

DIE BAUTECHNIK

3. Jahrgang

BERLIN, 6. Februar 1925

Heft 6

Alle Rechte vorbehalten.

Der Bau der neuen Schiffschleuse zu Ijmuiden.

Amsterdam ist, abgesehen von der durch die Zuidersee gebildeten Verbindung mit der Nordsee, mit dieser durch einen 24 km langen Kanal verbunden, der bei Ijmuiden einmündet und bisher drei Schleusen aufwies, von denen die im Jahre 1896 dem Betrieb übergebene mit einer Länge von 225 m, einer Wasserspiegelbreite von 25 m und einer Wassertiefe von 9,70 m damals die größte Schleuse der Welt war. Da jedoch der Verkehr in diesem Nordseekanal sich 1890 schon auf 1,8 Mill. t Tonnage belief und im Jahre 1913 bereits auf eine Tonnage von 3,17 Mill. t angestiegen war, wurde schon 1917 der Einbau einer vierten Schleuse gesetzlich beschlossen. Diese wird

Zweckmäßigerweise mußte man schon vor der Ausschreibung Klarheit darüber haben, welche der beiden Ausführungsarten zu wählen war, was ohne eingehende Prüfung aller bestehenden Bedenken nicht anging. War dies auch zeitraubend, so kam man doch bald zu der Überzeugung, daß auch die Gründung im Nassen nicht so schnell, wie anfänglich gedacht, vollendet sein würde, und es bestand durchaus die Möglichkeit, auf beiden Wegen in gleicher Bauzeit fertig zu werden.

Da man angesichts der schon erwähnten Unwahrscheinlichkeit, Schiffe über 20000 t schleusen zu müssen, sich auch über die Möglich-

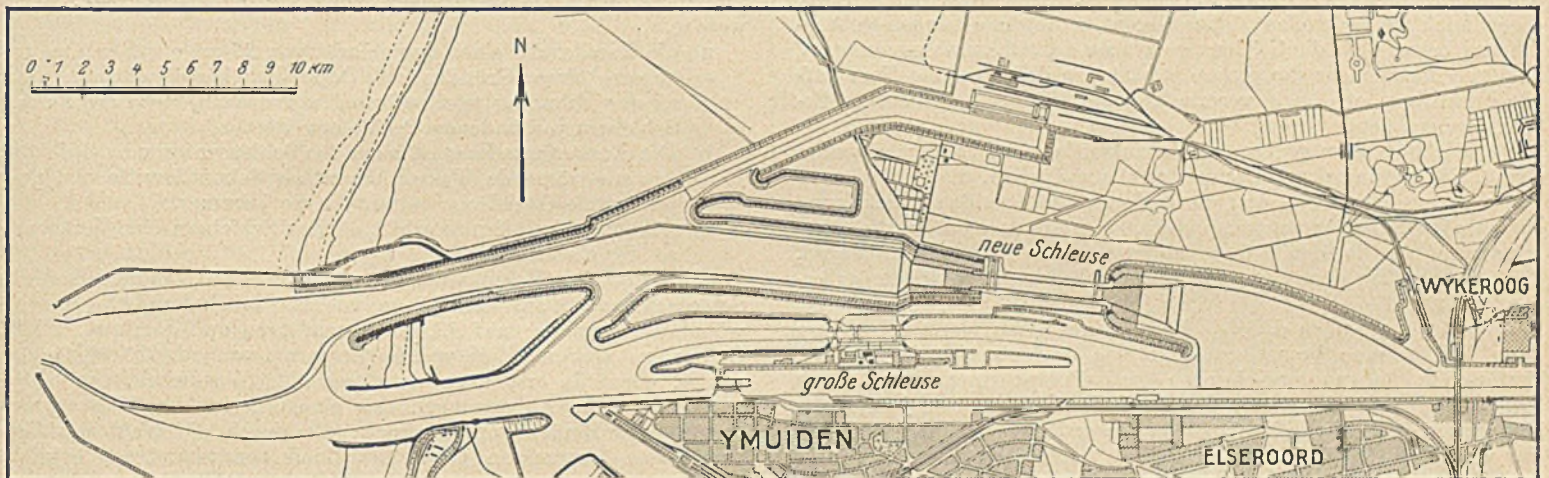


Abb. 1. Gesamtanlageplan.

eine Länge von 393,90 m, eine Breite von 49,20 m und eine Wassertiefe von 14,70 m haben und damit Holland abermals in den Besitz der größten Schleuse der Welt setzen. Für den Wasserbauer ist jedoch die zurzeit im Bau befindliche Schiffschleuse zu Ijmuiden in hohem Grade bemerkenswert nicht nur wegen ihrer großen Abmessungen und der besonderen Schwierigkeiten ihrer Anlage, sondern — und nicht zuletzt — auch wegen der umfangreichen und sorgfältigen, der Bauausführung vorangehenden Versuche, über die I. A. Ringers in Heft 39 u. 40 von „De Ingenieur“ 1924 berichtet.

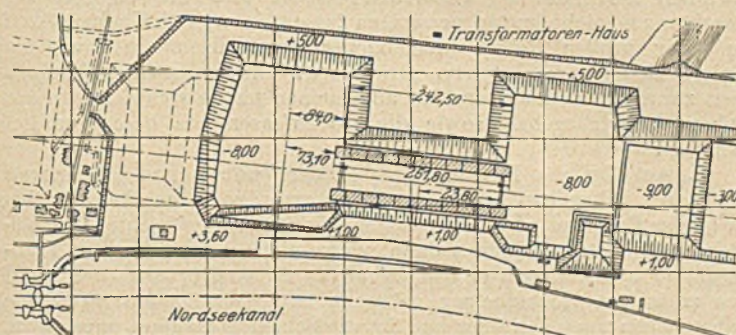


Abb. 2. Grundriß der neuen Schleuse.

Vor allem hatte man sich schlüssig zu werden darüber, ob die Gründung „im Nassen“ oder in trockener Baugrube auszuführen war: Die Hauptbedenken, die man gegen das letztere Verfahren hatte, bestanden hinsichtlich der Wasserversorgung der Umgegend, die man durch die alsdann erforderliche umfangreiche Senkung des Grundwasserspiegels zu schädigen fürchtete; ferner glaubte man anfänglich, einen besonderen Vorteil der nassen Gründung in der Möglichkeit schnellen Baubeginns erblicken zu dürfen. Wenn auch das seinerzeit erwartete weitere Anwachsen der Schiffsabmessungen unter dem Einfluß des Krieges und der nicht immer günstigen Erfahrungen mit Riesenschiffen nicht eintrat, so blieb doch die Beschleunigung des Baues namentlich deshalb erwünscht, weil die neue Schleuse eine Reserve für den Seeschiffsverkehr bilden sollte (Abb. 1 u. 2).

keit etwaiger Ersparnisse an den Schleusenabmessungen klar werden wollte und auch die Frage der Einwirkung des Seewassers auf Beton zu untersuchen war, wurde die Vornahme von Versuchen beschlossen und für diese das folgende Programm aufgestellt:

1. Erwägung über die Beibehaltung der vorgesehenen Abmessungen.
2. Erwägung über die Notwendigkeit von vier Torkammern.
3. Untersuchung über die Notwendigkeit von Vorkehrungen für die Trockenlegung der Schleusenhäupter.
4. Untersuchungen über die Möglichkeit einer Bauausführung im Trockenen.
5. Untersuchungen über die technische Ausführbarkeit einer Bauausführung im Nassen.
6. Untersuchung von Ersparnismöglichkeiten beim Bau der Schleusenkammermauern.
7. Studium der Frage des Zements im Seewasser.
8. Studium der Zulässigkeit einer Verwendung von Dünenand für Beton.

Zu sämtlichen acht Punkten liegen die Untersuchungsergebnisse nunmehr abgeschlossen vor:

1. Eine Verringerung der vorgesehenen Schleusenabmessungen empfiehlt sich nicht mit Rücksicht auf die zu erwartende Entwicklung in der Folgezeit.

2. Die Mehrausgaben von 1 bis 1½ Millionen für eine vierte Torkammer werden durch die Vorteile einer solchen Einrichtung aufgewogen; die Torkammern werden mit Rücksicht auf spätere Torausbesserungen als Trockendocks eingerichtet.

3. Nach eingehendem Studium aller Möglichkeiten einer Trockenlegung durch Schiebetore, wie sie z. B. bei den Schleusen von Holtenu und Brunsbüttelkoog, Wilhelmshaven und Emden sowie den demnächst vollendeten Schleusen in Geestemünde und der Kruisschans-Schleuse in Antwerpen im Gebrauch sind, entschloß man sich nach dem Vorschlage des Ingenieurs J. Jitta zur Wahl von Schwimmotoren in Gestalt eines Eisenbeton-Schwimmkörpers der in die Torkammern eingefahren wird (Abb. 3). Er ruht mit zwei Anschlägen auf dem Schleusenboden, seine Länge in der 50 m weiten Schleusenöffnung beträgt 45 m, in den Stirn- und Schleusenmauern werden gegenüberliegende Nuten vorgesehen und durch in

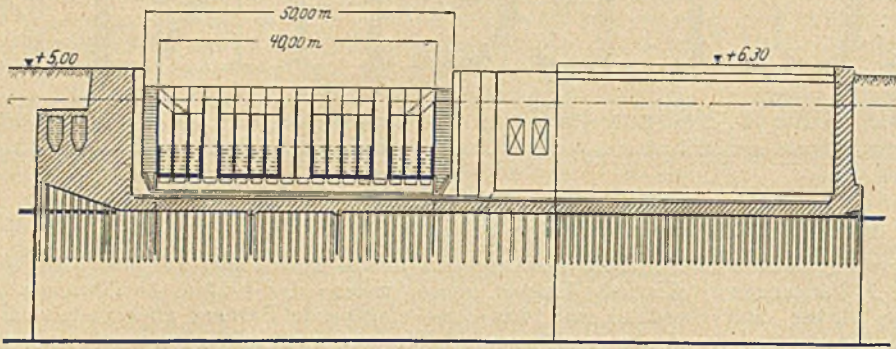


Abb. 3a.

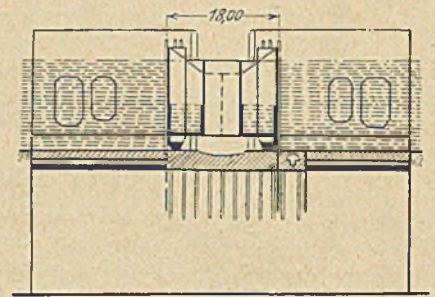


Abb. 3b.

Abschluß der Schleusenammer durch einen Eisenbetonschwimmkörper.

diese eingelassene Schotten die Lücke zwischen Schwimmkästen und Schleusenwand abgeschlossen. Der Raum zwischen den einzelnen Schotten wird durch Klei u. dergl. gedichtet; senkrecht ausgesparte Schächte dienen der Zufuhr von Material, Licht und Luft. Dank dieser auch bei so großen Abmessungen im Betriebe bequemen Ausführung lassen sich die Größenverhältnisse des Schleusenmauerwerks, das nun nicht mehr die großen Reaktionen der schweren Tore aufzunehmen hat, erheblich vermindern und dadurch wesentliche Ersparnisse erzielen.

4. Die Bedenken gegen eine Bauausführung im Trockenem waren einmal Schädigung der benachbarten Anbauflächen, die Veränderung des Grundwasserspiegels und die dadurch bedingte Beeinträchtigung der umliegenden Wasserversorgung, insbesondere auch die Verminderung der in den Dünen aufgespeicherten Süßwassermengen, die nur langsam durch atmosphärische Niederschläge wieder zu ergänzen sind.

Wegen der großen dabei in Frage kommenden Werte erforderten diese Punkte eine besonders sorgfältige und eingehende Prüfung. Umfassende Bodenuntersuchungen und Pumpversuche sowie das Rammen einer 26 bis 28 m tiefen Spundwand ergaben jedoch die Möglichkeit, erhebliche Nachteile in dieser Richtung auszuschließen: Für diese in so bemerkenswerter Tiefe ausgeführten — eisernen — Spundwände wurde die bekannte Bauweise Larssen der Dortmunder Union und 28 m lange Eisen des englischen Universal-Joist-Systems verwendet (Abb. 4); die letzteren mußten im Gegensatz zu den Larssen-Wänden gelascht werden, da sie in der erforderlichen Höhe nicht beschaffbar waren. Der Zeitverlust dabei wurde jedoch durch ihre bessere Rammfähigkeit ausgeglichen.



Abb. 4. Eisenspundwand nach Universal-Joist-System.

5. Auf Grund gleichartiger Anlagen in Rotterdam und Toulon wurde beschlossen, die Bauausführung im Nassen mit einer Druckluftgründung zu verbinden, und zwar kam — wie bei dem letzteren Beispiel — auch hier zunächst die Ausführung der Druckluftgründung nur unter den Mauern in Frage.

Aus konstruktiven Gründen und wegen des geringeren Risikos entschied man sich jedoch zugunsten einer durchgehenden pneumatischen Gründung, da bei einer Auflösung der Konstruktion in einzelne Balken diese naturgemäß viel schwerer bewehrt werden müßten als eine durchgehende Platte und man unbedingt vermeiden wollte, zu sehr von der Wechselwirkung von Beton und Eisen abhängig zu werden.

6. Ersparnisse beim Bau der Schleusenammermauern bot in erster Linie eine Gründung auf Pfählen, die erstens umfangreiche Bagger- und Hinterfüllungsarbeiten überflüssig macht und zweitens auch an sich billiger ist. Besonders wichtig war die Anlage der Wasserzuführungskanäle, bei der unter Umständen erhebliche Ersparnisse möglich waren; die unvollständige Kenntnis der bei Schleusenfüllungen auftretenden Erscheinungen ließ es dazu wünschenswert erscheinen, sich in Ermangelung eigener Anstalten mit der

Preußischen Versuchsanstalt für Wasser und Schiffbau in Berlin-Charlottenburg in Verbindung zu setzen. Auf Grund des von dieser nach ihren Erfahrungen bei den Schleusen in Brunsbüttelkoog u. a. sowie auf Grund umfangreicher Versuche erstatteten Gutachtens werden

- die Kanäle, die einen Querschnitt von 26 m² erhalten und aus konstruktiven Gründen als Doppelkanäle auszuführen sind, an der Mündung trichterförmig auf das 2 $\frac{1}{2}$ -fache des an den Schiebern vorhandenen Profils erweitert.
- Die Auslaufmündung ist nach den Schleusentoren zu gerichtet; das ausströmende Wasser kommt als Sekundärwelle und über eine große Oberfläche verteilt in die Kammer.
- Die Durchflußöffnung erhält an den Schiebern eine Verengung an der Unterseite.

Unter solchen Voraussetzungen war es möglich, die beiderseitigen Schleusenmauern auf eine Länge von 650 m ähnlich wie eine gewöhnliche Kaimauer auf Pfählen auszuführen und damit rd. 1 Mill. Gulden zu sparen. Eine weitere Ersparnis von rd. 250 000 Gulden wurde, ebenfalls erst nach entsprechenden Versuchen, durch Beschränkung der Abmessungen des einem geringeren Wasserdruck ausgesetzten Binnenhauptes erzielt; die durch die Wahl des Torverschlusses gemachten Ersparnisse sind bereits unter 3. erwähnt worden.

Die Frage, ob die Anlage von Füllungskanälen mit Seitenausläufen auf die ganze Schleusenlänge überflüssig ist, wird man im allgemeinen bejahen dürfen; mitunter kann die Ausführung eines Schleusenhauptes mit Trompetenausläufen aber auch so kostspielig werden, daß die Ersparnisse an den Schleusenammermauern das nicht aufwiegen. Wo sich die Tiefgründung einer Mauer nicht teuer stellt als eine Hochgründung, verringern sich die Anlagekosten für den Zuflußkanal erheblich, und in jedem Fall ist es ratsam, vorher Anzahl und Abmessungen der Seitenöffnungen durch Modellversuche genau zu ermitteln.

7. Die Proben für das Verhalten des Betons im Seewasser wurden, nachdem amerikanische Versuchsergebnisse sich mit eigenen Beobachtungen nicht hatten vereinigen lassen, in weitem Umfange und an einer großen Reihe verschiedener Portlandzemente sowie an einigen Hochofenzementen vorgenommen: Ein endgültiges Ergebnis liegt zurzeit noch nicht vor, im allgemeinen haben sich Zemente mit hohem Kieselgurgehalt sowie die Hochofenzemente besonders gut gehalten.

8. Ausführliche Proben mit der Verwendung von Dünsand für Beton haben bewiesen, daß ein Zusatz davon zum Flußsand bis zu $\frac{1}{3}$ der Festigkeit des Betons nicht schadet, dessen Dichtigkeit vielmehr befördert; wenigstens dann, wenn nicht gleichzeitig der Traßzusatz so groß ist, daß er den Gehalt an feinen Körnern bereits auf den zulässigen Höchstbetrag gebracht hat. Der Dünsand wurde daher, wenn auch vorläufig nur für die Schleusenmauern, zugelassen.

Wie bereits erwähnt, waren für die Wahl der Gründung der Schleusenammermauern auf Pfählen die großen Ersparnisse an Aushub- und Hinterfüllungsarbeiten bestimmend gewesen. Da das Auftreten des Bohrwurms in Ijmuiden Holzpfähle ausschloß, kamen nur Eisenbetonpfähle in Frage, die wegen ihrer größeren Tragfähigkeit auch kaum viel teurer wurden.

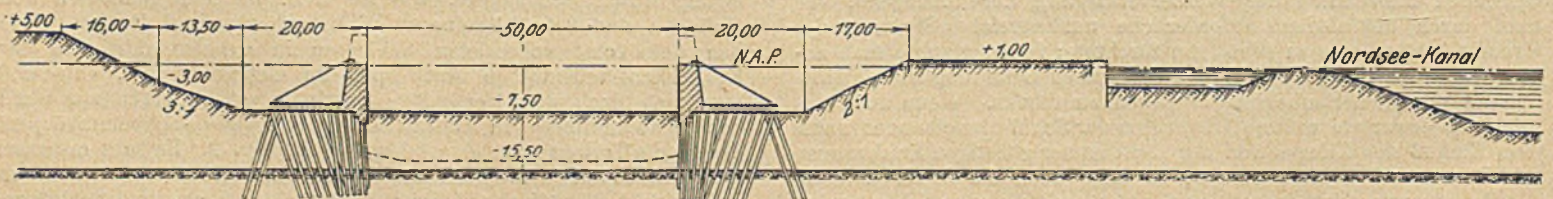


Abb. 5. Gesamtquerschnitt durch die Baugrube mit Schleusenammermauern.

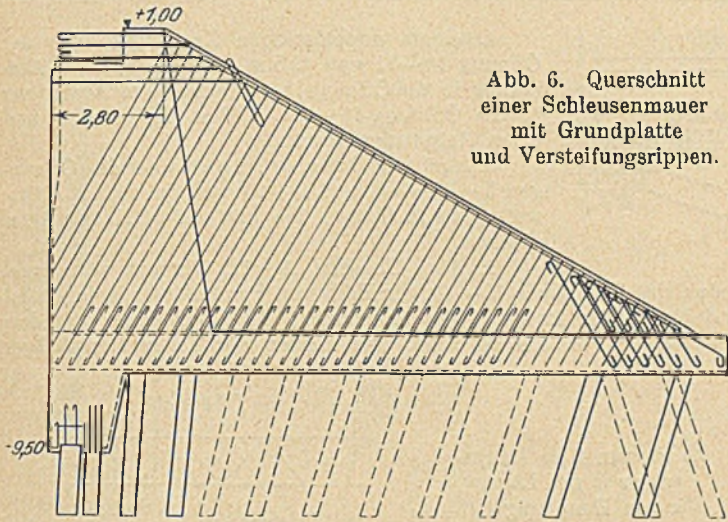


Abb. 6. Querschnitt einer Schleusenmauer mit Grundplatte und Versteifungsrippen.

Die Mauer stellt sich also als eine Betonmauer mit Grundplatte auf Eisenbetonpfahlgründung dar, die nach Abb. 5 u. 6 an der Vorderseite durch eine Eisenbetonspundwand abgeschlossen ist; diese Anordnung ermöglichte gleichzeitig die Verwendung als Sielschleuse für die Zuidersee-Werke und war außerdem nötig, um ein Unterspülen und Nachrutschen des Bodens zwischen den Pfählen zu verhindern. Da in dem schnell wechselnden Wasserstand ein sehr erheblicher Unterschied zwischen einer Schleusen- und einer Kai-mauer besteht, ist erstens der statischen Berechnung ein Wasserüberdruck von 2,50 m zugrunde gelegt, zweitens aber auf vollkommene Dichtigkeit der Spundwand Bedacht genommen. Denn das schnelle Fallen des Wassers in der Schleuse könnte bei nicht völlig dichter Abschlußwand eine saugende Wirkung auf den dahinterliegenden, mit Wasser gesättigten feinen Dünsand ausüben und Auskolkungen verursachen, was — wenn nicht gefährlich — jedenfalls in hohem Grade unerwünscht wäre.

Abb. 6 gibt den Mauerquerschnitt in größerem Maßstabe wieder; die eigentliche Schleusenmauer ist mit der Grundplatte durch Rippen verbunden, die in 5,6 m Abstand voneinander angeordnet sind und neben ihren sonstigen Eiseneinlagen auch an der Oberkante eine starke Zugbewehrung haben, die in Mauer und Grundplatte fest verankert ist. Alle 23,8 m sind Dehnungsfugen so vorgesehen, daß jeder Mauerabschnitt von Rippen begrenzt ist, zwischen denen die verzahnt angeordneten und mit einer 1,5 cm starken elastischen Zwischenlage gedichteten Fugen auf die ganze Höhe durchlaufen.

Die Ausführung der Pfahlgründung und die Ausbildung der Eisenbetonpfähle bieten nichts Besonderes; die Pfähle sind 14 bis 16,35 m lang, haben rechteckigen Querschnitt von 30·38 cm und sind für eine Betondruckspannung von 26 kg/cm² und eine Eisenbeanspruchung von 340 kg/cm² für Druck, von 840 kg/cm² für Zug berechnet.

Die Spundwand besteht aus fast quadratischen Pfählen mit Nut und Feder, deren Bewehrung aus Abb. 7 ersichtlich ist. Die Beton-

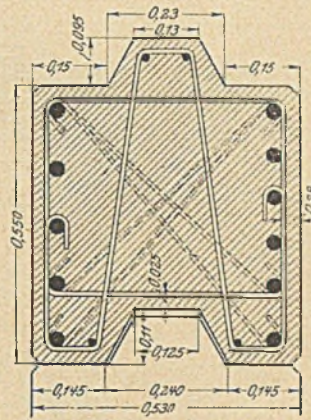


Abb. 7. Querschnitt eines Spundpfahles.

deckung betrug 2,6 cm für die Bügel, 3,4 cm für die Längseisen. Die für Gründung und Spundpfähle gewählte Betonzusammensetzung war 1,25 kg Zement, 1/4 hl Traß, 1 3/4 hl Flußsand und 2 hl Kies, was etwa 375 kg Zement auf 1 m³ fertigen Beton — im Bauwerk ohne Eiseneinlagen gemessen — entspricht. Die Erhärtungsdauer betrug zwei Monate, das Einbringen geschah für die Gründungspfähle in den Sandschichten im Spülverfahren, in der 0,40 bis 0,80 cm starken Kleilage durch Rammen mit 4000 kg Bärge- wicht und in kleinen Schlägen bei 60 bis 70 cm Fallhöhe.

Die Spundpfähle wurden zwischen schweren Differdinger Trägern Nr. 45 gerammt und, da sie Neigung zeigten, nach vorn überzukippen, in der Richtung gehalten durch Führungsbügel, die an den bereits eingerammten Nachbarpfählen befestigt waren. Trotz des großen Gewichtes der einzelnen Spundpfähle, von dem man sich ein leichtes Einbringen versprochen hatte, mußte auch hier die Rammung kräftig durch Spülen unterstützt werden. Die erzielte Dichtigkeit der Wand war im allgemeinen befriedigend; um auf alle Fälle sicher zu gehen, wurde die nach Abb. 7 verbleibende etwa 1,5 cm starke Fuge zwischen Nut und Feder mit Beton vergossen.

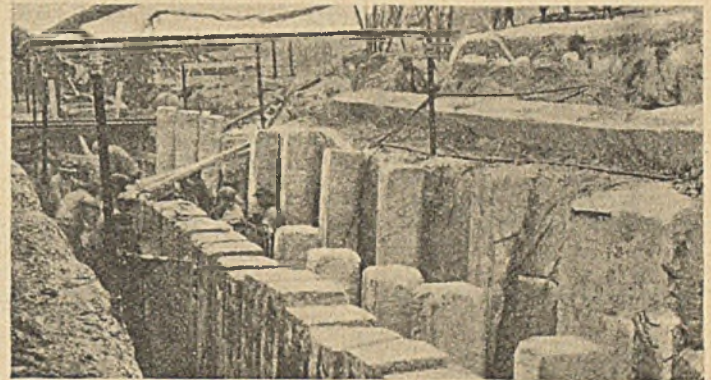


Abb. 8. Baugrube an der Vorderseite der Schleusenmauer mit Spundwand, Gründungspfählen und Wasserhaltungsanlage.

Abb. 8 stellt eine Aufnahme der gerammten Spundwand und der dahinterliegenden ersten zwei Pfahlreihen dar und zeigt ferner die Anlage zur Grundwasserhaltung, dank der die notwendigen Arbeiten an den Pfahlköpfen für das Binbinden in die Grundplatte im Trockenen vorgenommen werden konnten. Kittel.

Alle Rechte vorbehalten.

Bau der Lidingöbrücke bei Stockholm.¹⁾

Von Dr.-Ing. ehr. Schaper.

(Fortsetzung aus Heft 55, Jahrgang 1924.)

Die kleinen festen Überbauten sind zum Teil einfache Balken-träger, zum größten Teil aber Gerberträger. Die Überbauten über den Öffnungen 0—1 und 4—5—6—7—8—9—10 (Abb. 28 auf S. 661 d. Jg. 1924) einschließlich des sich anschließenden Kragteiles sind von der Landskrona Nya Mekaniska Verkstads A. B. und die Überbauten von diesem Kragteil an bis zu den Widerlagern OS und ON von der Gutehoffnungshütte geliefert worden. Die zuerst genannte Eisenbauanstalt hat alle diese Überbauten aufgestellt.²⁾

Die genannte Lieferung bestand aus:

1. einem Parallelträger über Öffnung 0—1 von 27 m Stützweite, 3,8 m Trägerhöhe und einer trapezförmigen Grundrißgestaltung mit 6,2 und 8,3 m Hauptträgerabstand,
2. einem einseitigen Kragträger über Öffnung 4—5 von 49,5 m Stützweite, 9,9 m Ausladung in die Öffnung 5—6, 5,5 m Trägerhöhe und 6,2 m Hauptträgerabstand,

¹⁾ Die Aufsätze des Verfassers in der „Bautechnik“ über Bau der Lidingöbrücke bei Stockholm werden demnächst zusammengefaßt als Sonderdruck im Verlage von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, erscheinen.

²⁾ Es sei hier zur Berichtigung der Angabe auf S. 660 d. Jg. 1924 darauf hingewiesen, daß auch die Eisenkonstruktion der Klappbrücke von der Landskrona Nya Mekaniska aufgestellt worden ist.

3. zwei gleichen doppelseitigen Kragträgern über den Öffnungen 6—7 und 8—9 von je 49,5 m Stützweite, je 9,9 m Ausladung auf beiden Seiten in die benachbarten Öffnungen, 5,5 m Trägerhöhe und 6,2 m Hauptträgerabstand,

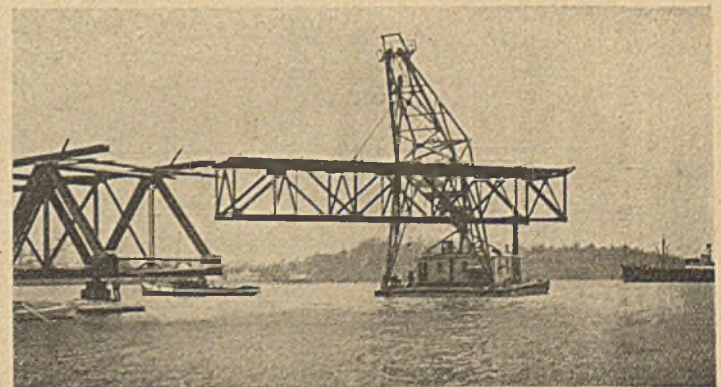


Abb. 55. Einbau eines eingehängten Trägers mit dem Schwimmkran.

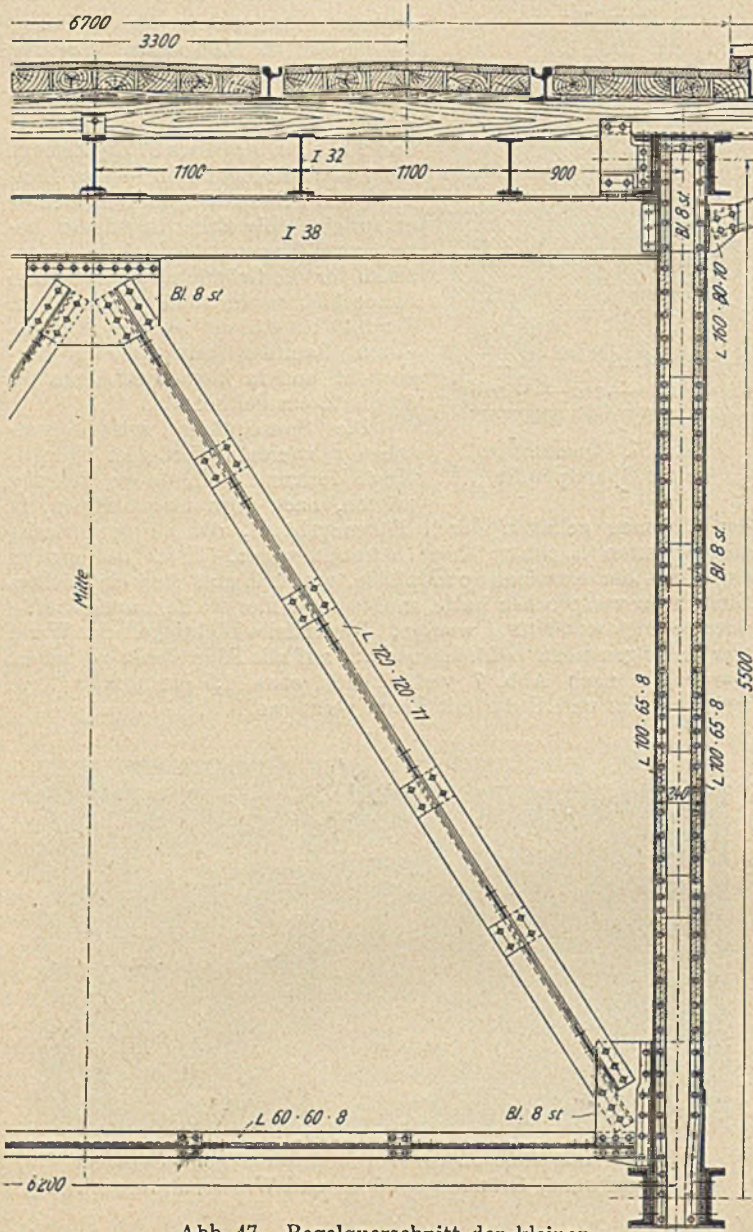


Abb. 47. Regelquerschnitt der kleinen Überbauten.

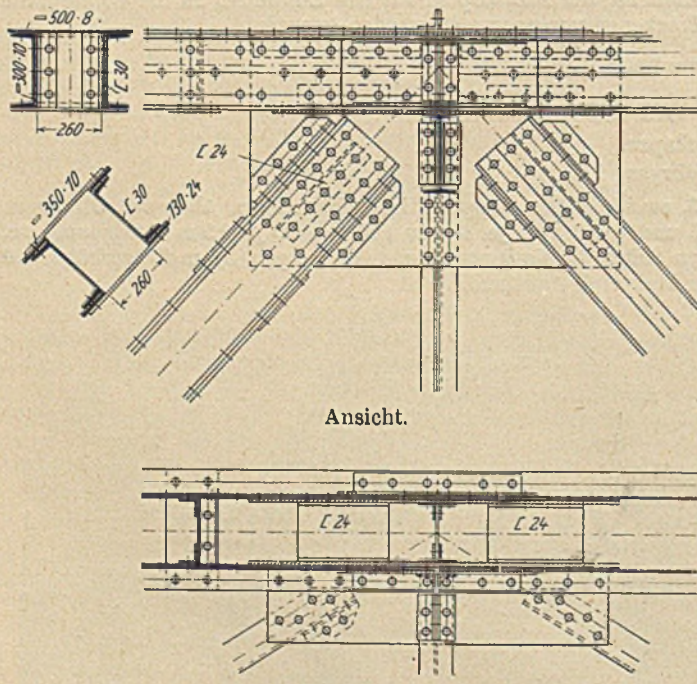


Abb. 48. Knotenpunkt eines Hauptträgers.

4. einem doppelseitigen Kragträger über der Öffnung 10—11 von 49,5 m Stützweite, 9,9 m Ausladung in die Öffnung 9—10 und 10 m Ausladung in die Öffnung 11—12, 5,49 m Trägerhöhe und 6,2 m Hauptträgerabstand,
5. drei eingehängten Trägern über den Öffnungen 5—6, 7—8 und 9—10 von je 29,7 m Stützweite, 4,4 m Trägerhöhe und 6,2 m Hauptträgerabstand,
6. dem Überbau 11—12, der auf den Kragenden des Überbaues 10—11 mit Hilfe von Pendelsäulen gelagert ist und den Pfeiler 12 um 10 m überkragt. Dieser Überbau hat drei Hauptträger von 5,46 m Höhe. Die beiden nördlichen Hauptträger

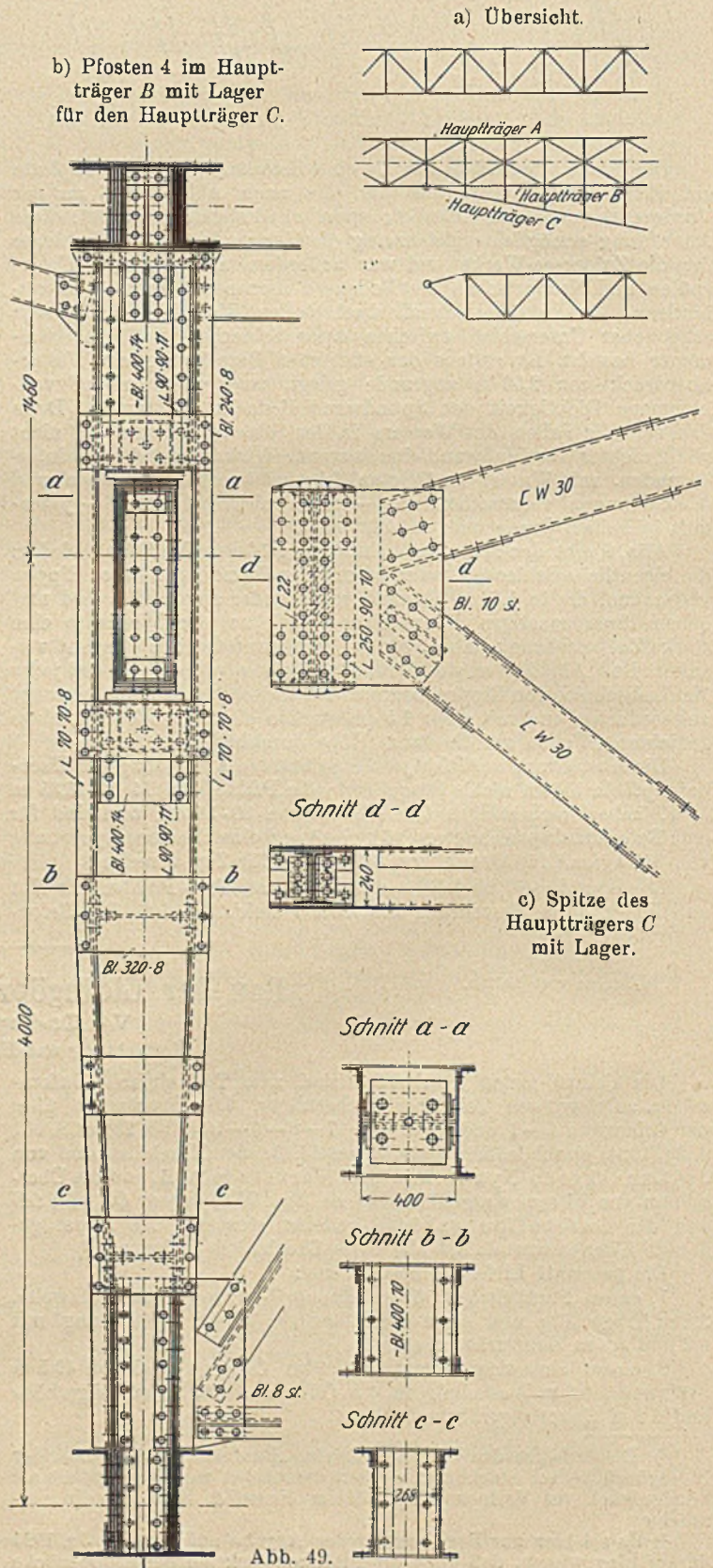


Abb. 49.

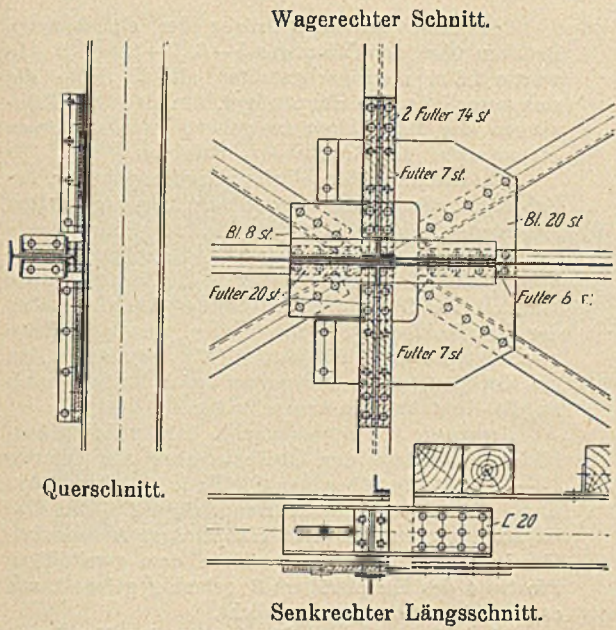


Abb. 51. Fahrbahnunterbrechung und Lagerung des Windverbandes an einer Gelenkstelle.

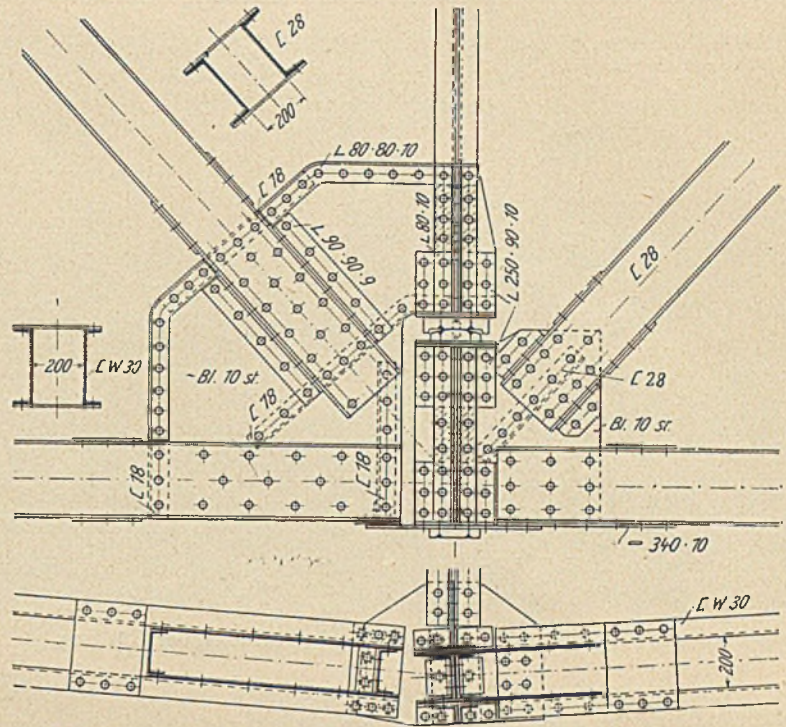


Abb. 50a. Ansicht und Grundriß des Lagers auf Pfeiler 52,0 N.

verlaufen vom Gelenk bis zum Pfeiler 12 in der Flucht der Hauptträger der benachbarten Öffnung 10-11, also parallel nebeneinander im Abstände von 6,2 m. Der südliche Hauptträger ist im Knotenpunkt 4 des mittleren Hauptträgers gelenkig gelagert und hat über dem Pfeiler 12 von dem mittleren Hauptträger einen Abstand von 7,8 m. Über dem Pfeiler 12 sind die beiden nördlichen Hauptträger nach Norden und der südliche Hauptträger nach Süden abgelenkt, so daß die Kragenden der beiden nördlichen Hauptträger mit den westlichen Enden der beiden Hauptträger der nördlichen eingehängten Kurvenbrücke und das Kragende des südlichen Hauptträgers mit dem westlichen Ende des südlichen Hauptträgers der südlichen eingehängten Brücke zusammenfallen.

7. dem eingehängten Träger der Öffnung 12-ON 49 von im Mittel 35 m Stützweite, 4,2 m Trägerhöhe und 6,2 m Hauptträgerabstand,

8. den beiden letzten Überbauten der Nordkurve zwischen Pfeiler ON 49 und dem Widerlager ON von je 22 m Stützweite, 4,2 m Trägerhöhe und 4,6 m Hauptträgerabstand,

9. dem eingehängten Träger der Südkurve zwischen Pfeiler 12 und OS 49 von 40,498 m mittlerer Stützweite, 4,2 m Trägerhöhe und 7,1 m Hauptträgerabstand,

10. den drei anschließenden Blechträgern der Südkurve zwischen Pfeiler OS 49 und dem Widerlager OS von 14,3 m, 14,4 m und 14,5 m Stützweite.

Die Fahrbahnausbildung dieser Überbauten ist grundsätzlich dieselbe wie bei dem großen Überbau von 140 m Stützweite. Die Fahrbahndecke wird auch

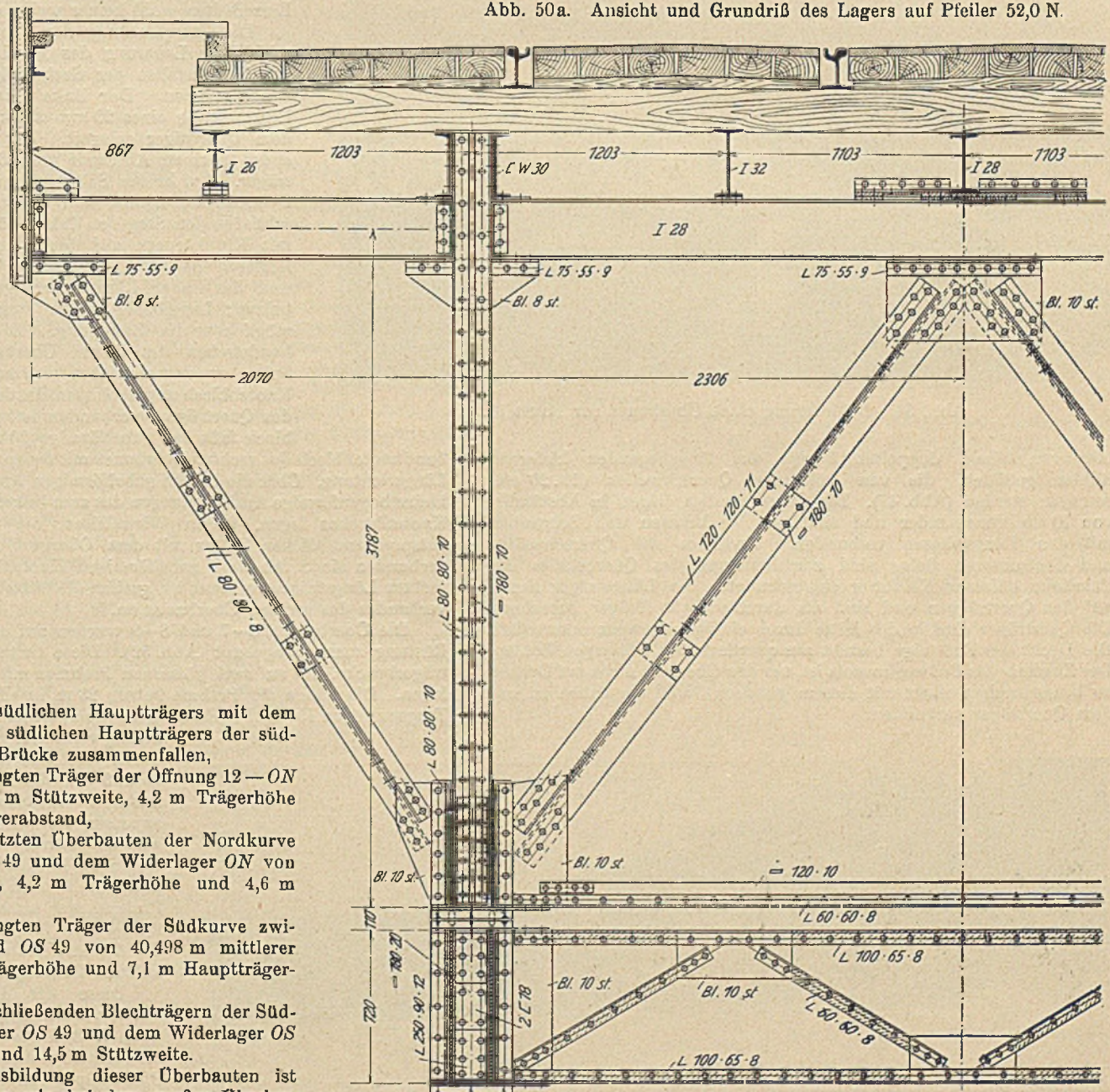


Abb. 50b. Querschnitt mit Lager auf Pfeiler 52,0 N.

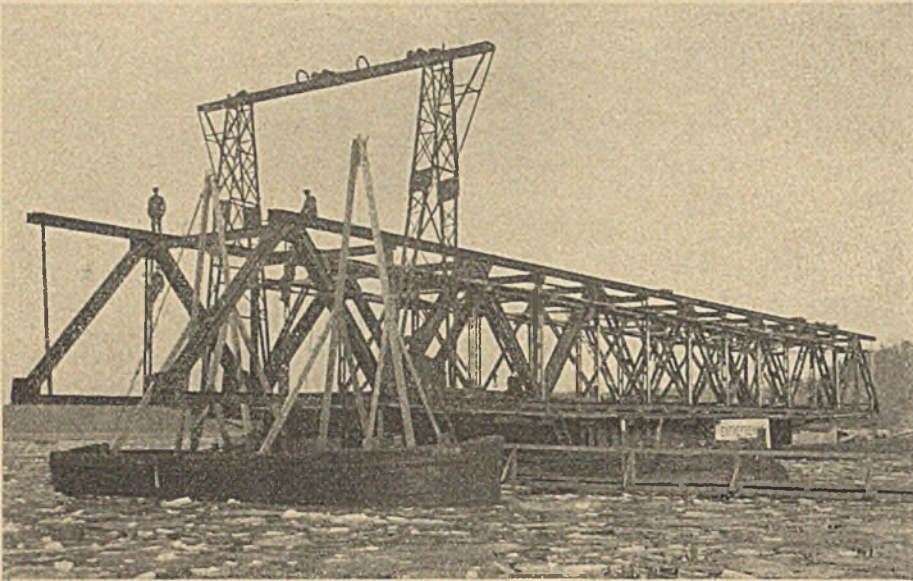


Abb. 52. Zusammenbau auf schwimmender Rüstung.

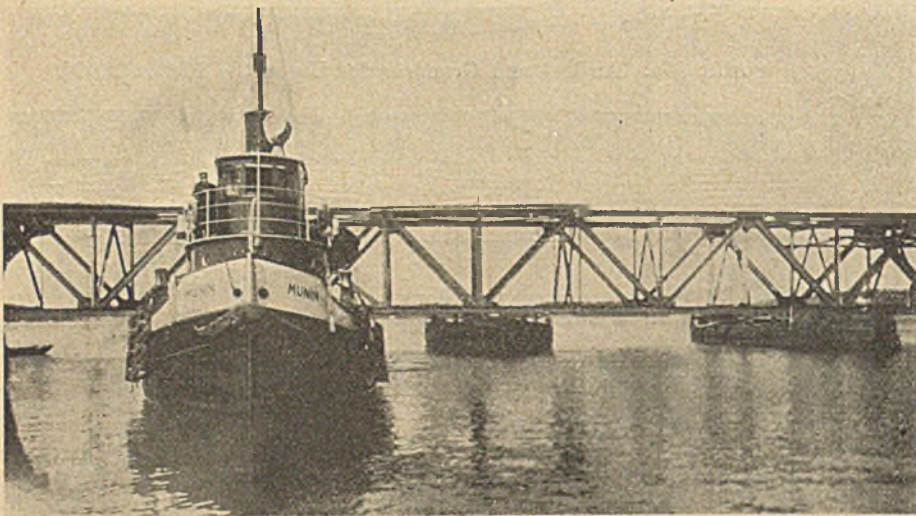


Abb. 54. Beförderung eines Überbaues zur Baustelle.

hier von einem doppelten Belage aus längsliegenden kiefernen Bohlen gebildet, die von hölzernen Querschwellen (20.20 cm) getragen werden (Abb. 47). Die Querschwellen liegen in Abständen von 70 cm voneinander und sind mit Winkeleisen und Schrauben mit den Längsträgern verbunden. Zwischen die Querschwellen und den unteren Belag sind zur Erzielung des Quergefalles der Fahrbahn hölzerne Keilfutter eingeschaltet. Die Längsträger liegen auf den Querträgern und sind als durchlaufende Träger berechnet. Die Querträger sind in der Mitte durch ein Sprengwerk unterstützt. Die Decke der Fußsteige besteht aus querliegenden hölzernen Bohlen. Der Zugstab des Fußwegkonsols ist, um den Obergurt nicht auf Drehen zu beanspruchen, nicht mit diesem, sondern durch ein Hilfsglied mit dem Querträger verbunden.

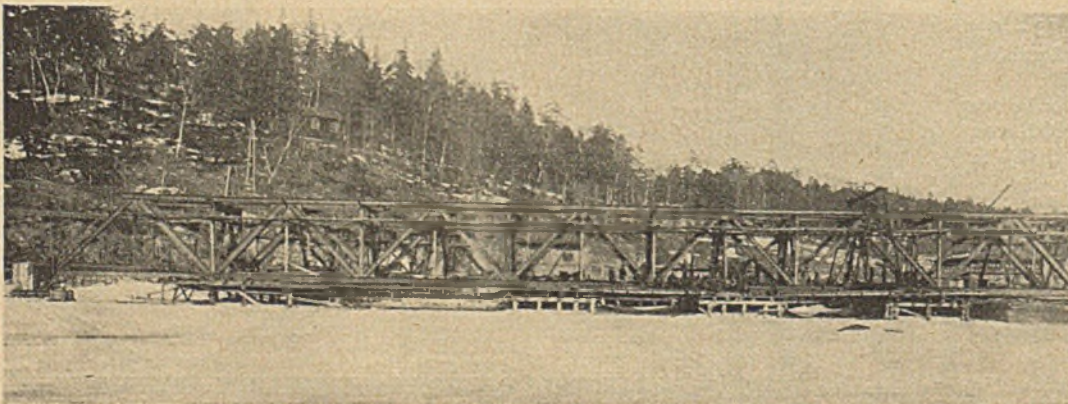


Abb. 53. Fertig aufgestellter Überbau auf der Bühne.

Die Höhe der Hauptträger der eingehängten Brücken über den Öffnungen 5—6, 7—8 und 9—10 wurde 1,6 m niedriger gehalten als die Höhe der sich anschließenden Hauptträger, um niedrigen Fahrzeugen die Möglichkeit zu geben, auch an diesen Stellen unter der Brücke durchzufahren.

Die baulichen Einzelheiten der Hauptträger, der Fahrbahn, der Verbände und der Lagerungen sind außerordentlich zweckmäßig und sorgfältig durchgebildet und entsprechen dem neuesten Stande der Versuchsforschung. So sind z. B. die Knotenpunkte innerhalb des Obergurtes und an den Anschlußstellen der zweiteiligen Füllungsglieder durch C-Eisen zweckentsprechend ausgesteift (Abb. 48); auch sind die Kopfplatten des Obergurtes durch innere Winkel an die Knotenbleche angeschlossen.

Besondere Schwierigkeiten in der baulichen Ausbildung bereitete der Überbau über der Öffnung 11—12 mit dem über den Pfeiler 12 überkragenden Arm. Der dritte südliche Hauptträger C (Abb. 49a) ist am Anschluß an dem Hauptträger B schnabelförmig zusammengeführt und in dem zweiteiligen Pfosten 4 des Hauptträgers B gelenkig gelagert, wie es die Abb. 49b veranschaulicht.

Die beiden letzten Überbauten der Nordkurve besitzen auf dem Pfeiler 52 ON ein gemeinschaftliches Lager, das in den Abb. 50a und b dargestellt ist. Es bedarf bei der deutlichen Wiedergabe der Einzelheiten wohl keiner weiteren Erklärung.

Die Unterbrechung der Fahrbahn und die verschiebliche Lagerung des Windverbandes an einer der Gelenkstellen der Gerberträger ist in Abb. 51 wiedergegeben. Der linke Längsträger ist unter Einschaltung eines 20 mm starken Futter fest auf dem Querträger gelagert. Der rechte Längsträger endet in einem Abstände von 10 cm von dem Querträger. Auf beiden Seiten seines Steges angenietete C-Eisen fassen über den Querträger hinüber, umschließen den Steg des linken Längsträgers und sind mit Kippkörpern auf den unteren Flanschen des letzteren gelagert. Durch die Stege der E-Eisen und des linken Längsträgers greift ein Schraubenbolzen; Langlöcher in den Stegen der C-Eisen ermöglichen die Bewegung. Die letzten Windverbandstreben des linken Überbaues sind zu einer Spitze zusammengeführt und an ein 8 mm dickes Knotenblech angeschlossen, das fest mit dem Obergurt des Querträgers verbunden ist. Um dieses Knotenblech faßt das gabelförmige 20 mm dicke Windverbandknotenblech des rechten Überbaues mit freier Beweglichkeit in der Längsrichtung. Über die beiden gabelförmigen Ansätze, die sich gegen kleine bogenförmige Ausbauchungen des zum linken Überbau gehörigen Knotenbleches legen, fassen Winkeleisen, die unter Einschaltung entsprechend dicker Futter mit dem Obergurt des Querträgers fest verbunden sind. An dem gabelförmigen Knotenblech, das mit dem rechten Längsträger vernietet ist, greifen die letzten Streben des Windverbandes des rechten Überbaues an.

Die Überbauten 6—7 und 8—9 wurden auf einer schwimmenden Rüstung zusammengebaut (Abb. 52). Diese bestand aus einer Blechträgerbrücke, die auf zwei hölzernen Prahmen mit 28 m Mittenabstand lagen. Die Länge der Prahme betrug 23 m, ihre Breite 6,5 m und ihr Tragvermögen 150 t. Die Rüstung wurde zwischen den Brückenpfeilern kräftig verankert und mit den Pfeilern durch drehbare Klappen verbunden, so daß sich die Prahme der Belastung und dem Wasserstande ohne Zwängung anpassen konnten. Die Überbauten wurden durch einen auf Schienen laufenden Bockkran zusammengebaut (Abb. 52). Auf einem der beiden Prahme war außerdem ein elektrisch betriebener 3-t-Drehkran aufgestellt, der die Bauteile aus einem Bauprahm auf den Rüstungsboden hob.

Diese Art des Zusammenbaues wurde verlassen, als die von der Firma Grün & Bilfinger errichteten Bühnen für die Herstellung der Mäntel der Pfeilerköpfe („Die Bautechnik“ 1924, S. 408) frei wurden. Diese Bühnen eigneten sich auch vortrefflich für den



Abb. 56. Die fertige neue Brücke, davor die alte Floßbrücke.

Zusammenbau der eisernen Überbauten und wurden für diesen Zweck von der Landskrona Nya Mekaniska Verkstads A. B. übernommen. Für den Zusammenbau der größeren Überbauten mußte noch eine weitere Pfahljochreihe hinzugefügt werden. Unter den zusammengebauten Überbau wurden zwischen den Pfahljochen Prahme gefahren, die durch Abgabe von Wasserballast den Überbau von der Bühne abhoben. Schleppdampfer schleppten dann den Überbau zur Brücke. Abb. 53 zeigt einen zusammengebauten Überbau auf der Bühne und Abb. 54 die Beförderung zur Brückenbaustelle.

Im Winter mußten zur Beförderung der Überbauten von der Bühne zur Baustelle jedesmal in der Eisdecke des Värtan Fahrinnen gebrochen werden.

Der dritte Träger C des Überbaues der Öffnung 11-12 wurde besonders zusammengebaut und durch einen Schwimmkran eingesetzt. Auch einige der Kurvenüberbauten, der Überbau der Öffnung 0-1, die Klappbrücke und die eingehängten Träger in den Öffnungen 5-6, 7-8 und 9-10 wurden mit dem Schwimmkran eingebaut (Abb. 55).

Die Abb. 56 zeigt die fertige neue Brücke, davor die alte Floßbrücke. (Schluß folgt.)

Berechnung von Bogen- und Rahmentragwerken über gleiche Öffnungen mit Hilfe eines statisch unbestimmten Hauptsystems.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. H. Böhnig, Braunschweig.

Um zu erkennen, wie einfach sich die Berechnung von Bogen- und Rahmentragwerken über gleichweite Öffnungen mit Hilfe eines statisch unbestimmten Hauptsystems gestaltet, sollen im folgenden die Gleichungen der Einflußlinien für einige höher statisch unbestimmte Tragwerke abgeleitet werden. Wie die folgenden Untersuchungen zeigen werden, ist es zweckmäßig, als statisch unbestimmte Größen die Auflagerdrücke in die Rechnung einzuführen. Sind die Gleichungen der Einflußlinien für die Auflagerdrücke bekannt, so lassen sich die Gleichungen der Einflußlinien für die übrigen statischen Größen (Momente, Querkräfte) schnell ermitteln.

Die senkrechten Auflagerdrücke infolge eines „Zustandes -1“ sollen durchlaufend von links nach rechts mit $X_1, X_2, X_3 \dots$, die wagerechten Auflagerdrücke mit $Y_1, Y_2, Y_3 \dots$ und die Einspannmomente am Auflager mit $Z_1, Z_2, Z_3 \dots$ bezeichnet werden. Die senkrechten Auflagerdrücke infolge der Last $L=1t$ sollen durchlaufend von links nach rechts mit $A^I, B^I, C^I, D^I \dots$, die wagerechten Auflagerdrücke mit $H_a^I, H_b^I, H_c^I, H_d^I \dots$ und die Einspannmomente am Auflager mit $M_a^I, M_b^I, M_c^I, M_d^I \dots$ bezeichnet werden, falls die Last $L=1t$ sich über der Öffnung I befindet. Befindet sich die Last $L=1t$ über der 2., 3., 4. ... Öffnung, so wird dieses durch die Zeiger II, III, IV ... zum Ausdruck gebracht.

Die statische Unbestimmtheit eines Systems wird durch die Zeiger 0, 1, 2, 3 ... gekennzeichnet. Diese Zeiger werden oben rechts neben die zuvor erklärte Bezeichnungweise gesetzt.

I. Bogentragwerke.

1. Rechnet man mit gleichbleibendem Trägheitsmoment und mit dem Element dx statt des Bogenelements ds , so lauten bekanntlich die Gleichungen der Einflußlinien für die Auflagerdrücke des beiderseits gelenkig aufgelagerten parabelförmigen Zweigelenkbogens $y = \frac{4f}{l^2} (l-x)^2$ (Abb. 1), bei der zulässigen Vernachlässigung der Normal- und Querkräfte:

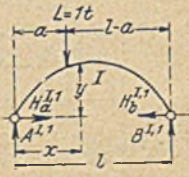


Abb. 1.

$$(1a) \quad H_a^{I,1} = -H_b^{I,1} = \frac{5a^4 - 10a^2l + 5al^3}{8fl^3} \quad 1)$$

1) Vergl. R. Kirchhoff, Die Statik der Bauwerke, II. Bd., S. 277. Berlin 1922. Wilhelm Ernst & Sohn.

$$(1b) \quad A^{I,1} = \frac{l-a}{l}; \quad B^{I,1} = \frac{a}{l}.$$

2. Berechnung des dreifach statisch unbestimmten Bogentragwerks der Abb. 2 mit den gleichweiten Öffnungen I und II.

Statisch unbestimmtes Hauptsystem ist der Zweigelenkbogen unter 1. Die dort gemachten Einschränkungen sollen weiter Gültigkeit behalten.

Um $C^{I,3}$ und $H_c^{I,3}$ zu berechnen, müssen wir zunächst die Auflagerdrücke infolge der Zustände $X_3^I = -1$ (Abb. 3) und $Y_3^I = -1$ (Abb. 5) ermitteln.



Abb. 2.

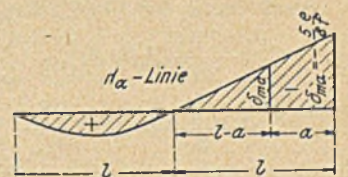


Abb. 4.

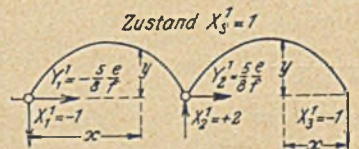


Abb. 3.

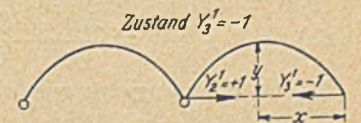


Abb. 5.

Den Zustand $X_3^I = -1$ erhalten wir aus den Gleichungen unter 1., indem wir diese nach a differenzieren und $a=l$ setzen. Aus den so erhaltenen Tangentenwerten finden wir die Ordinaten der Einflußlinien für den rechten Kragarm des Zweigelenkbogens und somit auch die Auflagerdrücke infolge $X_3^I = -1$, z. B. (Abb. 4)

$$\left[\frac{dH_a^{I,1}}{da} \right]_{a=l} = -\frac{5}{8f} = \text{tg } \alpha$$

$$\text{tg } \alpha = -\frac{5}{8f} = \frac{\delta_{ma}}{l-a};$$

$$[\delta_{ma}]_{a=0} = Y_1^I = -\frac{5l}{8f}.$$

Den Zustand $Y_2^0 = -1$ erhalten wir aus den Zuständen $Y_2^0 = -1$ (Abb. 6) und $Y_3^0 = -1$ (Abb. 7), und zwar wird, falls die Momente durch einen ihrer Ursache entsprechenden Zeiger bezeichnet werden:

$$Y_2^1 = \frac{\int_0^l dx M_{Y_2^0} M_{Y_3^0}}{\int_0^l dx M_{Y_2^0} M_{Y_2^0}} = \frac{\int_0^l dx y^2}{\int_0^l dx y^2} = 1.$$

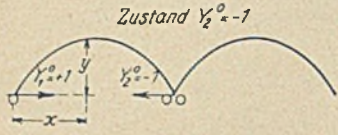


Abb. 6.

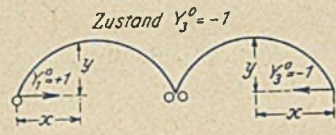


Abb. 7.

Die übrigen Auflagerdrücke Y_1^1, X_1^1, X_2^1 werden nach dem Superpositionsgesetz zu Null.

Die Auflösung der beiden Elastizitätsgleichungen

$$C^{1,3} \int dx M_{X_3^0} M_{X_1^1} + H_c^{1,3} \int dx M_{X_3^0} M_{Y_1^1} = \int dx M_0^1 M_{X_1^1}$$

$$C^{1,3} \int dx M_{X_3^0} M_{Y_1^1} + H_c^{1,3} \int dx M_{Y_3^0} M_{Y_1^1} = \int dx M_0^1 M_{Y_1^1}$$

gestaltet sich einfach.

a) Berechnung der Formänderungsintegrale.

Aus Abb. 3 u. 8 folgt:

$$\int dx M_{X_3^1} M_{X_3^0} = \int dx \left(\frac{5l}{8f} \cdot y - x \right) \cdot (-x + x^2) = \frac{11}{24} \cdot l^3.$$

Aus Abb. 5 u. 8 folgt:

$$\int dx M_{Y_3^1} M_{X_3^0} = \int dx x y = \frac{f l^2}{3}.$$

Aus Abb. 5 u. 7 folgt:

$$\int dx M_{Y_3^1} M_{Y_3^0} = \int dx y^2 = \frac{8}{15} \cdot f^2 l.$$

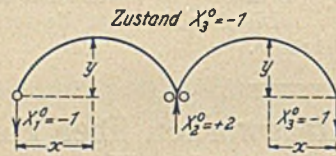


Abb. 8.

b) Berechnung der Belastungsintegrale.

Aus dem Zustande $X_3^1 = -1$ erhalten wir für Öffnung I nach dem Mohrschen Satz (s. ω -Werte von Müller-Breslau):

$$\int dx M_0^1 M_{X_3^1} = \delta_{m^c}^D + \delta_{m^c}^D = \frac{5(a^4 - 2a^3 l + a l^3) + 4l(a^3 - a l^2)}{24l} = \frac{5a^4 - 6a^3 l + a l^3}{24l}.$$

Aus dem Zustande $Y_3^1 = -1$ (Abb. 5) erkennen wir, daß das Belastungsintegral $\int dx M_0^1 M_{Y_3^1}$ Null wird.

Somit lauten die Elastizitätsgleichungen:

$$C^{1,3} \cdot \frac{11}{24} \cdot l^3 + H_c^{1,3} \cdot \frac{f l^2}{3} = \frac{5a^4 - 6a^3 l + a l^3}{24l}$$

$$C^{1,3} \cdot \frac{f l^2}{3} + H_c^{1,3} \cdot \frac{8}{15} \cdot f^2 l = 0$$

$$(2a) \quad H_c^{1,3} = \frac{-25a^4 + 30a^3 l - 5a l^3}{48 l^3 f}$$

$$(2b) \quad C^{1,3} = \frac{5a^4 - 6a^3 l + a l^3}{6 l^4}$$

Da das Bogentragwerk symmetrisch ist, so wird:

$$H_c^{1,3} = -H_a^{11,3} \quad C^{1,3} = A^{11,3} \text{ usw.}$$

Nach dem Superpositionsgesetz werden nunmehr die übrigen Auflagerdrücke gefunden. Es wird:

$$(2c) \quad B^{1,3} = B^{11,3} = B^{1,1} - 2C^{1,3} = \frac{a}{l} \cdot \frac{2(5a^4 - 6a^3 l + a l^3)}{6 l^4} = \frac{-10a^4 + 12a^3 l + 4a l^3}{6 l^4}$$

$$(2d) \quad A^{1,3} = C^{11,3} = \frac{5a^4 - 6a^3 l - 5a l^3 + 6 l^4}{6 l^4}$$

$$(2e) \quad H_b^{1,3} = -H_b^{11,3} = \frac{-30a^4 + 60a^3 l - 30a l^3}{48 l^3 f}$$

$$(2f) \quad H_a^{1,3} = -H_c^{11,3} = \frac{55a^4 - 90a^3 l + 35a l^3}{48 l^3 f}$$

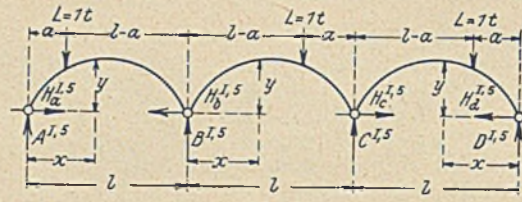


Abb. 9.

Zustand $X_4^0 = -1$

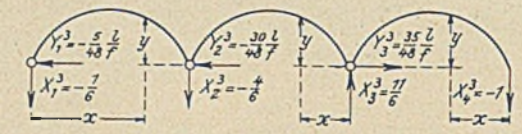


Abb. 10.

Zustand $X_4^0 = -1$

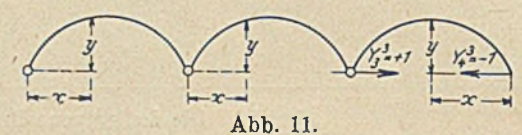


Abb. 11.

stünden werden ähnlich wie unter 2. durchgeführt.

Die beiden Elastizitätsgleichungen zur Bestimmung von $D^{1,5}$ und $H_d^{1,5}$ lauten somit:

$$D^{1,5} \cdot \frac{65}{48 \cdot 3} \cdot l^3 + H_d^{1,5} \cdot \frac{f l^2}{3} = \frac{5a^4 - 6a^3 l + a l^3}{48 \cdot 3 l}$$

$$D^{1,5} \cdot \frac{f l^2}{3} + H_d^{1,5} \cdot \frac{8}{15} \cdot f^2 l = 0.$$

$$(3a) \quad D^{1,5} = A^{111,5} = \frac{5a^4 - 6a^3 l + a l^3}{35 l^4}$$

$$(3b) \quad H_d^{1,5} = -H_a^{111,5} = \frac{-5a^4 + 6a^3 l - a l^3}{56 l^3 f}$$

Zur Berechnung von $D^{11,5}$ und $H_d^{11,5}$ ändert sich in den obigen Elastizitätsgleichungen nur das Belastungsglied der ersten Gleichung.

Die Anwendung des Superpositionsgesetzes liefert nach kurzem Rechnungsgang die übrigen Auflagerdrücke.

Bemerkenswert ist, daß der Zustand $Y_n^m = -1$ stets die einfache Form wie unter 2. und 3. in Abb. 5 und Abb. 11 annimmt, so daß sich hierdurch sowohl die Auflösung der Elastizitätsgleichungen, wie auch die Anwendung des Superpositionsgesetzes bei der Berechnung obiger Bogentragwerke über n gleiche Öffnungen mit Hilfe eines statisch unbestimmten Hauptsystems wesentlich vereinfacht.

II. Rahmentragwerke.

1. Bekanntlich²⁾ lauten die Gleichungen der Einflußlinien für den beiderseits eingespannten rechteckigen Rahmen mit der Öffnungsweite $2l$, der Höhe h und der Abkürzung $h \cdot \frac{J_R}{J_P} = h'$, bei Vernachlässigung der Normal- und Querkräfte, falls die Last $L = 1$ t sich über dem Riegel befindet (Abb. 12):

$$(1a) \quad M_a^{1,3} = M_b^{1,3} \text{ für } a = l - a = \frac{-a^3(4l + h') + a^2 l(10l - 3h') - a l^2(4l + h')}{l(16l^2 + 52lh' + 12h'^2)}$$

$$(1b) \quad H_a^{1,3} = -H_b^{1,3} = \frac{-a^2(6l + 18h') + a l(12l + 36h')}{h(16l^2 + 52lh' + 12h'^2)}$$

$$(1c) \quad A^{1,3} = B^{1,3} \text{ für } a = l - a = \frac{a^3 - 3a^2 l - 6a l h'}{l(4l^2 + 12l h')} + 1.$$

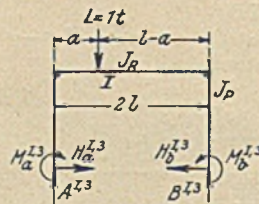


Abb. 12.

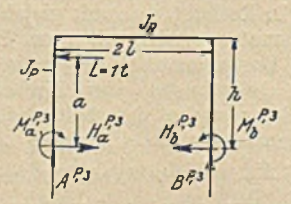


Abb. 13.

Bei Belastung des linken Pfostens (P) mit der Last $L = 1$ t lauten die Gleichungen (Abb. 13):

²⁾ R. Kirchhoff, Die Statik der Bauwerke, II. Bd., S. 466 bis 471 sowie S. 480 bis 483. Berlin 1922. Wilhelm Ernst & Sohn.

$$(1d) \quad M_a^{P,3} = - \frac{a^3 (4l^2 + 14lh' + 6h^2) + a^2 h (12l^2 + 18lh' + 9h^2)}{h^2 (16l^2 + 52lh' + 12h^2)}$$

$$(1e) \quad M_b^{P,3} = - \frac{a^3 (4l^2 + 14lh' + 6h^2) + a^2 h (12l^2 + 52lh' + 15h^2) - a h^2 (16l^2 + 52lh' + 12h^2)}{h^2 (16l^2 + 52lh' + 12h^2)}$$

$$(1f) \quad H_b^{P,3} = \frac{-a^3 (2l + 2h') + a^2 h (6l + 3h)}{h^3 (8l + 2h)}$$

$$(1g) \quad H_a^{P,3} = 1 - H_b^{P,3}$$

$$(1h) \quad A^{P,3} = -B^{P,3} = \frac{3a^2}{4l^2 + 12lh'}$$

2. Als weiteres Beispiel möge das sechsfach statisch unbestimmte Rahmentragwerk über zwei gleichweite Öffnungen mit eingespannten Pfostenfüßen (Abb. 14) untersucht werden, unter Zugrundelegung des eingespannten Rahmens unter 1. als statisch unbestimmtes Hauptsystem.

Die Zustände $X_1^3 = -1$, $Y_1^3 = -1$ und $Z_1^3 = -1$ (Abb. 15 bis 17) erhalten wir sofort aus den Gleichungen unter 1.

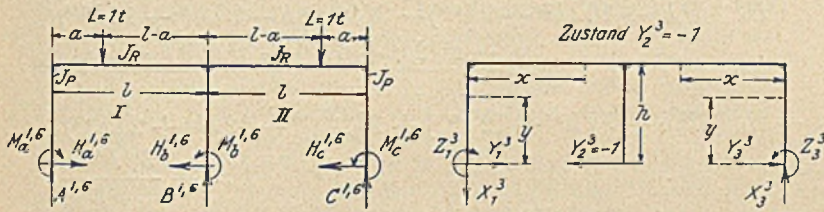


Abb. 14.

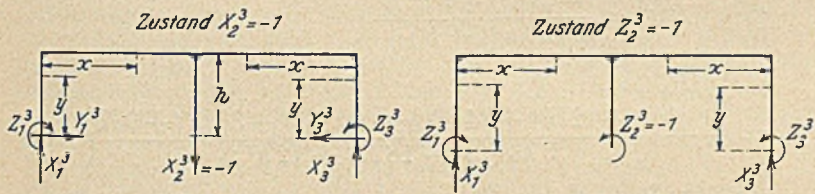


Abb. 15.

α) Setzen wir in die Gl. 1a bis 1c für a den Wert l ein, so erhalten wir den Zustand $X_2^3 = -1$ der Abb. 15, mit den Auflagerdrücken

$$X_1^3 = X_3^3 = -\frac{1}{2};$$

$$Y_1^3 = Y_3^3 = \frac{3l^2}{2h(4l+h')};$$

$$Z_1^3 = Z_3^3 = \frac{l^2}{2(4l+h')}.$$

β) Differenzieren wir die Gl. 1a bis 1c nach a und setzen für a den Wert l ein, so erhalten wir den Zustand $Z_2^3 = +1$. Werden die Vorzeichen umgekehrt, so erhalten wir den Zustand $Z_2^3 = -1$ der Abb. 16, mit den Auflagerdrücken:

$$X_1^3 = -X_3^3 = \frac{3l + 6h'}{4l^2 + 12lh'};$$

$$Z_1^3 = -Z_3^3 = \frac{-l}{4l + 12h'}.$$

γ) Setzen wir in die Gl. 1d bis 1g für a den Wert h ein und kombinieren den so erhaltenen Verschiebungszustand mit dem Zustande $Z_2^3 = +1$, so erhalten wir den Zustand $X_2^3 = -1$ der Abb. 16, mit den Auflagerdrücken:

$$X_1^3 = X_3^3 = -\frac{3lh + 3h^2}{4l^2 + 12lh'}; \quad Y_1^3 = Y_3^3 = \frac{1}{2};$$

$$Z_1^3 = -Z_3^3 = \frac{3lh + 3h^2}{4l + 12h'}.$$

a) Berechnung der Formänderungsglieder.

Aus Abb. 15 u. 18 folgt:

$$\int dx M_{X_2^3} M_{X_2^3}^0 = \int_0^l dx \left(x - \frac{2l^2}{4l+h'} \right) \frac{1}{2} \cdot x = \frac{l^3(l+h')}{6(4l+h')}.$$

Aus Abb. 15 u. 19 und ferner aus Abb. 15 u. 20 folgt, daß die Formänderungsglieder $\int dx M_{X_2^3} M_{Y_2^3}^0$ und $\int dx M_{X_2^3} M_{Z_2^3}^0$ Null werden.

Aus Abb. 16 u. 17 folgt:

$$\int dx M_{Y_2^3} M_{Y_2^3}^0 = \int_0^l dx \left[\left(\frac{-3lh - 3h^2}{4l^2 + 12lh'} \right) x + \frac{lh - 3h^2}{4l + 12h'} \right] x - h + \frac{J_R}{J_P} \int_0^h dy \left(\frac{3}{2} \cdot y^2 - \frac{3lh + 3h^2}{4l + 12h'} \cdot y \right) = \frac{l^2 h^2 + 10lh^3 + 9h^4}{2(4l + 12h')}.$$

Aus Abb. 16 u. 20 folgt:

$$\int dx M_{Y_2^3} M_{Z_2^3}^0 = \int_0^l dx \left[\left(\frac{-3lh - 3h^2}{4l^2 + 12lh'} \right) x + \frac{lh - 3h^2}{4l + 12h'} \right] \frac{x}{l} - \frac{J_R}{J_P} \int_0^h dy y = -\frac{l^2 h + 9lh^2 + 12h^3}{2(4l + 12h')}.$$

Aus Abb. 17 u. 20 folgt:

$$\int dx M_{Z_2^3} M_{Z_2^3}^0 = \int_0^l dx \left[\left(\frac{3l + 6h'}{4l^2 + 12lh'} \right) x - \frac{l}{4l + 12h'} \right] \frac{x}{l} + \frac{J_R}{J_P} \int_0^h dy = \frac{l^2 + 12lh' + 24h^2}{2(4l + 12h')}.$$

b) Berechnung der Belastungsglieder für Öffnung I (nach Mohrschem Satze).

$$\int dx M_0^I M_{X_2^3}^0 = \frac{(-a^3 + a^2 l^2)(4l+h') + 6l^2(a^2 - al)}{12(4l+h')} + \frac{a}{l} \int dx M_{X_2^3} M_{X_2^3}^0 = -\frac{a^3(4l+h') + 6a^2 l^2 + 3a l^2 h'}{12(4l+h')}.$$

Weiterhin folgt aus Abb. 16:

$$\int dx M_0^I M_{Y_2^3}^0 = \frac{a^3(lh+h^2) + a^2 l(-lh+3h^2) - 4a l^2 h'}{2l(4l+12h')}.$$

Ferner folgt aus Abb. 17:

$$\int dx M_0^I M_{Z_2^3}^0 = \frac{-a^3(l+2h') + a^2 l^2 + 2a l^2 h'}{2l(4l+12h')}.$$

Es sind somit die folgenden drei Elastizitätsgleichungen zu lösen:

$$B^{I,6} l^3 (l+h') = \frac{-a^3(4l+h') + 6a^2 l^2 + 3a l^2 h'}{2}$$

$$H_b^{I,6} (l^2 h^2 + 10lh^3 + 9h^4) - M_b^{I,6} (l^2 h + 9lh^2 + 12h^3) = \frac{a^3(lh+h^2) + a^2 l(-lh+3h^2) - 4a l^2 h'}{l}$$

$$-H_b^{I,6} (l^2 h + 9lh^2 + 12h^3) + M_b^{I,6} (l^2 + 12lh' + 24h^2) = \frac{-a^3(l+2h') + a^2 l^2 + 2a l^2 h'}{l}$$

$$(5a) \quad B^{I,6} = B^{II,6} = \frac{-a^3(4l+h') + 6a^2 l^2 + 3a l^2 h'}{l^3(2l+2h')}$$

$$(5b) \quad H_b^{I,6} = -H_b^{II,6} = \frac{a^3 l + 12a^2 l h' - a l^2 (l+12h)}{h(2l^3 + 18l^2 h' + 12l h^2)}$$

$$(5c) \quad M_b^{I,6} = -M_b^{II,6} = \frac{-a^3(l+h') + a^2 l(2l+6h') - a l^2(l+5h)}{2l^3 + 18l^2 h' + 12h^3}$$

Die übrigen Auflagerdrücke finden wir nach dem Superpositions-gesetz.

Zustand $Y_2^3 = -1$

Zustand $Z_2^3 = -1$

Zustand $X_2^0 = -1$

Zustand $Y_2^0 = -1$

Zustand $Z_2^0 = -1$

Abb. 18.

Abb. 19.

Abb. 20.

Greift eine wagerechte Kraft am linken Pfosten des untersuchten Rahmens an (Abb. 21), so ändern sich in den obigen drei Elastizitätsgleichungen die Belastungsglieder, die wir bei wagerechtem Lastangriff durch rechnerische Auswertung der Belastungsintegrale erhalten. Aus der Abb. 15 und dem statisch bestimmten Belastungszustande der Abb. 22 erhalten wir somit:

$$\int dx M_0^P M_{X_2}^P = \int_0^l dx \left[\frac{x}{2} - \frac{2l^2}{2(4l+h')} \right] - a$$

$$+ \frac{J_R}{J_P} \int_0^a dy \left[\frac{-3l^2 y + l^2 h}{2h(4l+h')} \right]$$

$$+ \frac{J_R}{J_P} \int_0^h dy \left[\frac{-3l^2 y + l^2 h}{2h(4l+h')} \right] - a = \frac{(-3a^3 + 3a^2 h') l^2}{12h(4l+h')}$$

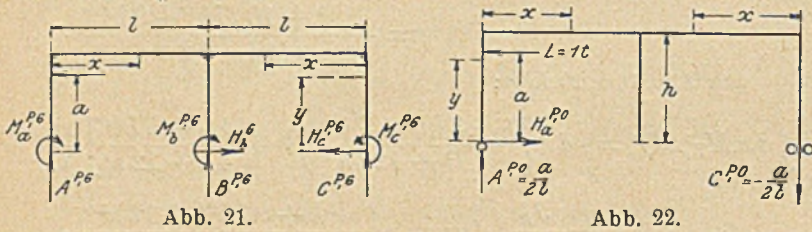


Abb. 21.

Abb. 22.

Weiterhin folgt aus Abb. 16 u. 22:

$$\int dx M_0^P M_{Y_2}^P = \int_0^l dx \left[\frac{-3lh - 3h^2}{4l^2 + 12lh'} \cdot x + \frac{lh - 3h^2}{4l + 12h'} \right] \left(\frac{a}{l} \cdot x - a \right)$$

$$+ \frac{J_R}{J_P} \int_0^a dy \left[-\frac{1}{2} \cdot y + \frac{3lh + 3h^2}{4l + 12h'} \right] - y$$

$$+ \frac{J_R}{J_P} \int_0^h dy \left[-\frac{1}{2} \cdot y + \frac{3lh + 3h^2}{4l + 12h'} \right] - a = \frac{a^3(2l + 6h'') + a^2 h(9l' + 9h'')}{6(4l + 12h')}$$

Ferner folgt aus Abb. 17 u. 22:

$$\int dx M_0^P M_{Z_2}^P = \int_0^l dx \left[\frac{3l + 6h'}{4l^2 + 12lh'} \cdot x - \frac{l}{4l + 12h'} \right] \left(\frac{a}{l} \cdot x - a \right)$$

$$+ \frac{J_R}{J_P} \int_0^a dy \cdot \frac{ly}{4l + 12h'} + \frac{J_R}{J_P} \int_0^h dy \cdot \frac{la}{4l + 12h'}$$

$$= - \frac{la^2}{2(4l + 12h')}$$

Es sind somit die folgenden drei Elastizitätsgleichungen zu lösen:

$$B^{P,6} l^3 (l+h') = \frac{l^2 (-3a^3 + 3a^2 h')}{2h}$$

$$H_b^{P,6} (l^2 h^2 + 10lh^3 + 9h^4) - M_b^{P,6} (l^2 h + 9lh^2 + 12h^3) = \frac{-a^3(2l + 6h'') + a^2 h(9l' + 9h'')}{3}$$

$$-H_b^{P,6} (l^2 h + 9lh^2 + 12h^3) + M_b^{P,6} (l^2 + 12lh' + 24h^2) = - \frac{3lh'a^2}{3h}$$

$$(5d) B^{P,6} = \frac{-3a^3 + 3a^2 h'}{2lh(l+h')}$$

$$(5e) H_b^{P,6} = \frac{-a^3(l^2 + 12lh'' + 24h^2) + a^2 h(3l^2 + 36lh'' + 36h^2)}{3h^2 l(2l^2 + 18lh' + 12h^2)}$$

$$(5f) M_b^{P,6} = \frac{-a^3(l^2 + 9lh'' + 12h^2) + a^2 h(3l^2 + 21lh'' + 18h^2)}{3lh(2l^2 + 18lh' + 12h^2)}$$

Nach dem Superpositionsgesetz lassen sich wiederum die übrigen Auflagerdrücke ermitteln.

Vermischtes.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66). Das am 5. Februar ausgegebene Heft 3 enthält u. a. folgende Beiträge: Wegebauingenieur P. Laupmann: Anwendung von transportierbaren Eisenbetoncaissons beim Bau des festen Wehres für das Wolhowkraftwerk. Regierungsbaumeister F. Eisner und Dr.-Ing. W. Kretschmer: Beitrag zur Verwendung der Nomographie in der Eisenbetonrechnung. O. Graf: Weitere Beobachtungen über die Lagerbeständigkeit verschiedener Zemente.

Technische Hochschule Braunschweig. Die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber ist verliehen worden dem Geh. Regierungsrat Prof. Siegmund Müller, Berlin, in Anerkennung seiner bedeutenden Verdienste, die er sich um die Wissenschaft als Hochschullehrer, als Ingenieur in Praxis und Theorie und vornehmlich durch seine bahnbrechenden Arbeiten auf dem Gebiete der Wiederherstellung von Eisenbetonbauten erworben hat.

Die 28. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins (E. V.) findet statt am 23. Februar 1925 vormittags im Gelben Saale des Hotels „Der Kaiserhof“, Berlin, ferner am Nachmittage dieses Tages von 1 1/2 Uhr ab sowie am 24. und 25. Februar von 9 1/2 Uhr vormittags ab im Beethovensaale der Philharmonie, Köthener Straße 32. Der Vormittag des ersten Tages ist nur den inneren Angelegenheiten des Vereins gewidmet. Nur Mitglieder haben Zutritt.

Zu den übrigen angegebenen Zeiten werden für Mitglieder und Gäste folgende Vorträge gehalten: Montag, den 23. Februar: 1. Spannungsmessungen an Pflzdecken; Heinrich Butzer, i. Fa. Heinrich Butzer, Dortmund. 2. Ausführung von Silobauten unter Verwendung hochwertiges Portlandzement; Regierungsbaumeister Dr.-Ing. Hielmann, i. Fa. Wicking'sche Portlandcement- und Wasserkalkwerke, Münster i. W. 3. Fortschritte im Bau von Massiv-Kuppeln; Oberingenieur Dischinger, i. Fa. Dyckerhoff & Widmann, A.-G., Biebrich a. Rh.

Dienstag, den 24. Februar: 4. Festigkeits- und betontechnische Fragen bei Bauausführungen auf berg- und hüttenmännischem Gebiet; Dr.-Ing. R. Mautner, Direktor der Ways & Freytag A.-G., Düssel-

dorf. 5. Die Bauten für die Kanalisierung des Neckars zwischen Mannheim und Plochingen; Strombaudirektor Konz, Stuttgart. 6a) Über die Einwirkung von Ammonsalzlösungen auf Beton; Prof. Dr. Mohr, Badische Anilin- und Sodafabrik, A.-G., Ludwigshafen. b) Zerstörung von Betonbauten durch chemische Angriffe und konstruktive Abwehrmaßnahmen; Oberingenieur Goebel, Badische Anilin- und Sodafabrik A.-G., Ludwigshafen. 7. Der Talsperrenbau Muldenberg unter besonderer Berücksichtigung des Mörtelwerkes und der Transportfragen; Dr.-Ing. Arndt, Philipp Holzmann, A.-G., Halle a. S.

Mittwoch, den 25. Februar: 8. Der Bau der Schwarzenbachtalsperre; Dr.-Ing. Enzweiler, Siemens-Baunion G. m. b. H., Berlin. Außerdem folgende Besprechungen: 1. Mitteilungen über einen infolge unrichtiger Ausschalung einer Betonbogenbrücke veranlaßten Unfall; Bericht: Geh. Hofrat Prof. Dr.-Ing. chr. Max Möller, Braunschweig. 2. Die wesentlichsten Änderungen der vom Deutschen Ausschuss für Eisenbeton bearbeiteten neuen deutschen Eisenbetonbestimmungen; Bericht: Prof. B. Löser, Dresden. 3. Der Betonstraßenbau im In- und Ausland: a) Deutschland und andere europäische Länder; Bericht: Dr.-Ing. W. Petry, geschäftsführendes Vorstandsmitglied des Deutschen Beton-Vereins, Obercassel, Siegburg. b) Vereinigte Staaten von Nordamerika; Bericht: Prof. Dr.-Ing. A. Kleinogel, Darmstadt.

Die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Ortsgruppe Brandenburg, hatte, wie in der „Bautechnik“ 1925, Heft 3, S. 32 angekündigt war, für Montag, den 26. Januar einen Vortrag von Herrn Dipl.-Ing. Rein über „Neuere Versuchsergebnisse im Eisenbau“ angesetzt. Da jedoch der Vortragende am Erscheinen verhindert war, so sprach statt seiner Herr Regierungsbaumeister Eisner über Nomographie. Die zahlreich erschienenen Zuhörer folgten dem Vortrage mit lebhaftem Interesse.

Die ferner angesetzten Vorträge sollen planmäßig, jedoch von 6 1/2 Uhr nachm. ab im Hörsaal 120 stattfinden; die Gesellschaft hofft, am Schluß der Vortragsreihe auch den ausgefallenen Vortrag des Herrn Dipl.-Ing. Rein noch bringen zu können.

Die Erweiterung des Hafens von Rotterdam. Die Entwicklung des alten Fischerdorfes Rotterdam zum Welthafen, in den Befreiungskriegen der Niederlande begonnen und von 1623 bis 1850 nur wenig fortgeschritten, hat seither überaus große Ausmaße angenommen: Die Einwohnerzahl, zu Beginn des 19. Jahrhunderts 53 000, ist von 1850 bis 1900 von 90 000 auf 320 000 gestiegen und beträgt zurzeit über eine halbe Million. Die Ursache dieser schnellen Entwicklung war der seit 1827 stetig geförderte Ausbau des Zufahrtweges vom Meere, insbesondere die 1885 abgeschlossenen Arbeiten am „Nieuwe Waterweg“, d. h. dem Unterlauf des auch für Seeschiffe größeren Tiefganges ausreichenden Verbindungskanals von Rotterdam nach Hoek van Holland.

Im Gegensatz zu Antwerpen, wo sich das Be- und Entladen der Schiffe fast ganz an den Kais vollzieht, wurde in Rotterdam, das in erster Linie Umladehafen ist, vorzugsweise aus dem Schiff in Kähne verladen und dadurch eine ausgedehnte Kai- und Krananlage überflüssig gemacht. Die einzelnen Hafenbecken sind an beiden Ufern der Maas angelegt und vom Strom aus leicht zugänglich. Die mittlere Flut ist 1,50 m über R. P. (Rotterdammer Pegel), die mittlere Ebbe 0,10 m über R. P.; die höchste bisher beobachtete Flut erreichte 3,75 m über R. P., und diese Höhe ist beim Bau sämtlicher Kai- und Ufermauern zugrunde gelegt.

Die Eisenbahnbrücke — die in Eisen ausgeführte sogenannte „Willemsbrug“ — stammt aus den Jahren 1870 bis 1876 und überquert die Maas etwa in vier Bogen in der Mitte der Stadt. Die daneben gelegene, 1874 bis 1878 gebaute und dem Straßenverkehr dienende „Maasbrug“ genügt kaum noch dessen Ansprüchen für täglich etwa 60 000 Personen und 4500 Fahrzeuge; der Bau einer neuen Brücke ist beabsichtigt. Von diesen Brücken aus am linken Ufer stromabwärtsgehend, treffen wir (Abb. 2) zunächst den Binnenhafen von 1000 m Länge, 40 bis 80 m Breite und 6,50 bis 7 m Fahrtiefe; er dient im wesentlichen dem Verkehr mit den skandinavischen Ländern. Ihm parallel gelagert ist das Becken des Eisenbahnhafens von 1100 m Länge, 115 m Breite und 7 bis 7,50 m Tiefe mit den Güterschuppen und Lagerhallen der holländischen Staatsbahn. Zwischen dem Eisenbahn- und dem Rheinhafen am Wilhelmina-Kai liegen die ausgedehnten Lager- und Ladeanlagen der Niederländisch-Amerikanischen Dampfschiffahrt-Maatschappij mit den Anlegestellen der bis zu 24 000 t großen transatlantischen Dampfer dieser Gesellschaft. Der Rheinhafen mit etwa 30 ha Wasserfläche, 8 m Tiefe, einer Einfahrtbreite von 140 m und 2 km langen Kaianlagen dient vorzugsweise dem Verkehr mit Deutschland.

Weiter westlich liegen die kleinen Becken des ersten und zweiten Katendrecht-Hafens, die vorzugsweise dem Eisenbahn-Umladeverkehr von Holz und Kohle dienen. Alsdann gelangt man zu dem großen, nach der Eingemeindung von Charlois (1895) und der Enteignung von 225 ha, der Niederlegung von 700 Häusern sowie der Umsiedlung von 3100 Einwohnern angelegten Maashafen mit einer Wasserfläche von 58 ha, 230 m Breite, 8,50 m Tiefe und Anlegeplätzen für 22 Fahrzeuge. In der äußeren Ecke dieses Hafenbeckens befindet sich das 170 m lange und 36 m breite städtische Schwimmdock Nr. IV; ferner liegen an ihm eine Reihe großer Fabrik- und Silobauten.

Vom Maashafen an den kleinen, in erster Linie dem Petroleumverkehr dienenden Becken des Saint-Jans-, des Petroleum- und des Kortenoordsche Hafens vorbei gelangt man zu dem 310 ha großen Waalhafen, einem der größten Hafenbecken der Welt: Die Arbeiten daran begannen 1907, 13 Monate später vermochte er bereits das erste Schiff aufzunehmen. In den weiteren Jahren sind die Arbeiten ununterbrochen fortgeführt, 1911 waren 51 ha zur Verfügung des Überseeverkehrs; 1914 und 1915 wurden je 2,70 Mill. m³ Erdarbeiten geleistet und die Wassertiefe für rd. 50 ha auf 10 m gebracht, 1920 sind die Baggerarbeiten von neuem in vollem Umfange aufgenommen.

Die am rechten Maasufer gelegenen Hafenbecken sind von ungleich kleineren Abmessungen als die des linken Ufers, ihre

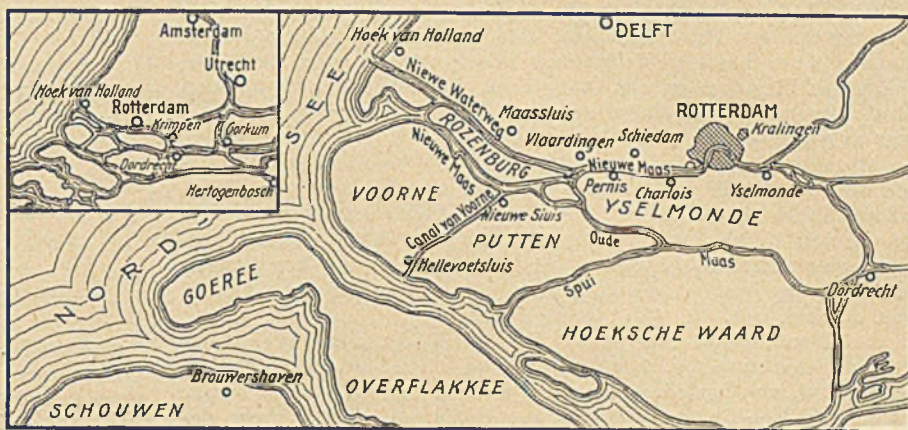


Abb. 1.

Wasserfläche beträgt insgesamt nur 52 ha. Von den Strombrücken aus erreicht man zuerst den Park- und den St. Jobshafen von 450 × 120 m bzw. 350 × 100 m Fläche und 7 bis 8 bzw. 8 bis 8,50 m Tiefe; es folgt der 550 × 120 m große und 8 bis 8,50 m tiefe Schiephafen; alle drei Becken dienen namentlich dem Handel mit Deutschland, England und Frankreich, insbesondere dem unmittelbaren Eilgutverkehr nach diesen Ländern. Zwischen dem St. Jobs- und Schiephafen befindet sich der Anlegekai des Rotterdamschen Lloyd, einer der beiden großen holländischen Linien für den Verkehr des Mutterlandes mit seinen Kolonien. Endlich kommen am rechten Ufer in Frage die vier kleinen, in einer Gruppe parallel nebeneinander liegenden Becken des Kous-, Yssel-, Lek- und Keilehafens. Für die beiden ersteren, für große Überseedampfer bestimmt, war ursprünglich ein Tiefgang von 10 m in Aussicht genommen; man hat sich bisher jedoch mit 9 m Tiefe begnügt. Die letztgenannten beiden Häfen dienen mit einer Wassertiefe von 3,50 bis 4 m dem Flußverkehr. — Wie für die meisten anderen großen Häfen, so sind auch für Rotterdam umfangreiche Neubauten in Aussicht genommen. Sie bestehen (Abb. 2)

1. in dem Ausbau des Waalhafens,
2. in der Anlage neuer Hafenbecken westlich des Waalhafens,
3. in der Anlage neuer Hafenbecken auf dem rechten Maasufer,
4. in der Regulierung des Nieuwe Waterwegs.

Zurzeit sind von den für das Riesenbecken des Waalhafens zur Verfügung stehenden 310 ha etwa 125 ha nutzbar gemacht, die auf 260 ha erweitert werden sollen. Die ursprünglichen Pläne für diesen Hafen haben im Laufe der Zeit eine Umgestaltung erfahren durch die starke Vermehrung der seinerzeit vorgesehenen Kaianlagen, so daß hier fast das gesamte Be- und Entladen sich jetzt am Kai abwickelt statt, wie früher vorgesehen, im Umladeverkehr zwischen Schiff und Kahn. Die Wassertiefe wechselt von 4,50 m in den kleinen Becken bis zu 10 m an den Außenkais.

Abb. 2 zeigt den geplanten Ausbau im einzelnen, ebenso die neuen Hafenbecken westlich des Waalhafens, für deren stattlichen Komplex bereits im Jahre 1913 mit den erforderlichen Geländeankäufen und Enteignungen begonnen ist. Es handelt sich auf dem linken Ufer um den Hout- und den Industriehafen von 53 und 51 ha, die zu vereinigen und auf eine Wasserfläche von 210 ha zu bringen sind, ferner um den Handels- und Westerhafen von zunächst 220, später 310 ha, und den Petroleumhafen, der auf 50 ha zu bringen ist.

Der Anschluß dieser neuen Häfen auf dem linken Ufer an den Bahnverkehr wird durch eine neue Anschlußlinie vom Bahnhof Yselmonde aus vermittelt.

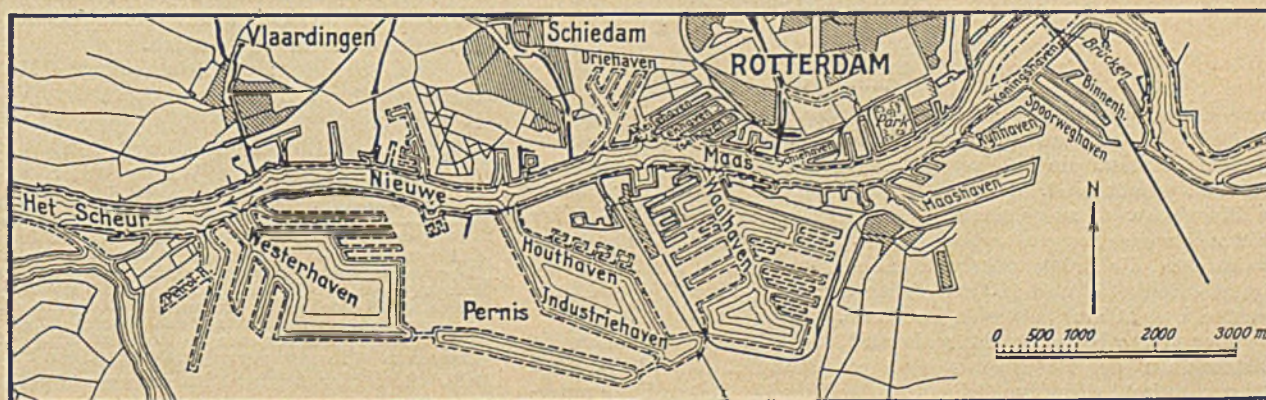


Abb. 2.

Möglicherweise erfahren die jetzigen Erweiterungspläne, namentlich in bezug auf den Petroleumhafen, eine Abänderung zufolge der im Interesse einer besseren Verbindung von Dordrecht zum Meere beschlossenen Regulierung der Oude Maas, in welchem Fall für den Petroleumverkehr noch einige weitere Becken mit Zugang zur Oude Maas angelegt werden (Abb. 1).

Als dann wäre der Industrie- mit dem Westerhafen und dem Waalhafen durch ausreichend breite Kanäle für den Verkehr von Rhein-Schleppkähnen zu verbinden. Diese großen Pläne umfassen die Entweidung von 1500 ha und die Eingemeindung von Pernis durch Rotterdam; seine Ausführung wird daher und in Ansehung der jetzigen Wirtschaftslage wohl Verzögerungen erleiden, deren Dauer sich zurzeit nicht absehen läßt.

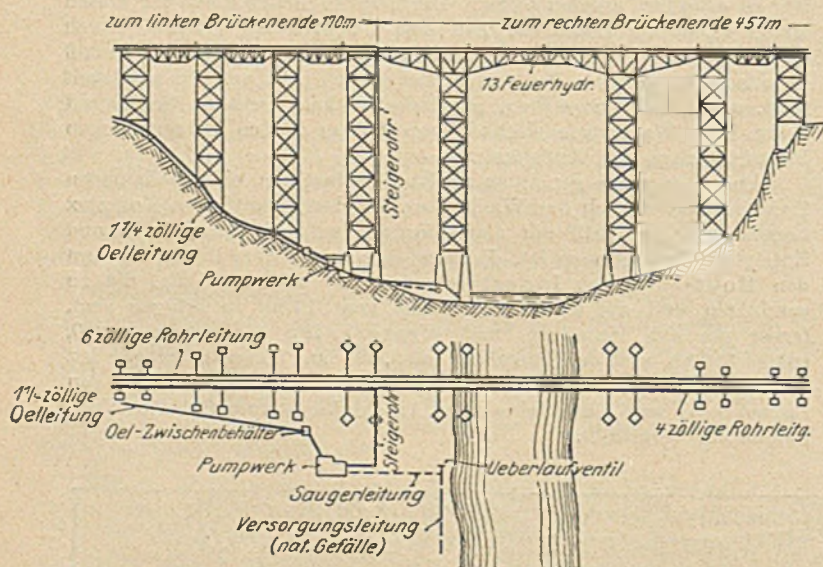
Auf dem rechten Ufer sollen die drei Becken des Driehafens mit einer gemeinsamen Zufahrt und etwa 110 ha Wasserfläche auf dem Gebiete von Schiedam angelegt werden, das zu diesem Zweck das erforderliche Gelände abtritt. Der Hafen soll dem Verkehr der regelmäßigen großen Dampferlinien dienen und dementsprechend eine Ankertiefe von 10 bis 12 m und umfangreiche Kaianlagen erhalten.

Die jetzige Zufahrtrinne Rotterdams zur Nordsee genügt mit einer Tiefe von 8 m bei N. W. und bei einer meist vorhandenen mittleren Wassertiefe von 10 m im allgemeinen den bisherigen Ansprüchen. Immerhin haben Schiffe großen Tiefganges zuzeiten eine schwierige Einfahrt, und auch die Zufahrtbreite von 100 m genügt an einzelnen Stellen kaum noch. Während jedoch der Oberlauf der Fahrtrinne, die sogenannte Nieuwe Maas, sich ohne erhebliche Mühe mit vergleichsweise einfachen Baggerungen auf jeder gewünschten Fahrtiefe halten läßt, setzt der Unterlauf, der Nieuwe Waterweg, seiner Regulierung große Schwierigkeiten entgegen, da schneller versandet und sein stark salziges Wasser zerstörend auf alle Uferschutzbauten und Deckwerke wirkt.

1917 wurde durch Gesetz die Schaffung einer Zufahrtrinne von 200 m Breite mit einer Mindesttiefe von 8 m beschlossen, deren Mittelrinne von 100 m Breite überdies auf eine Fahrtiefe von 10 bis 11 m gehalten werden soll; die Ausgaben dafür wurden mit rd. 10 Mill. Gulden bewilligt mit der Maßgabe, daß $\frac{1}{3}$ davon zu Lasten der Stadt Rotterdam geht.

Obschon durch den Krieg verzögert, sind die Vorarbeiten hierzu im Gange, und die Baggerarbeiten haben bereits begonnen. Ki.

Eine Eisenbahnpumpstation mit 100 m Pumphöhe besitzt die Galveston, Harrisburg & S. Antonio-Eisenbahngesellschaft an der Pecosbrücke in Texas, die in den sechs Jahren ihres Bestehens noch keinerlei Schäden gezeigt hat. Nach der „Eng. News-Rec.“ vom 30. Oktober 1924 entnommenen Abbildung versorgt das Werk zwei 950 m



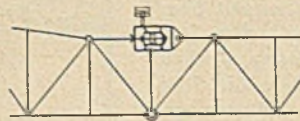
voneinander entfernt an beiden Enden der Brücke liegende Wasserbehälter. Es wird aus drei in der Nähe des linken Flußufers liegenden Quellen gespeist, die in einer 880 m langen Rohrleitung von 25 cm Durchm. gefaßt sind. Das Werk liegt am Fuße eines der hohen, in Eisenfachwerk ausgeführten Brückenpfeiler, an dem das 6-zöllige (152 mm weite) Steigerrohr hochgeführt ist; vom oberen Ende dieses Steigerrohrs, die Brückenfahrbahn entlang, laufen zwei Leitungen von 6 und 4 Zoll (152 und 100 mm) nach den am linken Ufer 454, am rechten Ufer 295 m fassenden Behältern.

Der nötige Betriebsstoff für die rd. 1360 l/Min. Wasser fördernden Olmaschinen des Pumpwerks wird diesem durch eine 1 1/4-zöllige (32 mm weite) Leitung von einem in der Nähe des linken Ufers unterirdisch eingebauten Ölbehälter zugeleitet; ein Reservebehälter unmittelbar beim Pumpenhaus dient für unvorhergesehene Fälle.

Patentschau.

Bearbeitet vom Regierungsrat Donath.

Hydraulischer Puffer an Blindstäben von Brücken u. dergl. (Kl. 19d, Nr. 395 082, v. 22. 6. 1922, Dr.-Ing. Gg. Müller und Dipl.-Ing. Gg. Ollert in Neukölln). Um zu erreichen, daß die Gelenkstäbe für rasch fahrende Verkehrslasten statisch unbestimmt, für Wärmeeinflüsse



und für langsam fahrende Verkehrslasten statisch bestimmt werden, teilt man den als Blindstab wirkenden Gelenkstab in zwei Teile, von denen das eine Ende als Kolben, das andere als hydraulischer Zylinder mit stark drosselbarem Flüssigkeitsumlauf ausgebildet ist. Der Zylinder ist von einem Gehäuse umgeben, das ebenso wie der Zylinder mit Flüssigkeit gefüllt ist; der sehr langsam bewegte Kolben findet keinen Widerstand, und bei plötzlich auftretenden Kolbenstangendrücker bleibt der Kolben im Zylinder fast unbeweglich stehen und der Gelenkstab ist kurze Zeit praktisch starr.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Ernannt wurde: der Staatssekretär im R. V. M. Dr. Krohne zum Reichsverkehrsminister.

Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt sind: die Reichsbahn-oberräte Quelle, Hannover und Levy, Köln, als Mitglieder zur R. B. D. Altona, Zugwurst, Erfurt und Kessler, Magdeburg, als Mitglieder zur R. B. D. Dresden, Crayen, Brandenburg-West, als Mitglied zur R. B. D. Berlin und Weese, Magdeburg, als Werkdirektor zum Eisenbahnwerk Brandenburg-West; die Reichsbahnräte Schucht, Essen, als Mitglied zum Zentralamt, Berlin, Dr. jur. Fritz Busch, Köln, und Weskott, Frankfurt (Oder), als Mitglieder zur R. B. D. Cassel, Oeser, Stargard (Pomm.), als Vorstand zum Verkehrsamt Stralsund, Frhr. v. Wilmowski, Aschersleben, zur R. B. D. Osten in Frankfurt (Oder), Sommermeier, Altona, als Kassenrat zur R. B. D. Mainz, Niermann, Essen, als Vorstand zum Verkehrsamt Trier, Spangenberg, Braunschweig, als Vorstand zum Verkehrsamt Emden, Schick, Berlin, als Vorstand zum Verkehrsamt Osnabrück, Ruscheweyh, Stettin, als Vorstand zum Verkehrsamt Kiel, Stegmayer, Stralsund, als Vorstand zum Betriebsamt Prenzlau, Lorenz, Stettin, als Vorstand zum Betriebsamt Eberswalde, Bischof, Eberswalde, als Vorstand zum Betriebsamt 1 Stettin, Johannes Neumann, Oppeln, zum Betriebsamt 2 Duisburg, Grandpierre, Darmstadt, zur Bauabteilung Halle (Saale), Wentzel, Leipzig, Köppe, Erfurt und Sorger, Halle (Saale), als Mitglieder zur R. B. D. Dresden, Schütz, Hannover und Tromski, Oppeln, als Mitglieder zur R. B. D. Berlin, Belfanz, Stettin, Stockhausen, Altona und Wagler, Oppeln, als Mitglieder zur R. B. D. Breslau, Silbereisen, Neumünster und Sußmann, Frankfurt (Main), als Mitglieder zur R. B. D. Altona, Havliza, Magdeburg, als Werkdirektor zum Ausbesserungswerk Braunschweig, Richard Schaefer, Schneidemühl, als Mitglied (auftragw.) zur R. B. D. Cassel, Gygas, Leinhausen, als Werkdirektor zum Ausbesserungswerk Siegen, Reck, Eberswalde, als Werkdirektor zum Ausbesserungswerk Königsberg (Pr.), Gantzer, Braunschweig, als Werkdirektor zum Ausbesserungswerk Magdeburg-Buckau, und Zahn, Hannover, zur R. B. D. Cassel sowie der Reichsbahn-assessor Dr. jur. Gerhard Koch, Cassel, zur R. B. D. Erfurt.

Übertragen ist: dem Reichsbahnoberrat Hartwig, Cassel, die Leitung der bei der R. B. D. Cassel zu errichtenden Werkstättenabteilung und dem Reichsbahnrat Dönges, Schneidemühl, die Stellung als Werkdirektor beim Ausbesserungswerk Schneidemühl.

Überwiesen ist: der Reichsbahnrat Sembdner vom Ausbesserungswerk zur R. B. D. Berlin.

Der Reichsbahnrat Hoepner, Neumünster, ist mit der Wahrnehmung der Geschäfte des Werkdirektors beim Ausbesserungswerk Neumünster beauftragt worden.

Gestorben sind: die Reichsbahnräte Marder, Vorstand des Betriebsamts 1 in Lyck, und Grählert, Vorstand des Betriebsamts in Husum.

Preußen. Die Staatsprüfung haben bestanden: die Regierungsbauführer O. Zimmermann (Wasser- und Straßenbau), H. Böttcher und J. Busch (Eisenbahn- und Straßenbau).

INHALT: Der Bau der neuen Schiffschleuse zu Ijmuiden. — Bau der Lidingöbrücke bei Stockholm. (Fortsetzung) — Berechnung von Bogen- und Rahmentragwerken über gleiche Öffnungen mit Hilfe eines statisch unbestimmten Hauptsystems. — Vermischtes: Inhalt von Beton u. Eisen. Internationales Organ für Betonbau. — Technische Hochschule Braunschweig. — 28. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins (E. V.). — Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen. Ortsgruppe Brandenburg. — Erweiterung des Hafens von Rotterdam — Eisenbahnpumpstation mit 100 m Pumphöhe. — Patentschau. — Personalnachrichten.

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