. — Vorschriften über die Beschaffenheit und Untersuchung von reinem Steinkohlenteer. — Eröffnung der Untergrundbahn Gesundbrunnen—Neukölln, Berlin. — Eisenbahnbrücke auf vier Stützen mit durchlaufenden Trägern. — Stellwerkbrücke „Mo“ in Bahnhof Münster i. W. — Patentschau. — Personalnachrichten.

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

Die alte, ebenfalls zweigleisige Brücke, die die Staaten Kentucky und Ohio verband und in den Jahren 1886 bis 1888 erbaut war, bestand aus drei Öffnungen, die mit einfachen Trägern von etwas geringerer Stützweite überbrückt waren. Ein Pfeiler der Mittelöffnung der alten Brücke wurde stromabwärts erweitert und als Auflager des Südendes für den Mittelteil der neuen Brücke verwendet. Die Erweiterung des einen Mittelpfeilers sowie auch der andere im Flußbett stehende neue Brückenpfeiler ruhen auf Senkkasten, die unter Luftdruckbetrieb abgesenkt wurden. Von den Landpfeilern, die auf Pfählen stehen, hat der nördliche zur Aufnahme der Längskräfte einen besonders breiten Fuß erhalten, da hier das feste Lager der Brücke vorgesehen ist; vgl. Abb. 1.

Die Verbreiterung des alten südlichen Mittelpfeilers wurde erzielt durch Anfügen eines Senkkastens von 12 m Länge und 15 m Höhe an den ursprünglich nur 23 m langen, alten Pfeiler (Abb. 3). Über den Senk-

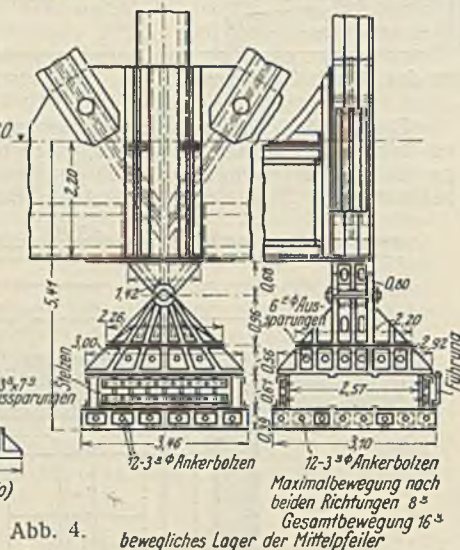


Abb. 4.