

DIE BAUTECHNIK

12. Jahrgang

BERLIN, 10. August 1934

Heft 34

Bau einer neuen Donau-Straßenbrücke in Budapest.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. P. Álgyay-Hubert, techn. Rat des Kgl. ungarischen Handelsministeriums, Budapest.

In Budapest ist derzeit eine neue Straßenbrücke über die Donau im Bau. Die neue Brücke wird zum Gedächtnis des zehnjährigen Regierungsjubiläums des ungarischen Reichsverwesers Nikolaus Horthy „Horthy-Miklós“-Brücke genannt werden.

Budapest hat gegenwärtig sechs Brücken, und zwar zwei Eisenbahnbrücken und vier Straßenbrücken. Drei von diesen Straßenbrücken sind mit untenliegender Fahrbahn konstruiert. Solche Brücken sind bezüglich der freien Aussicht nicht immer vorteilhaft; bei den genannten drei Brücken wirkt aber das über der Fahrbahn liegende Tragwerk nicht ungünstig, weil die auf dem rechten Ufer stehenden Berge eine freie Aussicht sowieso nicht zulassen.

In Abb. 1 ist die Lage der neuen Brücke bezeichnet. Die Brücke wird die Große Ringstraße, die eine der Hauptverkehrslinien der Stadt Budapest darstellt, über die Donau führen. In der Umgebung der neuen Brücke, am rechten Ufer der Donau, also auf der Budaer Seite, ist ein neuer und großer Stadtteil ausgebaut worden, der bisher mit der bebauten Pester (linken) Seite lediglich durch die Franz-Josef-Brücke verbunden war, die den Verkehr nur mit großen Schwierigkeiten abwickeln konnte.

Die Form, die allgemeine Anordnung und die Hauptabmessungen der Horthy-Miklós-Brücke sind aus Abb. 2 u. 3 ersichtlich. Die Brückenkonstruktion liegt völlig unter der Fahrbahn. Die Architektur der Gebäude am Ufer kommt bei der freien Aussicht besser zur Geltung; deshalb wurde vom dem ungarischen Handelsministerium, das die Brücke bauen läßt, eine Konstruktion mit Fahrbahn oben gewählt. Es war auch die Rede vom Bau einer Hängebrücke; diesen Gedanken ließ man aber fallen, weil einerseits Budapest schon zwei Kettenbrücken hat und die Franz-Josef-Brücke, die eigentlich eine Gerberbrücke ist, einer Kettenbrücke ähnlich geformt ist; andererseits ist die Umgebung der neuen Brücke auf beiden Ufern

hältnisse dazu geeignet waren, häufig durchlaufende Balkenträgerbrücken von kleiner Konstruktionshöhe gebaut worden, die bei den Brückenbauern und den Brückenästhetikern gegenwärtig sehr beliebt sind, weil sie einerseits wirtschaftlich sind, während andererseits ihre einfache Konstruktion der neuzeitlichen „sachlichen Baukunst“ entspricht.

Die theoretische Höhe der mittleren Hauptträger, die etwas niedriger sind als die äußeren, beträgt in der Mitte der Brücke 4 m; die mittlere Stützweite ist 154 m, die Höhe beträgt also $\frac{1}{38}$ der Weite der Öffnung. Solche Brücken von kleiner Konstruktionshöhe sind sehr kühne Bauwerke, sie wurden aber bisher in Europa (hauptsächlich in Deutschland) nur mit verhältnismäßig kleineren Stützweiten gebaut. Mit so kleiner Konstruktionshöhe wie bei der Horthy-Miklós-Brücke, sind Balkenträger über so großen Stützweiten bisher wohl noch nicht gebaut worden.

Es wäre angezeigt, bei dem Vergleich derartiger Brücken, wie es bei Bogenbrücken gebräuchlich ist, die sogenannte Kühnheitszahl anzuwenden. Die Kühnheitszahl wäre hier die Konstruktionshöhe in Brückenmitte, dividiert durch das Quadrat der Stützweite.

Bei derartigen Brücken wurden die Hauptträger bisher als Vollwandträger ausgebildet; bei der Horthy-Miklós-Brücke mußten aber die Hauptträger wegen der verhältnismäßig größeren Stützweiten aus wirtschaftlichen Gründen als Gitterträger ausgebildet werden. — Die Form der Hauptträger weicht

von der gebräuchlichen Form der Balkenträgerbrücken insofern ab, als die Linie des Untergurtes, die bei durchlaufenden Balken in der Regel gerade verläuft und nur bei den Pfeilern Überhöhungen (Vouten) besitzt, bei der Horthy-Miklós-Brücke nach einer Bogenform gebildet ist. Dadurch wird eine bessere Ausnutzung der kleinen Bauhöhe, die zwischen der Schiffahrtöffnung und der Fahrbahnhöhe zur Verfügung steht, ermöglicht.

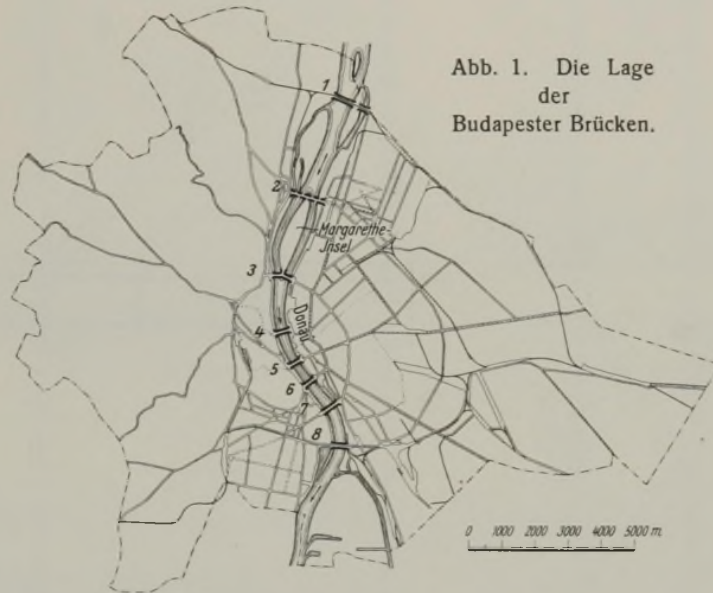


Abb. 1. Die Lage der Budapester Brücken.

- 1 Ujpester Eisenbahnbrücke. Hauptträger: freilaufende Fachwerkbalken.
- 2 Obuda-Hungária Straße Straßenbrücke. Pläne in Bearbeitung.
- 3 „Margit“-Straßenbrücke. Hauptträger: eingespannte Vollwandbogen.
- 4 „Széchenyi“-Kettenbrücke. Straßenbrücke. Mittlere Öffnung 193 m.
- 5 „Erzébet“-Kettenbrücke. Straßenbrücke. Mittlere Öffnung 290 m.
- 6 „Ferenc Josef“-Straßenbrücke. Hauptträger: Gerber-Fachwerkträger, mit eingehängtem Träger in der Mittelöffnung.
- 7 Im Bau befindliche „Horthy-Miklós“-Straßenbrücke.
- 8 Eisenbahn-Verbindungsbrücke. Hauptträger: Fachwerkbogen mit Zugband.

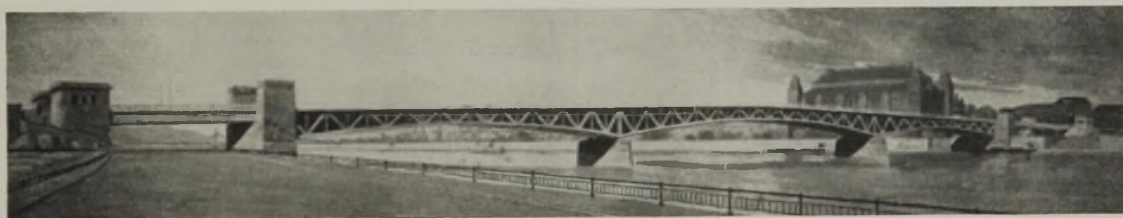


Abb. 2. Ansicht der Horthy-Miklós-Straßenbrücke.

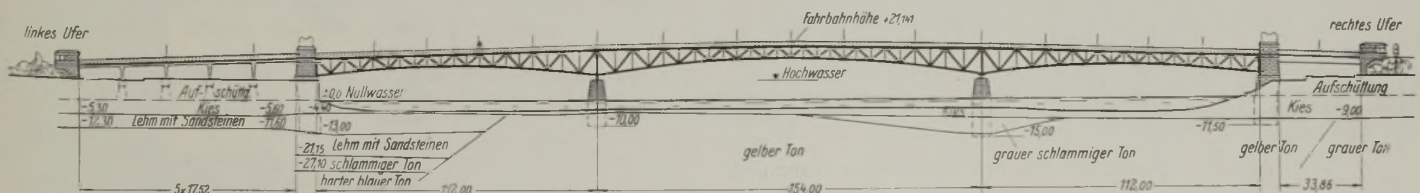


Abb. 3. Allgemeine Anordnung mit Bezeichnung der Bodenverhältnisse.

eben, und dadurch befindet sich die Brücke, die mit obenliegender Fahrbahn gebaut ist, in besserer Übereinstimmung mit der Umgebung.

Die vier Hauptträger der Horthy-Miklós-Brücke sind durchlaufende Balkenträger. Nach dem Weltkriege sind in Europa dort, wo die Ver-

Derartige Brücken haben verhältnismäßig große Durchbiegungen unter der Nutzlast. Die größte berechnete Durchbiegung unter der Nutzlast ist z. B. bei der Horthy-Miklós-Brücke $\frac{1}{600}$ der Stützweite. Das ist aber nicht bedenklich, weil die Brücke vier Hauptträger hat, die

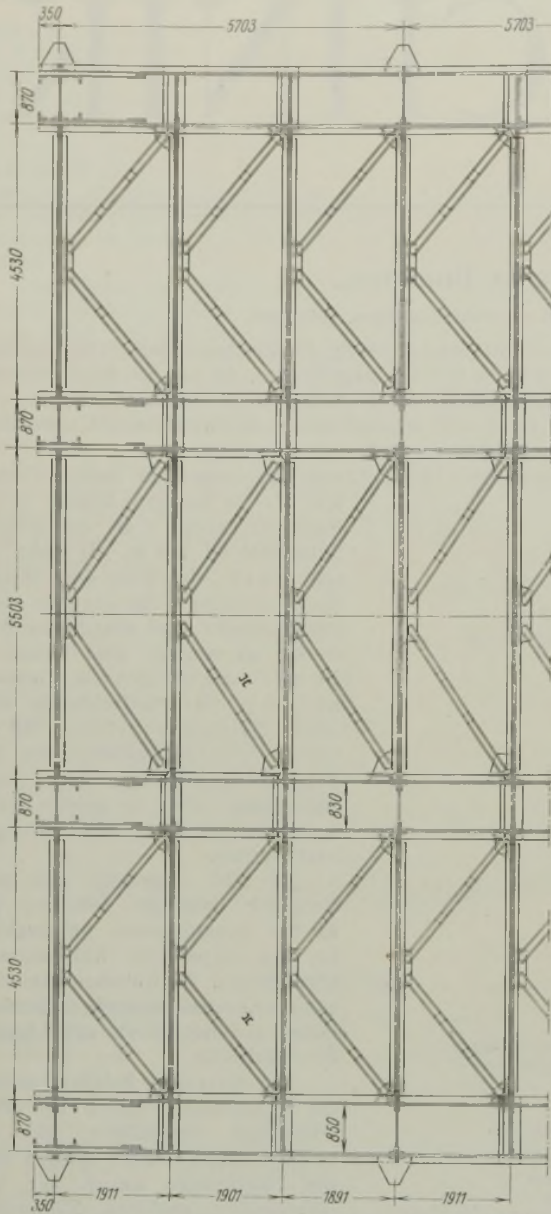


Abb. 4a. Teil des oberen Windverbandes.

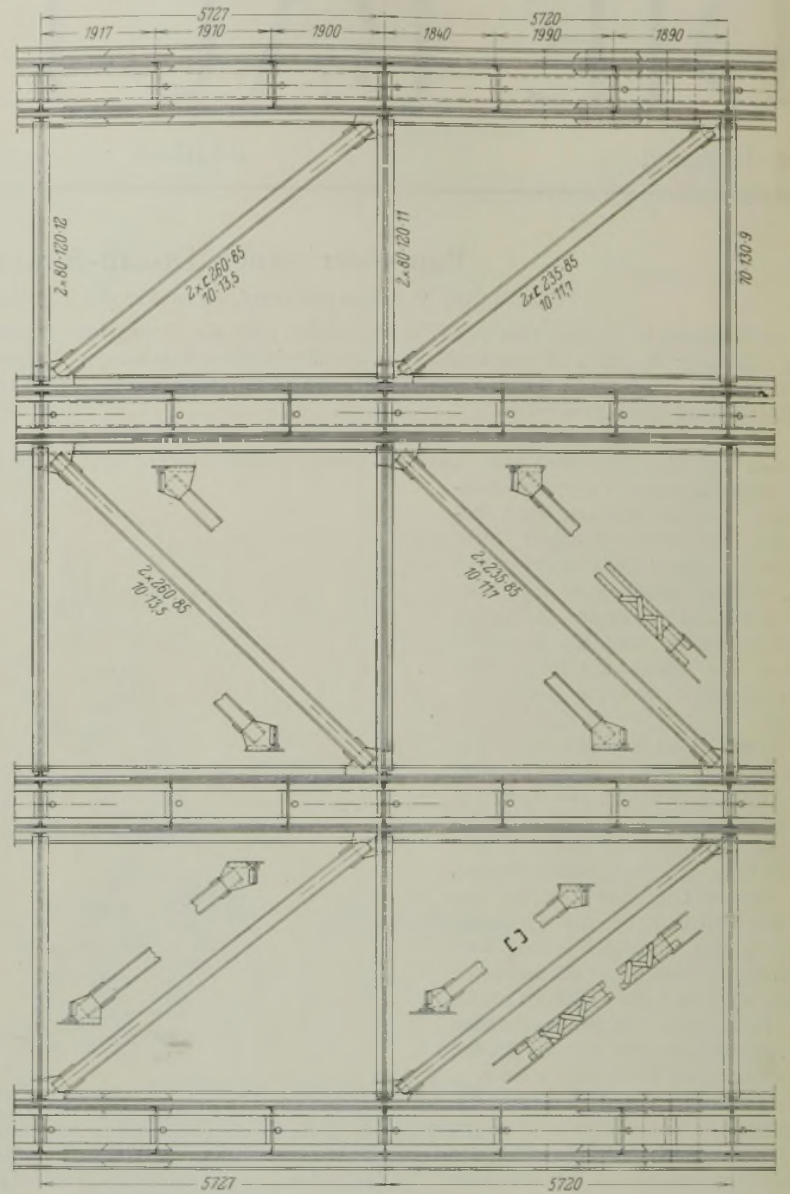


Abb. 4b. Teil des unteren Windverbandes.

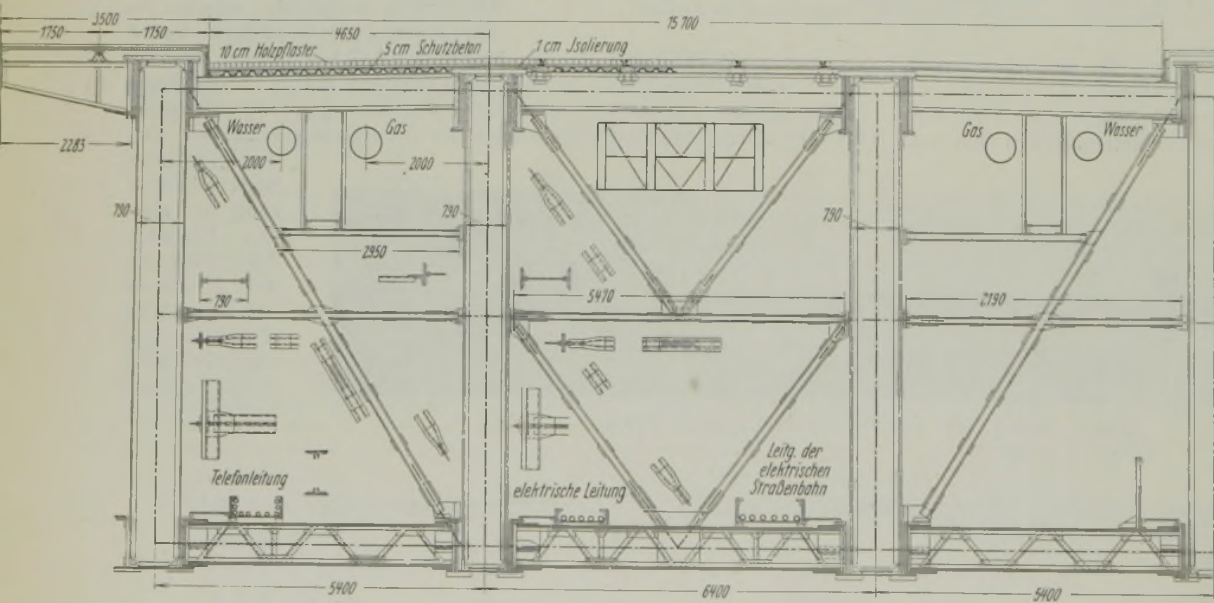


Abb. 5. Querschnitt der Brücke bei dem Strompfeiler.

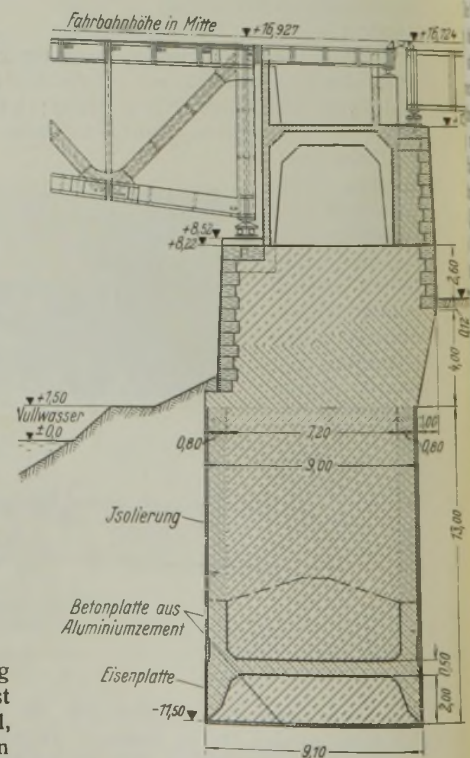


Abb. 9. Querschnitt durch den Pfeiler am rechten Ufer.

gleichzeitig von der vollen Nutzlast nur sehr selten beansprucht werden, so daß die dynamischen Wirkungen der Belastung bei allen Hauptträgern nicht zusammenfallen und dadurch die in verschiedenen Zeitpunkten entstehenden Schwingungen einander entgegenwirken.

Der Baustoff der Konstruktion ist ein Stahl von 3600 bis 4500 kg/cm² Bruchfestigkeit, 2400 kg/cm² Streckgrenze und 20 bis 27 % Bruchdehnung,

dessen zulässige Beanspruchung also 1400 kg/cm² beträgt. Es ist demnach kein hochwertiger Stahl, und so müssen die Stäbe größeren Querschnitt erhalten als im Falle hochwertigen Stahles.

Dieser Umstand hat jedoch auf die Durchbiegung der Brücke günstigen Einfluß. Andererseits ist in Ungarn — wo der Verbrauch von hochwertigem Stahl nur gering ist — dieser so teuer, daß seine Verwendung, sogar bei so großen Öffnungen, nicht wirtschaftlich erscheint.

Die Konstruktion ist trotz der kleinen Höhe sehr wirtschaftlich, und zwar hauptsächlich deshalb, weil die schweren Fahrbahnträger weggelassen; statt dieser besteht das Fahrbahngerippe aus sekundären Querträgern, die eine kleine Stützweite (5,40 m und 6,40 m) haben und 1,20 bis 1,80 m voneinander entfernt sind. Um größere Steilheit und bessere Lastverteilung zu erzielen, hat die Brücke zwei Windverbände, und zwar beim Ober- und Untergurt der Hauptträger (Abb. 4 a u. 4 b). Außerdem sind bei allen senkrechten Stäben der Hauptträger Querverbände angeordnet, die die vier Hauptträger und die Windverbände wirkungsvoll versteifen (Abb. 5). Die Querverbände verteilen also die Belastung gleichzeitig auf alle vier Hauptträger und auf die beiden Windverbände, d. h. auf sechs Träger, in dem Falle, daß nur die eine Hälfte der Fahrbahn mit der Nutzlast belastet ist, also die Brückenkonstruktion auf Verdrehung in Anspruch genommen wird.

Die lastverteilende Wirkung der großen Anzahl der steif ausgebildeten Querverbände wurde sehr eingehend und genau verfolgt und bei Berechnung der Hauptträger und Windverbände berücksichtigt. Die Querschnitte der Stäbe sind in Abb. 6 a u. 6 b dargestellt.

Die Straße auf dem Budaer (rechten) Ufer des Flusses wird von einer vollwandigen Balkenbrücke mit 33 m Stützweite überbrückt; auf der Pester Seite werden die hier befindlichen Bahngleise durch eine mehrstielige Rahmenbrücke mit fünf Öffnungen und mit einem eingehängten Träger in der mittleren Öffnung überbrückt (Abb. 7 u. 8).

Die vier Fundamente der Hauptbrücke werden unter Druckluft, und zwar jedes mit einem einzigen Senkkasten von 30 m Länge und 9 m Breite hergestellt.

Bei den vorläufigen Bodenuntersuchungen wurde auf dem Budaer Ufer Sulfatgehalt, nämlich 300 bis 400 mg je l Grundwasser festgestellt. Zum Schutze gegen das sulfathaltige Grundwasser werden die Grundkörper mit Isolierung umhüllt, die aus zwei Schichten Asphaltpappe besteht und mit Bitumen angeklebt wird. Diese Isolierung wird zum Schutze von außen mit einer 10 cm dicken Betonplatte aus Aluminiumzement (Marke „Citadur“) gedeckt (Abb. 9). Außerdem wurde der Beton des Grundkörpers mit Traßbeimengung hergestellt.

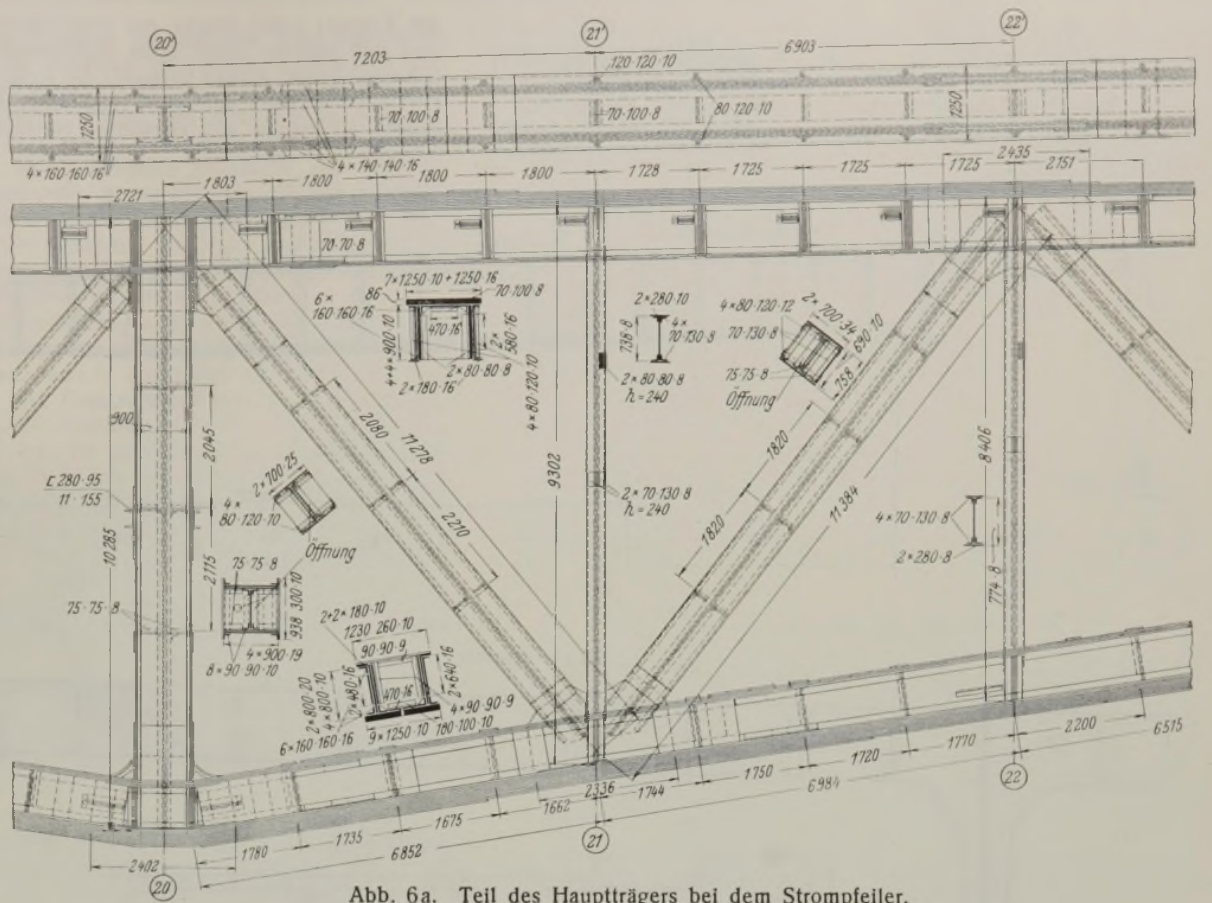


Abb. 6a. Teil des Hauptträgers bei dem Strompfeiler.

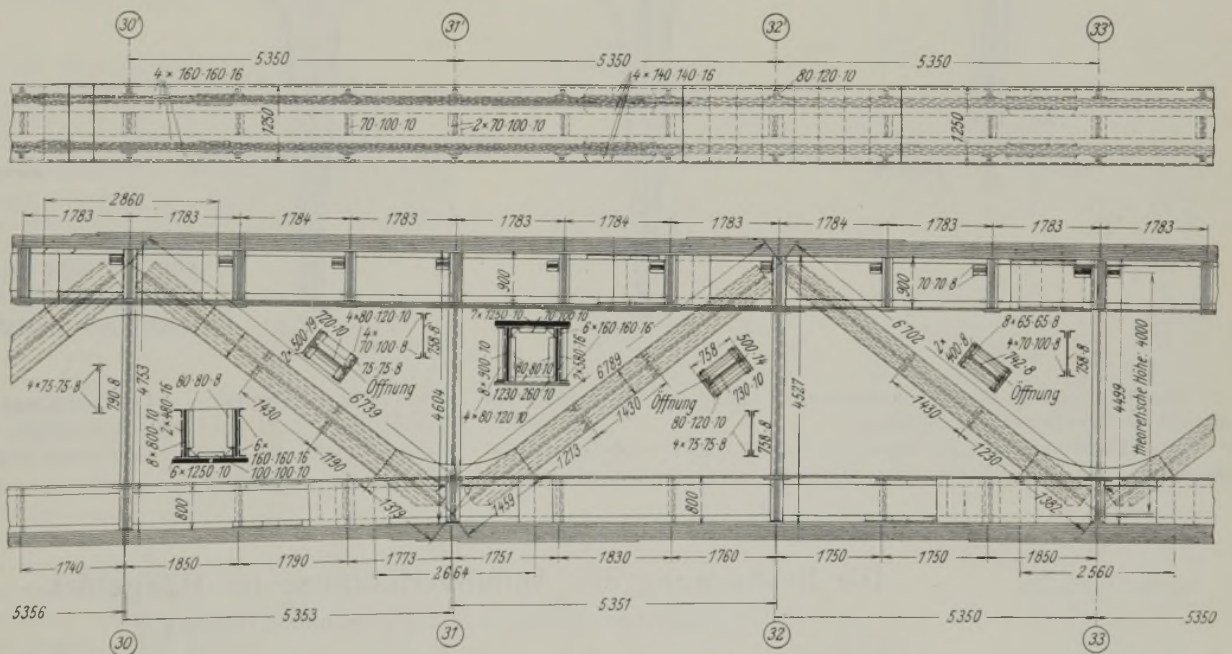


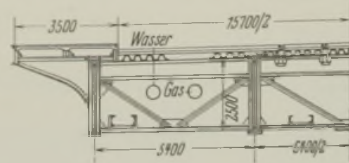
Abb. 6b. Teil des Hauptträgers in Brückenmitte.

Die Kosten des Brückenbaues, die mit den Vorlandbrücken insgesamt 9 Mill. Pengö ausmachen, werden dadurch bestritten, daß außer den Gebühren, die bisher beim Kauf der Grundstücke in Budapest zu zahlen waren, noch 1,25 % des Kaufpreises für die Zwecke der neuen Budapester Brückenbauten bezahlt werden müssen. Zur Zeit haben sich jedoch die Einnahmen aus dieser Gebühr wegen der schwierigen wirtschaftlichen Lage sehr vermindert, und somit kann der Brückenbau nicht in vollem Tempo fortgesetzt werden. Bei dem jetzigen Zustande des Baues ist schon der Grundkörper der Hauptbrücke auf dem Budaer Ufer fertiggestellt.

Die Herstellung der Stahlkonstruktion ist soweit vorgeschritten, daß etwa die Hälfte des Tragwerks der Hauptbrücke in der Werkstatt für die Aufstellung vorbereitet ist.

Der Brückenbau wird unter Leitung der Brückenbauabteilung des Königl. Ungarischen Handelsministeriums ausgeführt.

Abb. 7. Brücke am rechten (Budaer) Ufer. Ansicht des Hauptträgers und Querschnitt.



der Entwurf einer Brücke mit oberliegender Fahrbahn möglich wurde, und ließ nachher durch seine Brückenabteilung den oben besprochenen Brückenentwurf, dessen Verfasser der technische Rat Dr.-Ing. P. Álgyay-Hubert ist, noch im Jahre 1930 anfertigen. — Die Fertigstellung der Brücke ist wegen des erwähnten Hindernisses voraussichtlich erst im

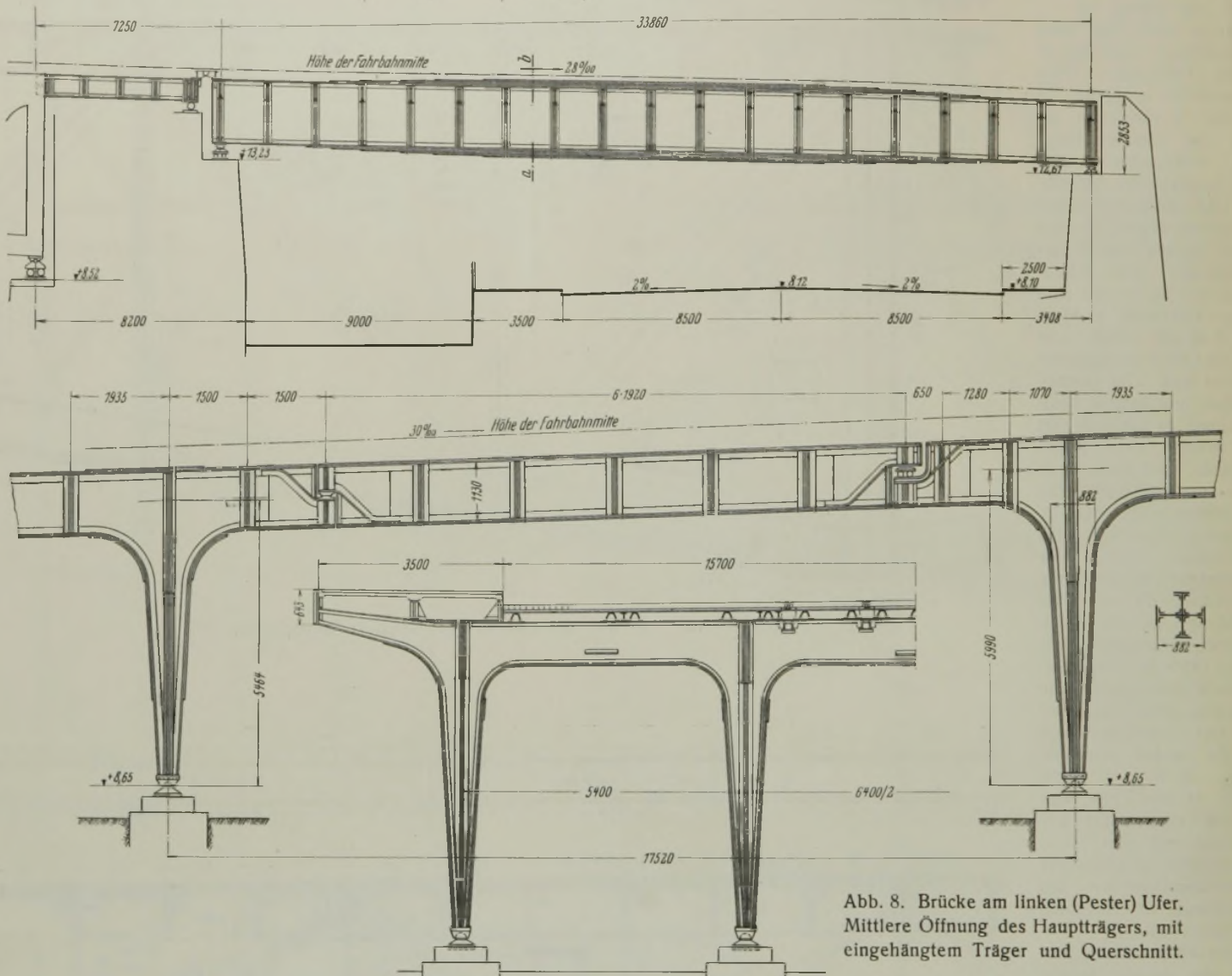


Abb. 8. Brücke am linken (Pester) Ufer. Mittlere Öffnung des Hauptträgers, mit eingehängtem Träger und Querschnitt.

Zur Beschaffung des Brückenentwurfs wurde im Jahre 1930 ein öffentlicher Wettbewerb veranstaltet.

Das Handelsministerium veränderte jedoch später teilweise die Bedingungen, die dem Wettbewerbe zugrunde lagen, in dem Sinne, daß

Jahre 1937 zu erwarten. — Die Stahlkonstruktion wird von der Königl. Ungarischen Stahl- und Maschinenfabrik hergestellt, die Fundamente werden durch die Budapester Firmen Zsigmondy Béla AG und Fábán, Somogyi, György gebaut.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Bestimmung der Abflußverhältnisse im Tidegebiet.

Von Regierungsbaumeister a. D. Edgar Schultze, Hamburg.

I. Einleitung.

Die umfangreichen Landgewinnungsarbeiten, die zur Zeit an der deutschen Nordseeküste in verstärktem Maße in Angriff genommen werden sollen¹⁾, geben zu der Frage Anlaß, wie weit es möglich ist, die durch die Verringerung der Wattflächen hervorgerufenen Veränderungen der Abflußverhältnisse im voraus ihrer Größe und Art nach einzuschätzen.

Die Einwirkung, die das Wattenmeer auf die Wasserstände und Geschwindigkeiten im Küstengebiet ausübt, kann kurz folgendermaßen gekennzeichnet werden:

Für die vorgelagerten Inseln werden die Hochwasserstände erniedrigt, da die hinter ihnen liegenden ausgedehnten Flächen einen großen Ausgleichspeicher darstellen, der die an die Küste herangedrückten Wassermassen aufnimmt. Eine Verringerung dieses Speichers muß notwendig zu einem erhöhten Aufstau an den Inseln führen. Aber nicht nur hier, sondern auch an der neuen Begrenzung des Festlandes durch Deiche oder Abschlußdämme tritt die gleiche Erscheinung auf, wie das Beispiel der

Zuidersee zeigt. Dort hat sich außerdem die zunächst merkwürdige Tatsache erwiesen, daß trotz der verringerten Wattfläche die Gezeitenströmungen in den Seegaten verstärkt werden.

Es geht schon aus diesen wenigen Angaben hervor, daß es sich bei der Frage der Bestimmung der Abflußmengen im Tidegebiet um ziemlich verwickelte Beziehungen handelt, deren rechnerische Erfassung daher entsprechend umständlich ist.

Der Abflußvorgang im Wattenmeer wird aber dadurch vereinfacht, daß er sich in einem ziemlich beständigen Rinnensystem vollzieht, das, von dem Seegat, dem Tief zwischen zwei Inseln, ausgehend, in zahlreichen Verästelungen verläuft. Die Grenzen des Einflußgebietes sind durch die Küste, die Inseln und die Wattwasserscheiden festgelegt, die sich zwischen einer Insel und dem Festlande an der Stelle des Zusammenstoßes der beiden um die Insel herumfließenden Strömungen bilden.

Die Entwässerungsrinnen oder Priele weisen einen Querschnitt auf, der eine gewisse Ähnlichkeit mit einem zweigeteilten Flußprofil zeigt: Über einem schlauchartigen Mittelwasserbett erstreckt sich rechts und links der ausufernde Hochwasserquerschnitt.

¹⁾ Vgl. Deutscher Arbeitsdienst, 3. Jahrg. 1933, Heft 26.

Durch diese Verwandtschaft besteht grundsätzlich eine Ähnlichkeit auch in dem Abflußvorgang der Tideflüsse und Priele, so daß sich eine gemeinsame Behandlung beider ergibt.

Im Laufe der letzten 15 Jahre ist nun eine Reihe von in- und ausländischen Veröffentlichungen über die Berechnung der Abflußverhältnisse in Tideflüssen, im Wattenmeer und in Seegaten erschienen, die wertvolle Aufschlüsse bringen. Da in fast jeder Abhandlung ein anderer Weg zur Lösung des Problems besprochen worden ist, soll im folgenden versucht werden, die Voraussetzungen der einzelnen Verfahren gegeneinander abzugrenzen, um dem entwerfenden Ingenieur die Möglichkeit zu geben, sich für den jeweils zweckmäßigsten Weg zu entscheiden.

Die meisten bisherigen Untersuchungen sind aus einem gegebenen Anlaß heraus entstanden. In Deutschland war es die Korrektur der Unterweser, die Oeltjen²⁾ und Reineke³⁾ veranlaßte, sich näher mit der Ermittlung der Wasserstände und Geschwindigkeiten im Tidegebiet zu befassen. Im Zusammenhang mit Untersuchungen über den Sylter Dammbau beschäftigte sich Krey⁴⁾ mit der gleichen Frage. Für die Schelde arbeitete Bonnet⁵⁾ ein anderes Verfahren aus, und schließlich wurden für den Abschluß der Zuidersee umfangreiche Rechnungen durchgeführt⁶⁾. Die Verfahren wurden an dem bestehenden Zustande erprobt und dann auf die Vorausbestimmung des Entwurfzustandes angewendet. Bezüglich der Genauigkeit der erzielten Ergebnisse im einzelnen muß auf die Originalveröffentlichungen hingewiesen werden. Ebenso können die teilweise sehr umfangreichen Ableitungen der Bestimmungsformeln hier nicht wiedergegeben werden.

Die Fragestellung ist in allen Fällen folgende: Gegeben ist ein Fluß oder eine Rinne von bekannten Abmessungen und die Tidenkurve an einer bestimmten Stelle, meist an der Mündung. Gesucht wird der Verlauf der Gezeitenerscheinungen (Wasserstände und Geschwindigkeiten) an den Punkten oberhalb.

II. Bestimmung der bestehenden Abflußverhältnisse durch Messung.

Grundlage für jede Entwurfsbearbeitung ist die Kenntnis des bestehenden Zustandes. Man mißt entweder die Geschwindigkeiten, was einen besonderen Arbeitsgang erfordert, oder man benutzt die vorhandenen Messungen der Wasserstände durch die Pegel, was zu einer größeren Rechenarbeit führt.

1. Messung der Geschwindigkeiten.

a) Schwimmermessungen. Die Messungen der Geschwindigkeiten erstrecken sich zweckmäßig über eine volle Tide.

Die Schwimmermessung hat den Vorteil einfacher Handhabung und gleichzeitiger Ermittlung der Geschwindigkeit an mehreren Profilpunkten ohne besonderen Kostenaufwand. Es wird die Zeit des Schwimmkörpers für den Durchgang durch eine abgesteckte Strecke abgestoppt und gleichzeitig der Pegel zur Ermittlung der Querschnittsgrößen des vorher gepeilten Meßprofils (Abb. 3) abgelesen. Man erhält dann die mittleren Geschwindigkeiten in einer Meßlotrechten (Abb. 1 u. 2).

b) Flügelmessungen⁷⁾ geben genauere Auskunft über die Geschwindigkeitsverteilung in einer Lotrechten. Da im allgemeinen wegen der höheren Anschaffungskosten Flügel nicht in gleicher Anzahl wie Schwimmer zur Verfügung stehen, müssen die einzelnen Punkte des Querschnitts der Reihe nach abgetastet werden. Da sich die Geschwindigkeiten und Wasserstände im Tidegebiet dauernd ändern, erhält man kein gleichzeitiges Bild der Geschwindigkeitsverteilung, was den Vorteil der größeren Genauigkeit der Einzelmessung zunichte macht. Man ist also gezwungen, reichlich zu interpolieren.

Für die Messungen, die vom Wasserbauamt Harburg-Wilhelmsburg im Herbst 1930 in der Alten Süderelbe vorgenommen wurden (Abb. 3), stand nur ein Flügel zur Verfügung, mit dem in der Reihenfolge I, II, III die Geschwindigkeiten in den Meßlotrechten aufgenommen wurden. Es kann in folgender Weise interpoliert werden:

²⁾ J. Oeltjen, Über die Berechnung der Flutwellenlinien in einem Tideflusse. Ztrbl. d. Bauv. 1919, Heft 27, S. 137.

³⁾ H. Reineke, Die Berechnung der Tidewelle im Tideflusse. Jahrbuch der Gewässerkunde Norddeutschlands. Besondere Mitteilungen Bd. 3, Nr. 4, Berlin 1921.

⁴⁾ H. Krey, Die Flutwelle in Flußmündungen und Meeresbuchten. Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin, Heft 3, Berlin 1926.

⁵⁾ L. Bonnet, Contribution à l'étude théorique des fleuves à marée du bassin de l'Escaut maritime. Annales des Travaux Publics de Belgique 1922 u. 1923, Bruxelles.

⁶⁾ Verslag Staatscommissie Zuiderzee 1918 bis 1926. s'Gravenhage 1926. — J. Th. Thyse, Einfluß der Abschließung der Zuidersee auf das Verhalten der Gezeiten längs der niederländischen Küste. Ztschr. d. Internat. Ständigen Verb. d. Schifffahrtskongresse, Brüssel, Januar 1933, Heft 15, S. 59.

⁷⁾ Schätzler, Wassermengenbestimmung im Tidegebiet. Ztrbl. d. Bauv. 1931, Heft 39.

1. Zusammenfassung von jeweils I, II und III zu einer Gesamtprofilmessung. Ausgleich der Wasserstände und Zuordnung zu dem mittleren Zeitpunkt. Jede Messung wird nur einmal benutzt (Abb. 3).
2. Zusammenfassung von I, II, III, darauf von II₁, III₁, I₂, dann von III₁, I₂, II₂ (wobei die arabischen Ziffern die erste, zweite usw. Messung in den betreffenden Lotrechten bedeuten). Ausgleich und Zuordnung wie unter 1. Jede Messung wird dreimal benutzt. Vorteil: Der zeitliche Verlauf wird genauer festgelegt.

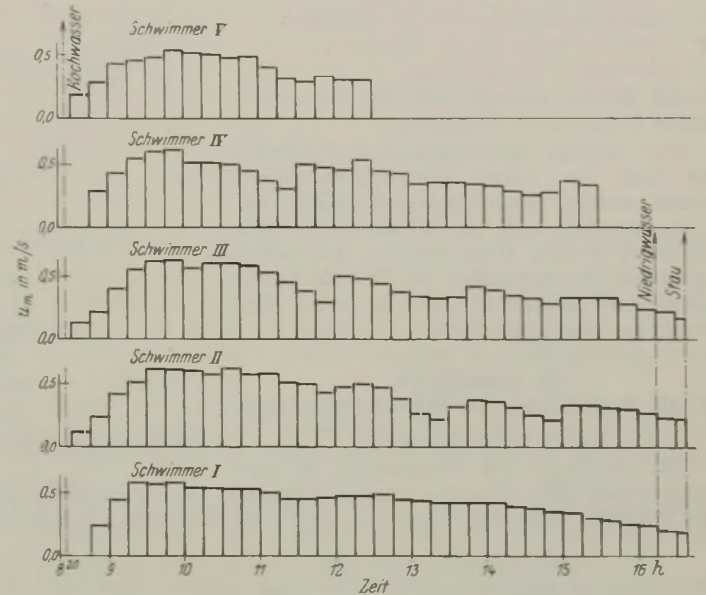


Abb. 1. Schwimmermessung des Ebbbestromes am 29. August 1930. Auftragung der Geschwindigkeiten in den fünf Meßlotrechten.

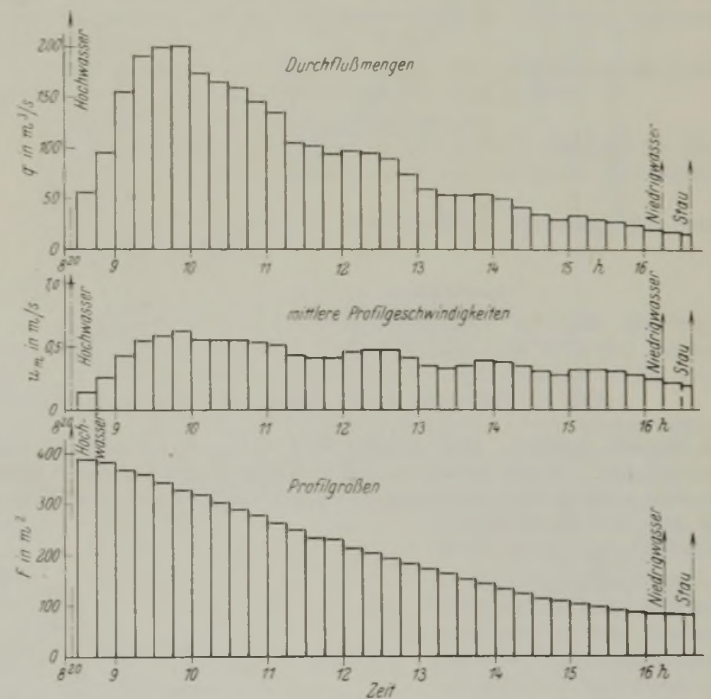


Abb. 2. Schwimmermessung des Ebbbestromes am 29. August 1930. Auswertung.

3. Auftragung der Messungen für jede Lotrechte nach der Zeit. Verbindung der Punkte zu einer Kurve und Entnahme der gleichzeitigen Geschwindigkeiten für einen beliebigen Zeitpunkt. Es werden nicht die abgelesenen, sondern die interpolierten Werte benutzt, was nur zulässig ist bei einer genügend engen Folge der Messungen.

Die Ergebnisse der Messungen sind in Abb. 4 bis 7 aufgetragen.

2. Messung der Wasserstände.

Während die Bestimmung der Abflußmengen auf Grund von Geschwindigkeitsmessungen nur mit eigens zu diesem Zweck getroffenen Maßnahmen möglich ist, kann die Abflußmenge einer Gezeit auch nachträglich mittels des Kubizierungsverfahrens bestimmt werden, soweit selbstschreibende Pegel in nicht zu großen Abständen vorhanden sind. Das Verfahren stellt lediglich eine Abwandlung des unter der Bezeichnung:

Zurückhaltungsvermögen der Seen geläufigeren Prinzips dar und ist an anderer Stelle beschrieben⁸⁾.

Für einen beliebigen Zeitpunkt ist

$$(1) \quad q = q_0 - \Sigma s b l,$$

wo

q = sekundliche Durchflußmenge für das untersuchte Profil,

q_0 = sekundliche Oberwassermenge (bekannt),

s = mittleres sekundliches Steigen oder Fallen des Wasserspiegels für die Strecke l ,

b = mittlere Breite für die Strecke l ,

l = Abstand je zweier Pegel.

Die Summe erstreckt sich von dem untersuchten Profil bis zur Flutgrenze.

Die meisten westeuropäischen Tideflüsse sind Ende des vorigen Jahrhunderts einmal kubiziert worden. Wegen des großen Aufwandes an Rechenarbeit wird das Verfahren für ausgedehntere Gebiete selten benutzt. Für örtlich begrenzte Untersuchungen wie für die Durchströmung der Seegate ist das recht genaue Verfahren aber sehr brauchbar⁹⁾.

III. Grundlagen

für die Berechnung der Abflußverhältnisse.

1. Voraussetzungen.

Die Ableitung der Gleichungen für den Abflußvorgang geht entweder von den Eulerschen Grundgleichungen aus oder geschieht unmittelbar aus einer Figur, die den Bewegungszustand

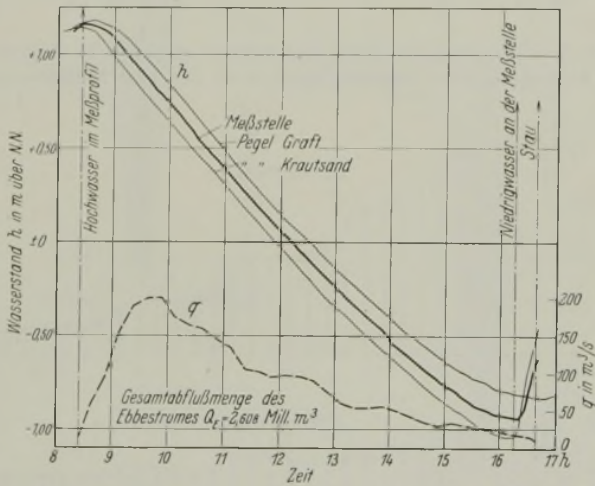


Abb. 4. Ebbestrom am 29. August 1930 (Schwimmer).

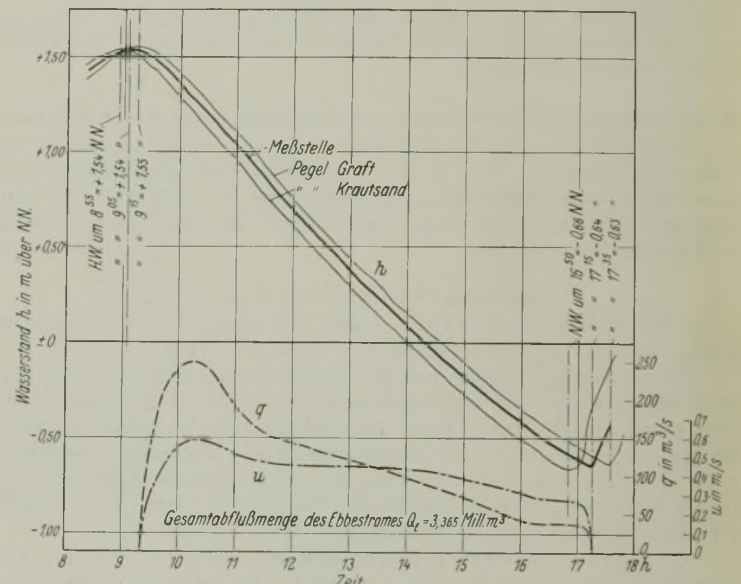


Abb. 5. Ebbestrom am 15. Oktober 1930 (Flügel).

des Wassers darstellt. Den zweiten Weg haben Krey und Oeltjen eingeschlagen. Da die Annahmen und Vereinfachungen bedeutend klarer bei einer formelmäßigen Ableitung zu ersehen sind, wäre es zu wünschen, daß das erste Verfahren ausschließlich angewandt würde.

Die Grundgleichungen der Hydraulik sind so allgemein gehalten, daß sie für jeden Fließzustand gelten. Will man die Ausdrücke für eine bestimmte Strömungsart entwickeln, so müssen zunächst die Annahmen festgesetzt werden, deren Vorhandensein gerade diese Strömung kennzeichnet.

Für den Abfluß im Tidegebiet gelten allgemein folgende Voraussetzungen:

⁸⁾ H. Engels, Handbuch des Wasserbaues, S. 355, Leipzig 1923. — Reineke, a. a. O., S. 8.

⁹⁾ F. Walther, Die Gezeiten und Meeresströmungen im Norderneyer Seegat. Bautechn. 1934, Heft 13, S. 141.

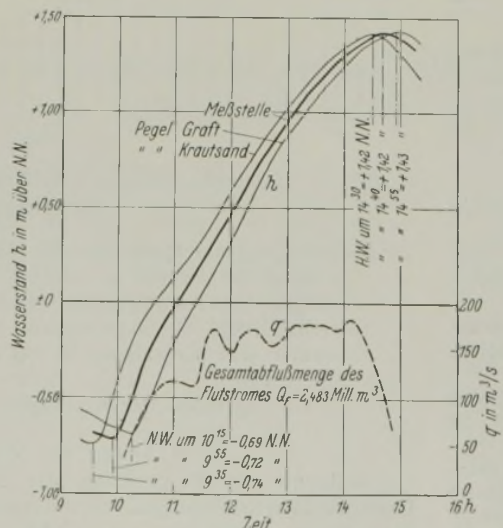


Abb. 6. Flutstrom am 4. September 1930 (Schwimmer).

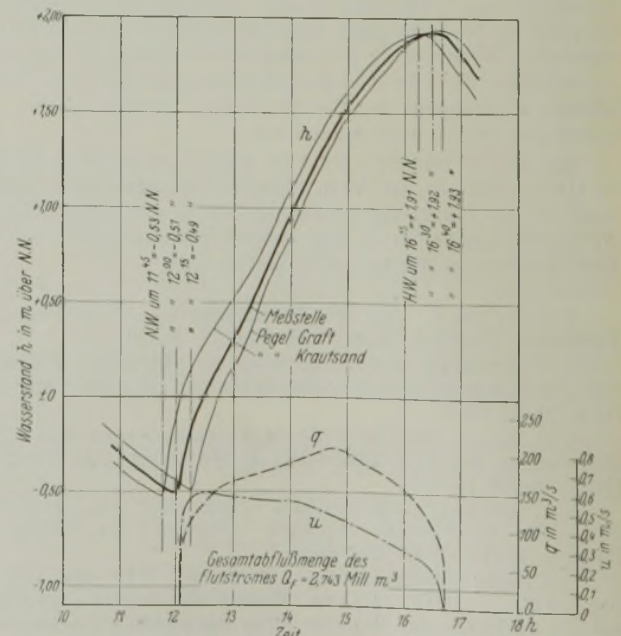


Abb. 7. Flutstrom am 21. Oktober 1930 (Flügel).

Abb. 4 bis 7. Ergebnisse der Messungen.
Wasserstände h , mittlere Profilgeschwindigkeiten u und sekundliche Wassermengen q .

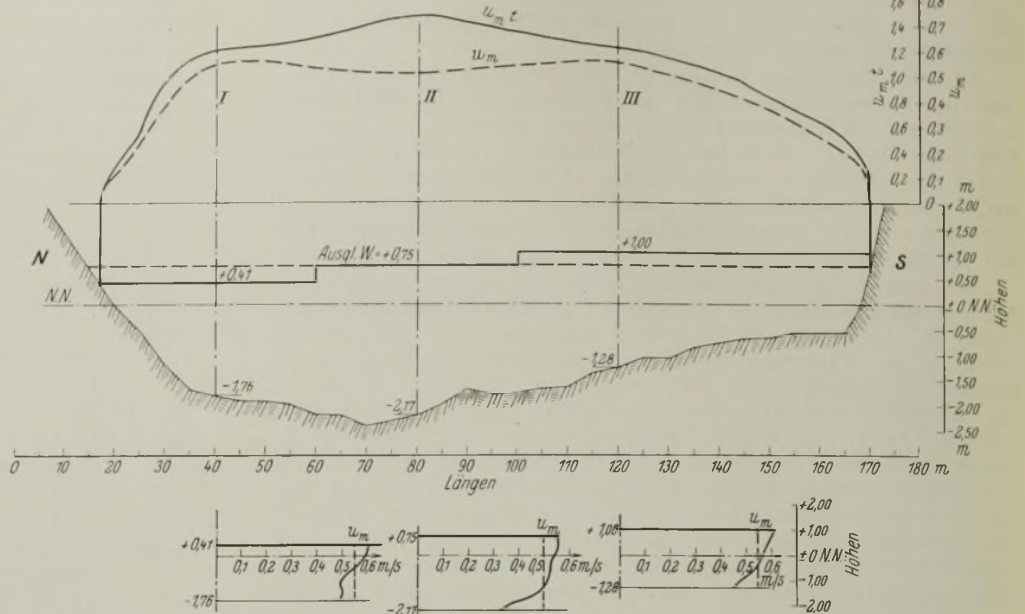


Abb. 3. Flügelmessung des Flutstromes am 21. Oktober 1930.

Auftragung der Geschwindigkeiten in den drei Meßlotrechten für eine Profilmessung und Auswertung.

1. Die auf ein Wasserteilchen wirkenden äußeren Kräfte sind die Schwerkraft und der Reibungswiderstand des Flußbettes.
2. Der Reibungswiderstand S ist entweder quadratisch oder in größerer Annäherung linear von der Wassergeschwindigkeit u abhängig. Die letztere Annahme bringt rechnerische Vorteile.

$$(2a) \quad S = \frac{u^2 l b \gamma}{k^2} \quad \text{oder} \quad u = k \sqrt{TJ},$$

$$(2b) \quad S = \frac{u l b \gamma}{k'} \quad \text{oder} \quad u = k' T J,$$

wo

- l = Länge der Strecke,
- b = mittlere Breite der Strecke,
- k, k' = Reibungsbeiwerte,
- T = mittlere Tiefe,
- J = Gefälle der gleichförmigen Strömung.

3. Die Geschwindigkeit in der Richtung y der Flußbreite ist gleich Null.
4. In der Richtung x der Flußachse wird mit der mittleren Profilvergeschwindigkeit u gerechnet, so daß

$$\frac{\partial u}{\partial y} = 0 \quad \text{und} \quad \frac{\partial u}{\partial z} = 0.$$

5. Die Geschwindigkeit in der Richtung z der Flußtiefe ist gleich Null.

2. Mit der Zeit veränderliche Strömung.

Mit diesen Voraussetzungen erhält man die Gleichung für die mit der Zeit veränderliche Strömung:

$$(3) \quad J = \frac{\partial h}{\partial x} = \frac{u^2}{k^2 T} + \frac{1}{g} \left(\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} \right) \quad (\text{Abflußgleichung}).$$

$$(4) \quad \frac{\partial q}{\partial x} = -b \frac{\partial h}{\partial t} \quad (\text{Kontinuitätsgleichung}),$$

wo

- h = Wasserstand über NN,
- t = Zeit,
- q = sekundliche Abflußmenge,
- b = Flußbreite,
- T = Flußtiefe.

Gl. (4) ist identisch mit der als Formel (1) gebrachten Beziehung.

Die genaue Ableitung der Gl. (3) wird übereinstimmend von Oeltjen und Reineke gebracht. Nur Krey erhält eine andere Schlußformel (obgleich er von den gleichen Voraussetzungen ausgeht), bei der in der hier gebrachten Schreibweise das zweite Glied $\frac{\partial u}{\partial t}$ der rechten Seite mit $\frac{c-u}{c}$ multipliziert wird (c = Fortschrittsgeschwindigkeit der Flutwelle). Diese Gleichung steht im Widerspruch zu dem von Oeltjen und Reineke gefundenen Ausdruck. Da Krey nicht auf die Eulerschen Formeln zurückgeht, lassen sich die Entwicklungen nicht miteinander vergleichen, auch läßt sich nicht der Punkt feststellen, an dem Krey zu seiner Abweichung kommt. Jedenfalls darf der Ausdruck von Oeltjen und Reineke im Hinblick auf seine Ableitung als der genauere bezeichnet werden.

Zahlenmäßig ist der Unterschied zwischen beiden Formeln nicht sehr groß. Der Faktor $\frac{c-u}{c}$ beträgt in ungünstigen Fällen bei geringem c und großem u etwa 0,8. Da allerdings das Glied $\frac{\partial u}{\partial t}$ im Durchschnitt den Hauptanteil des zur Beschleunigung des Wassers verbrauchten Gefalles liefert, kann sich zur Zeit der stärksten Geschwindigkeitsänderung die Abweichung durchaus bemerkbar machen.

Vernachlässigt man in Gl. (3) das Glied $\frac{\partial u}{\partial t}$, so erhält man die gewöhnliche Stauformel. Die Voraussetzung zur Anwendung dieser Formel tritt im Tidegebiet aber nur in Ausnahmefällen ein. Viel eher ist es dagegen möglich, den Ausdruck $u \frac{\partial u}{\partial x}$ gleich Null zu setzen, da der Anteil dieses Summanden im allgemeinen recht gering ist. In diesem Sinne wurde z. B. bei den Berechnungen für die Zuidersee verfahren.

Grundsätzlich ist bei allen Vereinfachungen, die mit den Ausgangsgleichungen vorgenommen werden, zu unterscheiden, ob sie sich auf die Auffassung des physikalischen Vorganges erstrecken oder nur aus rein rechnerischen Gründen, etwa als Weglassen von zahlenmäßig unbedeutenden Gliedern, entstehen. Das letztere ist für die Klärung des Vorganges ohne Bedeutung.

So besteht bezüglich der Voraussetzungen für Gl. (3) u. (4) ein Unterschied darin, daß man die Kontinuitätsgleichung (4) nur dann erhält, wenn man die Geschwindigkeit in der Senkrechten nicht gleich Null, sondern nur als sehr klein annimmt, nämlich gleich dem Steigen s des Wasserspiegels. Andernfalls müßte man wegen der Nichtzusammendrückbarkeit des Wassers auch $\frac{\partial u}{\partial x}$ gleich Null setzen, was den getroffenen Voraussetzungen widerspricht.

3. Wellenbewegung.

Deshalb gehen einige Untersuchungen auch von dem richtigeren Ansatz aus, in der Abflußgleichung (3) die senkrechte Geschwindigkeit mitzuberücksichtigen. Man erhält dann die Ableitung der Gleichung für die Einzel- oder Stauwelle, die in derselben Form wie Gl. (3) geschrieben lautet:

$$(5) \quad J = \frac{\partial h}{\partial x} = \frac{1}{g} \left(\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} \right) + \frac{H}{3} \cdot \frac{\partial^3 h}{\partial x \partial t^2},$$

hier ist:

- h = Wasserstand über der waagrecht angenommenen Ruhelage des Spiegels oder über NN,
- H = Wassertiefe unter der Ruhelage des Spiegels.

Die Voraussetzungen zu Gl. (5) sind dieselben wie zu Gl. (3) mit dem Unterschiede, daß

1. eine senkrechte Geschwindigkeit zugelassen wird,
2. die Sohle waagrecht angenommen wird,
3. die Reibung als vernachlässigbar angesehen wird.

Das neu hinzugenommene Glied $\frac{H}{3} \cdot \frac{\partial^3 h}{\partial x \partial t^2}$ bedeutet eine Berücksichtigung der Form der auftretenden Welle und bringt eine Erleichterung für die Integration der Gleichung mit sich, da man jetzt die Fortschrittsgeschwindigkeit der Welle als einen genau definierten Begriff einführen kann und mit deren Hilfe zu einer Integration der Differentialgleichung gelangt (s. Abschnitt IV, 3).

Betrachtet man die Voraussetzungen, unter denen die beiden grundlegenden Gleichungen für die Tidebewegung entstanden sind, im Hinblick auf die wirklich vorliegenden Verhältnisse, so sind folgende Abweichungen zu erkennen:

1. Die Reibung unterliegt weder einem linearen noch einem quadratischen Gesetze. Ihre wirkliche Abhängigkeit ist bisher ungeklärt.
2. Die Strömung im Tidegebiet ist keine Bandströmung.
3. Die Geschwindigkeit in der Richtung der Flußbreite ist nicht gleich Null.

Man darf somit bei der Anwendung der Gleichungen keine allgemein gültigen und unbedingt zuverlässigen Werte erwarten und muß daher für jeden gerade untersuchten Fall bestimmte, durch die Örtlichkeit gegebene Korrekturen anbringen.

Für den praktischen Gebrauch müssen die Gleichungen zunächst integriert werden. Hierzu bestehen folgende Möglichkeiten:

1. numerische Integration (Näherungsverfahren),
2. exakte Integration durch Einsetzen bestimmter Funktionen für den zeitlichen und örtlichen Verlauf von h und u an bestimmten Stellen (Randwerte),
3. exakte Integration durch die schon erwähnte Einführung der Fortpflanzungsgeschwindigkeit c .

4. Harmonische Analyse.

Bevor die drei Lösungen betrachtet werden, sei noch die Möglichkeit beschrieben, wie man den zeitlichen und örtlichen Verlauf von h und u , der die Voraussetzung des zweiten Verfahrens bildet, festlegen kann.

Die an einem Ort beobachtete, fast immer recht unregelmäßige Gezeitenkurve (Abb. 8a) kann man sich in einen periodischen Gezeitenanteil im engeren Sinne (Abb. 8c) und eine nichtperiodische Schwankung des mittleren Wasserspiegels zerlegt denken (Abb. 8b). Der letztere Anteil, auch Stau genannt, ist eine Wirkung des Windes, des Luftdrucks und des aus dem Binnenlande abfließenden Oberwassers, das seinerseits wieder vom Niederschlag und der Verdunstung abhängt. Mittelt man die Gezeitenkurve über einen längeren Zeitraum, so werden die Wettereinflüsse zu einer konstanten Größe, und man erhält eine lediglich von den Anziehungskräften von Sonne und Mond hervorbrachte Gezeitenkurve (Abb. 8c). Da diese eine von den Gestirnen erzwungene Schwingung der Wassermassen der Erde darstellt, muß sie dieselbe Periode aufweisen wie die Bewegungen der sie erzeugenden Himmelskörper. Diese Bewegungen sind mit astronomischer Genauigkeit bekannt und infolgedessen auch die Perioden der Gezeitenkurve. Die Verwickeltheit der Bewegungen bringt es mit sich, daß ihre Wirkung sich aus vielen verschiedenen Elementen zusammensetzt, deren Summe wir in der Gezeitenkurve vor uns haben. So vollzieht sich nicht nur der Umlauf von Sonne und Mond in regelmäßigem Ablauf, sondern auch deren Entfernung und Deklination wechseln in gleicher Weise. Jede dieser Teilbewegungen wiederholt sich nach einem anderen Zeitabschnitt und ruft für sich eine cos-Schwingung des Wassers hervor. Von jeder dieser cos-Schwingungen, die mit Tide bezeichnet wird, ist zunächst nur die Schwingungsdauer, aber nicht die Amplitude und die Phasenverschiebung gegen die übrigen Teilbewegungen bekannt. Diese beiden unbekannt Größen, die harmonischen Konstanten, sind für jede Tide von Ort zu Ort verschieden und können durch Auswertung der beobachteten Gezeitenkurve erhalten werden. Man hat also die nach Abzug der Wettereinflüsse verbleibende Gezeitenkurve mittels des Verfahrens der harmonischen Analyse in eine

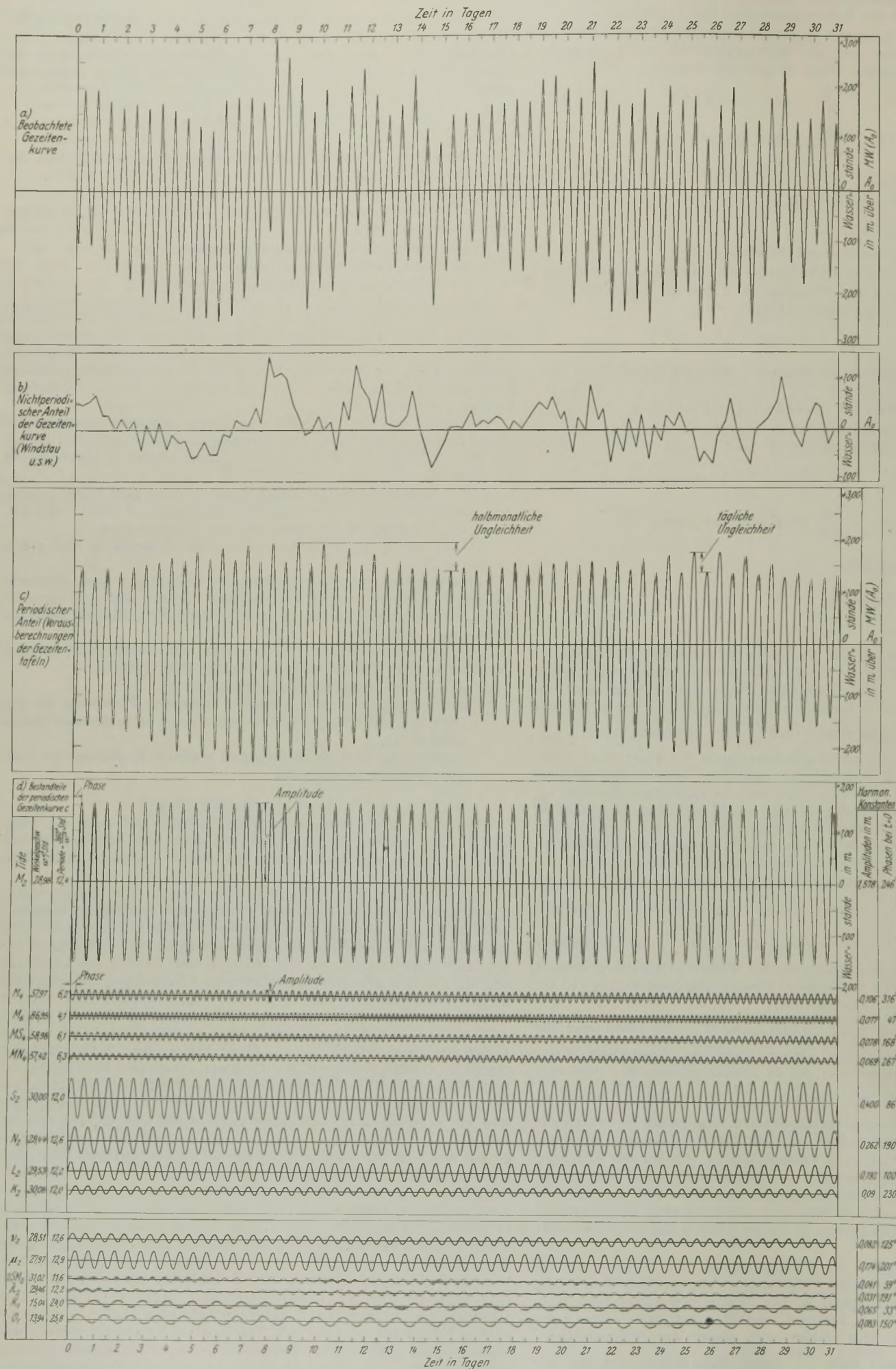


Abb. 8. Zerlegung einer Gezeitenkurve nach dem Verfahren der harmonischen Analyse.

Summe von reinen cos-Schwingungen zerlegt, wie sie in Abb. 8d dargestellt sind. Da der Verlauf der Tiden ein für allemal festgelegt ist, kann man die rein periodische Gezeitenkurve für beliebige Zeiten im voraus berechnen. Derartige Vorausbestimmungen werden maschinell mit einer Gezeitenrechenmaschine ausgeführt und in den Gezeitentafeln veröffentlicht. In Deutschland befindet sich eine Gezeitenrechenmaschine bei der Deutschen Seewarte.

Für die Zwecke der Bestimmung der Abflußverhältnisse im Tidegebiet beruht die Vereinfachung einer solchen Zerlegung darin, daß man an Stelle einer verwickelten Gezeitenkurve, die sich mathematisch nicht durch einen kurzen Ausdruck wiedergeben läßt, mit cos-Kurven rechnen kann. Die Berechnung wird jeweils für eine der dargestellten Tiden durchgeführt. Das Ergebnis besteht aus der Summe der Einzelrechnungen.

Die harmonische Analyse erstreckt sich bisher allerdings nur auf die Gezeitenkurven, nicht aber auf den Verlauf der Geschwindigkeiten. Dieser stellt eine Schwingung ähnlicher Art dar, wie aus Abb. 5 u. 7 zu ersehen ist.

Es bestehen aber grundsätzliche Unterschiede zwischen beiden. Ist z. B. eine cos-Tide von der Form $h = a \cdot \cos(nt + \varphi)$ gegeben und nimmt man eine Zunahme der Oberfläche $O = bI$ des Gewässers nach dem Gesetze $O = Bh^m = a^m B \cdot \cos^m(nt + \varphi)$, also näherungsweise einen parabolischen Querschnitt des Flusses an, dann erhält man durch

Einsetzen dieser Werte und von $s = \frac{\partial h}{\partial t} = -a n \cdot \sin(n t + \varphi)$ in Gl. 1:

$$(1a) \quad q = q_0 + \sum a^{m+1} B n \cdot \sin(n t + \varphi) \cdot \cos^m(n t + \varphi),$$

und da $u = \frac{q}{F}$, für u einen entsprechenden Ausdruck. Selbst wenn man annimmt, daß die Summe der Gl. (1a) nur aus einem Gliede besteht, also ein kurzer abgeschlossener Kanal vorliegt (wie Abb. 14a), und wenn die senkrechte Gezeitenbewegung eine reine cos-Tide ist, so trifft dies

für die waagerechte Gezeitenbewegung im allgemeinen nicht zu, es sei denn, der Kanalquerschnitt wäre ein Rechteck. Die Geschwindigkeiten und sekundlichen Wassermengen verlaufen zwar in der gleichen Periode wie die Wasserstände, aber nicht mehr nach dem einfachen cos-Gesetz¹⁰⁾. Für die Berechnung läßt sich aber auch ohne Kenntnis der Geschwindigkeits-tiden auskommen, wie weiterhin gezeigt werden wird. (Schluß folgt.)

¹⁰⁾ Vgl. Abb. 11 in Walther, a. a. O., S. 145.

Ramm- und Belastungsversuche mit verschiedenen Pfahlarten aus Eisen und Eisenbeton und mit eisernen Spundbohlen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. Ernst Paulsen, Baurat, Hamburg.
(Schluß aus Heft 33.)

3. Probelastung.

Die Einrichtungen für die Probelastung zeigt Abb. 13. Die Flüssigkeitspresse steht auf dem zu belastenden Versuchskörper (Abb. 14); bei der Druckbelastung der zwei Hoesch-Doppelbohlen war zur Druckverteilung ein Verteilungsträger zwischen Spundbohlen und Presse angeordnet. Auf der Presse steht ein Druckverteilungsbalken aus Beton (Abb. 14), über dem zwei miteinander verbolzte Träger P 80 liegen, deren Auflagerkräfte durch die Belastungsversuche auf der Wasserseite durch verzimmerte Holzpfahlböcke und auf der Landseite von der Kaimauer aufgenommen werden. In der Kaimauer waren Aussparungen hergestellt worden, in die die Träger hineingeschoben wurden (Abb. 4). Um die Kaimauer bei den Druckbelastungen der Versuchskörper von Zugbeanspruchungen freizuhalten, war auf der Mauer ein eiserner Wassertank mit einem Eigengewicht von 16 t und einem Fassungsvermögen von 94 m³ aufgestellt (Abb. 15). Entsprechend der Drucksteigerung auf der Presse wurde Wasser in den Tank durch eine mit einer Pump-einrichtung versehene Barkasse gepumpt. Beim Heruntergehen des Druckes in den einzelnen Laststapeln wurde der Wasserinhalt

unverschieblicher Festpunkt zum Anbringen dieser Einrichtung weder vorhanden war, noch eingerichtet werden konnte. Die Höhenlage der Pfahlböcke und Kaimauer änderte sich während der Belastungsversuche. Die Druckbelastung wurde durchgeführt für den Pfahl Nr. 1, der nicht aus-

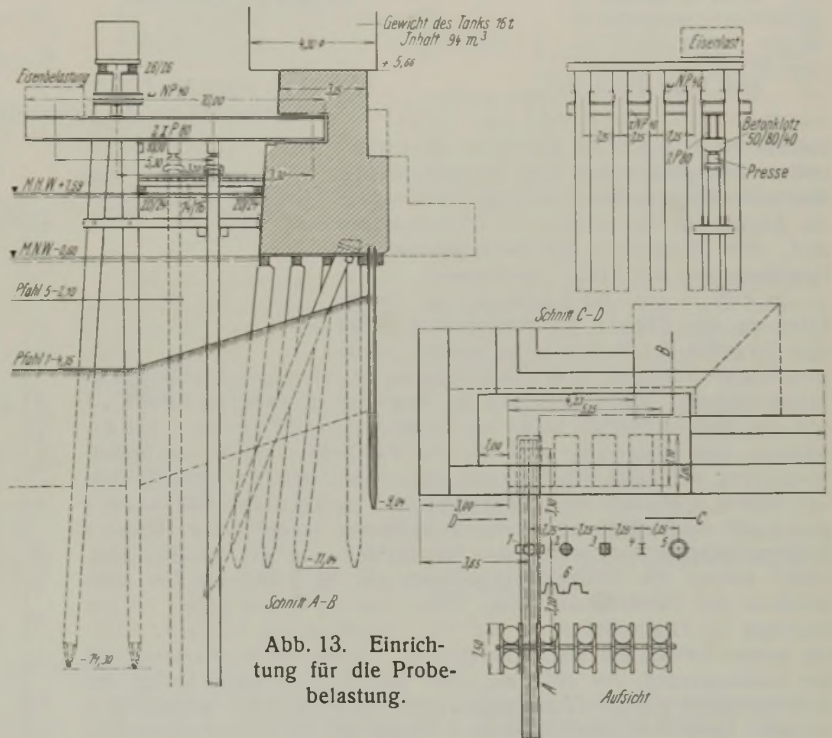


Abb. 13. Einrichtung für die Probelastung.

Übersicht 2.

Pfahl Nr.	Höhe der Laststapel	Zeitdauer der Staffel	Gesamte Einsenkung	Bleibende Einsenkung
1	140 t	4 h 35 min	44 mm	35,6 mm
	60 t	1, 48 "	3,2 "	1,9 "
	120 t	3, 45 "	18,5 "	13,2 "
2	170 t	7, 43 "	92,3 "	81,8 "
	60 t	2, 47 "	2,5 "	1 "
	120 t	7, 37 "	10,2 "	7,4 "
3	170 t	6, 38 "	120,5 "	110 "
4	170 t	6, 11 "	61,8 "	53 "

entsprechend herabgemindert. Das Umsetzen von Tank und Träger für die Belastungen der einzelnen Versuchspfähle wurde durch einen Schwimmkran besorgt. Abb. 16 gibt eine Übersicht über die Versuchsstelle. Die Senkungen der Versuchskörper bei den einzelnen Laststapeln wurden auf einer Meßplatte mittels Theodoliten abgelesen (Abb. 14, 16). An der Meßplatte war in der Beobachtungshöhe ein Präzisionsmaßstab angebracht. Die Beobachtungen wurden bei den Pfählen an sechs, bei den Bohlen an vier Punkten ausgeführt. Aus den abgelesenen Werten wurde das arithmetische Mittel gebildet. Das Anbringen einer Vorrichtung, die ein unmittelbares Ablesen ohne Theodoliten gestattet hätte, war nicht möglich, da ein

betoniert worden war, für die ausbetonierten Pfähle Nr. 2 u. 3, Pfahl Nr. 4, eine Doppelbohle und zwei Doppelbohlen. Die Belastung der einen Doppelbohle war so angeordnet, daß die Doppelbohle zwischen zwei einfachen Bohlen stand. Die Druckbelastung wurde bei den Versuchs-



Abb. 16. Übersicht über die Versuchsstelle.



Abb. 15. Wasserbehälter zur Entlastung der Kaimauer.

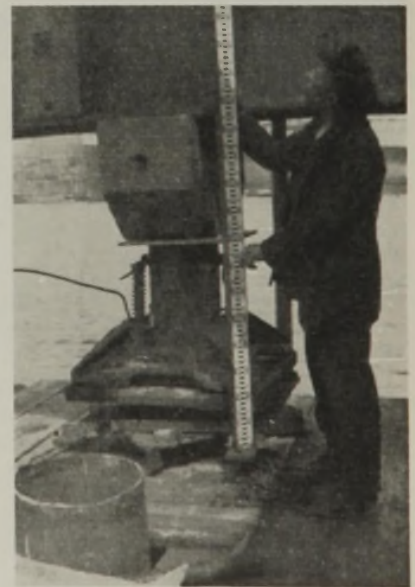


Abb. 14. Flüssigkeitspresse und Druckverteilungsbalken.

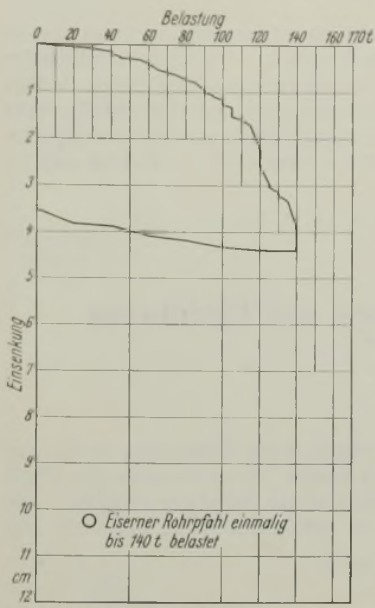


Abb. 17a. Pfahl Nr. 1.

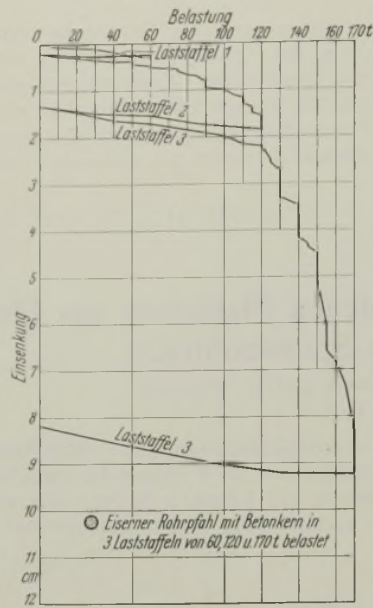


Abb. 17b. Pfahl Nr. 2.

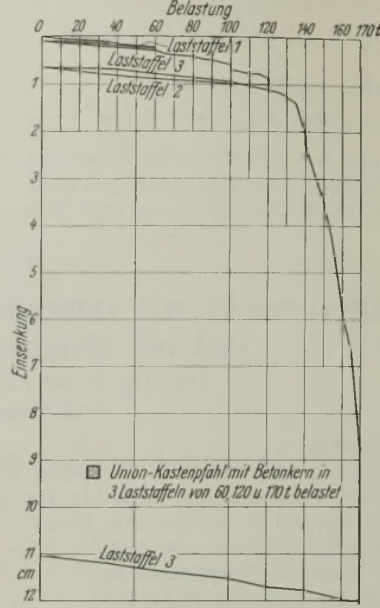


Abb. 17c. Pfahl Nr. 3.

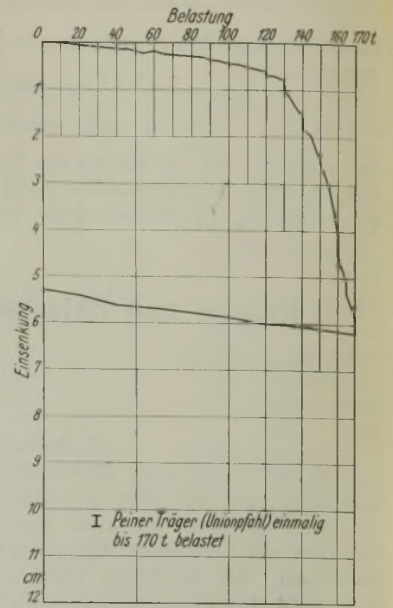


Abb. 17d. Pfahl Nr. 4.

Abb. 17a bis d. Druckbelastungskurven.

körpern Nr. 2, 3 u. 5 in drei bzw. zwei Laststufen durchgeführt und unter einzelnen Lasten über einen längeren Zeitraum ausgedehnt, worauf die Absätze in den Lastkurven zurückzuführen sind. Die Übersicht 2 faßt die Ergebnisse der Druckbelastung der Pfähle zusammen.

In Abb. 17 sind die Lastkurven der Druckbelastung der Pfähle zusammengestellt. Bei dem Vergleich der Kurven untereinander ist die verschiedene Zeitdauer in der Durchführung der einzelnen Laststufen zu berücksichtigen. Der Unterschied der Tragfähigkeit zwischen Pfahl Nr. 1 und den übrigen Pfählen ist bis zur Belastung von 50 t gering. Bei der weiteren Drucksteigerung wird die im Pfahlinneren durch die Bodenverdichtung verstärkte Wandreibung überwunden, und die fehlende Ausbetonierung wirkt sich aus. Der Unterschied zwischen den Pfählen Nr. 2 und 3 gibt die Bestätigung der bei der Rammung beschriebenen stärkeren Bodenverdichtung im Innern der Kastenpfähle. In der zweiten Laststufe beträgt die bleibende Einsenkung bei Nr. 2 13,2 mm bei einer Zeitdauer der Durchführung dieser Staffel von 3 h 45 min gegen 7,4 mm innerhalb 7 h 37 min bei Nr. 3. Bei der Grenzbelastung von 170 t fallen die beiden Kurven am Schluß zusammen. Hierbei ist zu beachten, daß die Laststeigerung von 125 t auf 170 t bei Nr. 2 in sechs Stufen mit einer Zeitdauer von 5 h 17 min gegen zwei Stufen mit 1 h 15 min bei Nr. 3 erfolgte. Unter der Endlast blieb Nr. 2 30 min und Nr. 3 3 h 4 min stehen. Der Unterschied im Kurvenverlauf zwischen den Pfählen Nr. 2 und 3 und Pfahl Nr. 4 ist nur gering, wobei zu berücksichtigen ist, daß bei Nr. 4 die Belastung in einer Staffel bis zur Endlast durchgeführt wurde.

In Abb. 18 sind die Lastkurven der Spundbohlen aufgetragen. In ihrem Verlauf zeigt sich an einigen Punkten ein vorübergehendes Ansteigen.

Dieses wird auf die nicht genau achsrechte Einwirkung der Drucklast und die Lage der Beobachtungspunkte zurückzuführen sein. Die Ergebnisse sind in der Übersicht 3 zusammengestellt.

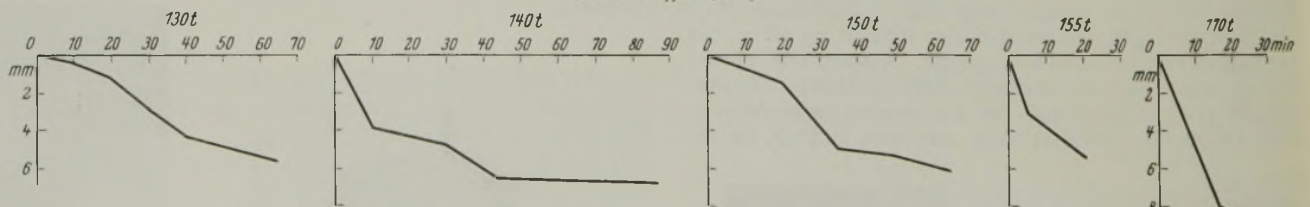


Abb. 19a. Entwicklung der Einsenkung unter ruhender Belastung bei Pfahl Nr. 1.

Abb. 19c. Entwicklung der Einsenkung unter ruhender Belastung bei Pfahl Nr. 3.

Abb. 19b. Entwicklung der Einsenkung unter ruhender Belastung bei Pfahl Nr. 2.

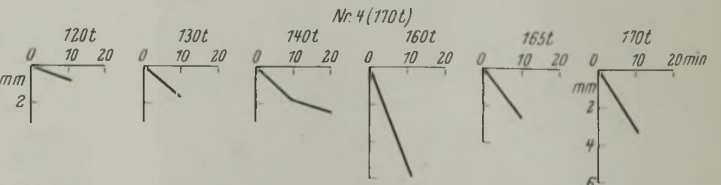


Abb. 19d. Entwicklung der Einsenkung unter ruhender Belastung bei Pfahl Nr. 4.

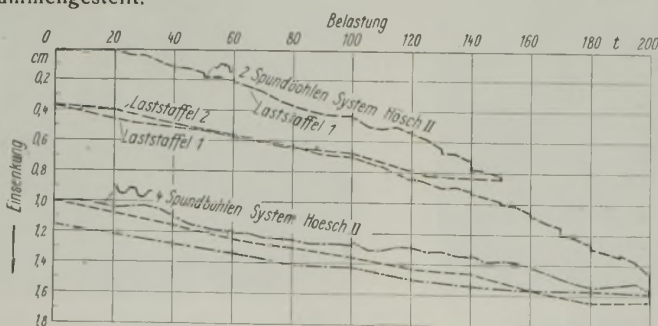


Abb. 18. Druckbelastungskurven der Spundbohlen.

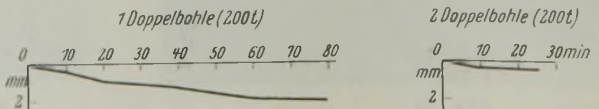


Abb. 19e. Desgl. bei den Spundbohlen.

Übersicht 3.

Bezeichnung	Höhe der Laststafeln	Zeitdauer der Staffel	Gesamte Einsenkung	Bleibende Einsenkung
1 Doppelbohle	150 t	4 h 50 min	8,4 mm	3,7 mm
	200 t	6 „ 32 „	16,4 „	10 „
2 Doppelbohlen	200 t	6 „ 44 „	5,9 „	4,2 „

Abb. 19 zeigt für eine Reihe von Lasten die Entwicklung der Einsenkung bei den Pfählen und Spundbohlen.

Im Anschluß an die Druckbelastung wurden Pfahl Nr. 1 und die Doppelbohle einem Zugversuch unterworfen. Zu diesem Zweck wurde die Einrichtung der Probebelastung entsprechend umgebaut. Die 2 P 80 wurden auf die Pfahlböcke und die Kaimauer gelegt. Auf die Träger wurde die Druckpresse gestellt. Ihre Druckkraft wirkte durch eine entsprechende Vorrichtung auf die Versuchskörper als Zugkraft (Abb. 20). In



Abb. 20. Einrichtung für die Zugversuche.

Abb. 21 sind die Zugbelastungskurven dargestellt. Die Zugbelastung wurde bei Pfahl Nr. 1 in zwei Laststafeln gesteigert. Die erste Laststafel ging bis auf 60 t. Der Pfahl hob sich gleichmäßig um etwa 5,4 mm. Unter dieser Last blieb der Pfahl 17 min stehen und hob sich weiter um etwa 1 mm. In der zweiten Laststafel konnte die Zugkraft bis auf 40 t gesteigert werden, ohne daß der Pfahl sich hob. Die höchste erreichte Zugkraft betrug 72 t, während sich der Pfahl um weitere 28 mm hob. Dann fiel die Zugkraft auf 60 t. Unter dieser Kraft wurde der Pfahl 22 cm gehoben.

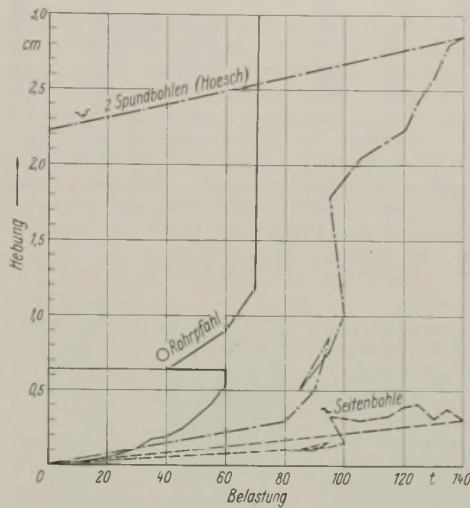


Abb. 21. Zugbelastungskurven des Pfahles Nr. 1 und der Spundbohlen.

Bei dem Zugversuch der Doppelbohle wurde nur eine Zugkraft von 150 t erreicht, weil der Druck in der Presse nicht über diese Höhe gesteigert werden konnte. Die Doppelbohle konnte unter dieser Last nicht gehoben werden. Während des Zugversuches wurde bei 95 t die Dauer der Zugeinwirkung auf 12 min und bei 100 t auf 3 h 15 min ausgedehnt. Der Druck sank dabei von 95 t auf 85 t und 100 t auf 95 t. In der ersten Laststufe ging bei der Doppelbohle und den Seitenbohlen die Hebung der Bohlenköpfe wieder auf das Maß der Hebung bei 90 t zurück, innerhalb der zweiten nahm sie bei beiden zu. Bei der Doppelbohle trat unter dieser Last eine starke Verformung der Bohlenköpfe ein. Der weitere Kurvenverlauf läßt daher irgendwelche Schlüsse leider nicht zu. Die Kopfhöhe der beiden Seitenbohlen war nach der Entlastung der Doppelbohle die gleiche wie vor dem Versuch.

4. Zusammenfassung.

Bei den Ramm- und Belastungsversuchen mit eisernen Hohlpfählen, einem Rammstahlpfahl, einem Schleuderbetonpfahl und mit eisernen Spundbohlen zeigen die Rammkurven die leichtere Rammung der Hohlpfähle gegenüber dem Rammstahl- und Schleuderbetonpfahl und die dadurch gewährleistete geringere Erschütterung des Baugrundes. Die Probebelastung ergibt, daß bis zur Last von 50 t die Tragfähigkeit aller Pfähle fast gleich ist. Bei Überschreitung dieser Last zeigen die ausbetonierten Hohlpfähle bis zu einer Last von etwa 100 t keine wesentlichen Unterschiede gegenüber dem Rammstahlpfahl. Das Ergebnis der Versuche bestätigt, daß für die von den Hohlpfählen im vorliegenden Bauwerk aufzunehmende Höchstbelastung von 60 t eine ausreichende Sicherheit vorhanden ist. Die Belastungsversuche der eisernen Spundbohlen ergeben hohe Festigkeitswerte für Druck- und Zugkräfte.

Vermischtes.

Hermann Zimmermann's 60jähriges Doktorjubiläum. Am 29. Juli beging der Wirkl. Geh. Oberbaurat Dr. phil. Dr.-Ing. e. h. Hermann Zimmermann sein sechzigjähriges Doktorjubiläum. Zu seinem achtzigsten Geburtstage brachten wir aus der Feder von Geh. Baurat Dr. Schaper eine eingehende Beschreibung des Werdeganges und der Arbeiten Zimmermann's¹⁾, und zur Vollendung des fünfundsiebzigsten Lebensjahres hat ebenfalls Geheimrat Dr. Schaper besonders der erfolgreichen fachliterarischen Tätigkeit des Jubilars in diesen Spalten anerkennend gedacht²⁾. Der in Fachkreisen allgemein rühmlichst bekannte Gelehrte und Ingenieur befindet sich heute im 89. Lebensjahre.

Verstärkung eines Fördergerüsts durch Umhüllung mit Beton. Ältere Fördergerüste genügen häufig nicht mehr den gesteigerten Anforderungen, die der Betrieb an sie stellt. Sie bestehen allgemein aus Stahl, Eisenbeton hat sich erst in den letzten Jahren auf diesem Gebiete Eingang verschafft, er hat aber zusammen mit den Erfahrungen, die man an anderer Stelle mit betonumhüllten Stahlträgern gemacht hat, Anlaß gegeben, diese Art der Verstärkung eines Stahltragwerks auch auf Fördergerüste anzuwenden. Eine belgische Zeche hat schon im Jahre 1923 auf diese Art ihr Fördergerüst verstärkt, und die guten Erfahrungen, die sie damit gemacht hatte, gaben einem anderen belgischen Werk im Jahre 1932 Anlaß, dasselbe Verfahren anzuwenden, doch wurde hier eine weit schwierigere zu lösende Aufgabe gestellt. Während nämlich bei dem erstgenannten Bau die Förderung während der Verstärkungsarbeiten eingestellt wurde, mußte bei der zweiten Ausführung der Betrieb aufrechterhalten bleiben. Infolgedessen ging die Arbeit nur langsam vor sich; sie dauerte vom 15. November 1932 bis zum 30. Mai 1933.

Das alte, stählerne Fördergerüst stammt aus dem Jahre 1876; daß es verstärkungsbedürftig war, ist also kein Wunder. Es erhebt sich bis zur Achse der Seilscheibe auf 30,5 m über den Erdboden und soll noch um 1 m erhöht werden. Bei Ausführung der verstärkenden Betonhülle war einerseits darauf zu achten, daß die Standfestigkeit des Gerüsts niemals beeinträchtigt werden durfte, und daß andererseits der frische Beton nicht durch die beim Betriebe unvermeidbaren Erschütterungen gefährdet würde. Die Streben des Fördergerüsts stehen sehr steil, so daß das

Kippmoment, hervorgerufen durch das Förderseil, dessen Antriebmaschine 50 m von dem Gerüst entfernt steht, sehr groß ist; es beträgt 4800 tm. Der aufgebrauchte Beton im Gewicht von 600 t erhöht zwar schon durch dieses Gewicht die Standfestigkeit des Gerüsts, man hielt dies aber doch nicht für ausreichend, sondern benutzte gern die Möglichkeit, die sich durch in der Nähe befindliches Mauerwerk bot, zwei Pfosten, die zu dem Tragwerk hinzugefügt wurden, in diesen Mauerkörpern zu verankern.

Damit die Erschütterungen des Fördergerüsts dem Beton nicht schaden könnten, wurde die Betriebspause in der Förderung, die von 15 bis 6 Uhr dauert, derart ausgenutzt, daß der Beton zwischen 14 und 18 Uhr eingebracht wurde, so daß er 12 Stunden Zeit zum Erhärten hatte, ehe er Erschütterungen ausgesetzt wurde. Betonproben, bestehend aus Schlacke, Rheinsand und Hochofenzement in dem allerdings reichlich hohen Betrage von 600 kg/m³, ergaben nach 24 Stunden eine Festigkeit von 200 kg/cm², so daß angenommen werden darf, daß auch schon nach 12 Stunden eine ausreichende Festigkeit vorhanden ist.

Die Arbeit begann damit, daß das Stahltragwerk sorgfältig gereinigt wurde. In Abständen von 10 cm wurden Bügel aus 5-mm-Rundeisen angebracht. Die Forderung, daß die Stahlteile mindestens 3 cm dick mit Beton bedeckt sein sollten, führte zu einem Querschnitt von 90 x 92 cm bei den Streben und von 60 x 70 cm bei den Pfosten. Die Streben hätten bei einer Betonfestigkeit, die sich nach 14 Tagen zu mindestens 500 kg/cm² ergab, einen Druck von 8280 t aufnehmen können; da die Last auf ihnen aber nur 400 t betrug, war schon nach 14 Tagen eine 20fache Sicherheit vorhanden. Der Beton wurde beim Einbringen mit Druckluftwerkzeugen gerüttelt. Die Schalungen wurden nach 24 oder 48 Stunden abgenommen.

Zur Förderung diente bisher ein zweigeschossiger Förderkorb mit zwei Hunden in jedem Geschoß. Um die Förderung zu steigern, sollen in jedem Geschoß vier Hunde untergebracht werden, und daher mußte die Hängebank vergrößert werden. Der hierzu nötige Umbau war besonders schwierig, weil die Hunde beständig über das Tragwerk liefen.

Die Arbeit ist im Jahre 1933 bis zu der die Seilscheibe tragenden Bühne gediehen. Im laufenden Jahr soll das Förderwerk verstärkt werden, und die Anlage muß daher stillgelegt werden. Diese Arbeitspause wird ausgenutzt werden, um die letzten Betonarbeiten auszuführen, bei denen sonst eine Störung des Betriebes nicht vermieden werden könnte. Wkk.

¹⁾ Bautechn. 1925, Heft 55, S. 775. — ²⁾ Ebenda 1930, Heft 55, S. 843.

Pfahlzieher beim Bau der Adolf-Hitler-Brücke in Koblenz. Beim Bau der Adolf-Hitler-Brücke in Koblenz¹⁾ wurden im Jahre 1932 die Gründungen der beiden Widerlager und der beiden Pfeiler durch Eisenbetonsenkkasten begonnen. Für den rechten Stropfpfeiler mußte eine künstliche Insel aus Kiesschüttungen zwischen Larssen-Spundwänden Profil III geschaffen werden. Nachdem an diesem Pfeiler der Kasten abgesenkt und der Pfeilerschaft hochgeführt war, wurde zur Beseitigung der bereits mehrfach verwendeten, schlecht gerammten Spundwandisen mit teilweise stark verbogenen und verrosteten Schlössern ein wirksamer und sehr rasch arbeitender Demag-Union-Pfahlzieher (Dortmund-Hoerder-Hüttenverein AG) verwendet, der infolge seiner hohen Schlagzahl gleichzeitig ziehend und reibungslösend wirkt.

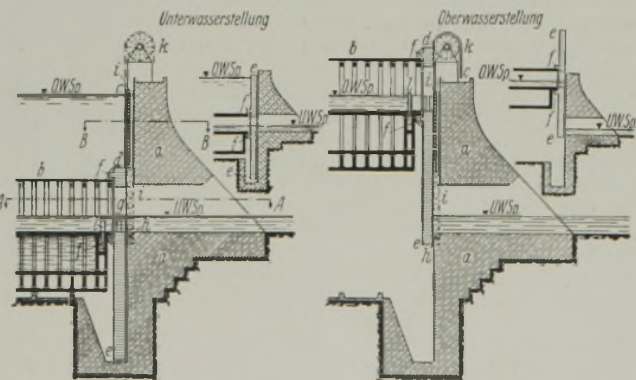
Der Pfahlzieher (s. Abb.) besitzt einen Kolben *a* mit der vollen, unteren Kolbenstange *b* und der hohlen, oberen Stange *c*. Der Deckel des topfartigen Zylinders *d* ist mit Einlaßventilen *o* versehen. An der oberen Kolbenstange *c* ist außer dem Einlaßstutzen *e* das Federgehänge *f* befestigt und an die untere Kolbenstange *b* mit dem zweiteiligen Gabelkopf *g* schließt sich die Greiferzange *h* mit dem Spundwandbolzen *k* an.

Das Druckmittel (Dampf oder Preßluft) strömt durch einen Schlauch in den Einlaßstutzen *e* und durch die hohle Kolbenstange *c* in die mittlere Kolbeneinschnürung, von der ein kleiner Teil des Druckmittels durch Innenkanäle im Zylinder *d* in den oberen Zylinderraum tritt und die Einlaßventile *o* im Zylinderdeckel öffnet. Dadurch kann dann der größere Teil des Druckmittels von der Kolbeneinschnürung durch Hauptkanäle im Zylinder in den oberen Zylinderraum gelangen. Da der Kolben feststeht, wird der Zylinder so weit nach oben getrieben, bis die Hauptkanäle vom Kolben abgeschlossen werden und das Druckmittel aus den seitlichen Austrittöffnungen *l* entweicht. Beim Aufwärtsgang trifft der Zylinderboden mit einem kräftigen Schlag gegen den Kolben. Die entwickelte, mechanische Arbeit wird vom Kolben über die untere Stange *b* und die Verbindungsteile *g*, *h* und *k* auf das Spundwandisen übertragen. Nach dem Schlag fällt der Zylinder wieder herunter, und kurz vor dem Hubende beginnt das Spiel von neuem. Je nach der Größe des Pfahlziehers und der Art und Spannung des Druckmittels beträgt die Schlagzahl 160 bis 230/min. Infolge der Schläge lockert sich das Spundwandisen, das sich dann rasch von der Winde, an der der Pfahlzieher hängt, ziehen läßt.

Der Pfahlzieher war an einem Ausleger eines eisernen Prahms aufgehängt. Den Dampf für den Betrieb der Winde und des Pfahlziehers erzeugte ein vorhandener Dampfkessel mit 8 m² Heizfläche. R.—

Patentschau.

Abschluß von Schwimmtrogecken. (Kl. 84b, Nr. 573 280 vom 26. 4. 1930 von Leopold Rothmund in Stuttgart.) Der bewegliche Verschluss teil kann entweder als steife Verschluss tafel *d*, *e* mit aufgesetztem rolladenartigem Gelenkschutz *c* (Abb. 1 u. 3) oder mit einer über die ganze

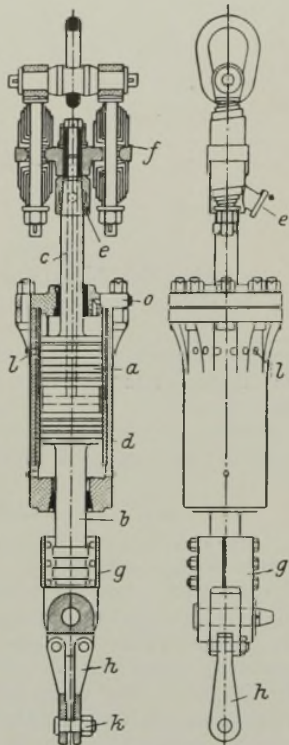
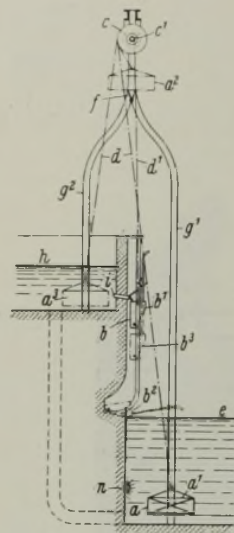


Verschluss höhe reichenden steifen Verschluss tafel *e*, *e* (Abb 2 u. 4) zwischen den Trog *b* und den Haltungsabschluß *a* eingeschaltet werden. Die Verschluss tafel ist mit einem festen Rahmen *f*, *f* versehen, in den die Trogstirn beweglich eingedichtet wird. Im Bereich des Schiffsbehälters und auch bei Schwimmtrögen im Bereich der Belastungskammern ist die Verschluss tafel *d*, *e* mit Öffnungen *g* versehen, so daß sie hier nur einen

¹⁾ Siehe Bautechn. 1934, Heft 12, 15, 19, 23, 26 u. folgende.

Verschlussrahmen bildet. Die steife Tafel und das Gelenkschutz laufen bei der Bewegung des Troges auf Rollen *i* und sind durch einen U-förmigen Dichtungsrahmen *h*, *h* in jeder Stellung gegen den festen Haltungsabschluß abgedichtet. Das Gelenkschutz ist an Umlenkrollen *k* aufgehängt und wird beim Ausbauchen des Troges über diese hinweggeleitet. Als Trogverschluss genügt die niedere Schutztafel *l*.

Fischauzug für Stauanlagen. (Kl. 84a, Nr. 571 286 vom 24. 6. 1930 von Buss AG in Basel.) Um die Fische auf einfache und schonende Art ins Oberwasser zu befördern und um das Fortschwimmen zu erreichen, sobald der Fangkorb ins Oberwasser abgesetzt ist, wird der Förderbehälter als wasserdurchlässiger Fang- und Einsetzkorb ausgebildet. Im oberen Teil eines Gestelles sind zwei Seiltrommeln *c*, *c*₁ verschiedenen Durchmessers auf der gleichen Achse drehbar gelagert. Auf der größeren Trommel *c* ist das Seil *d* aufgewickelt, an dem der Fangkorb *a* hängt, während an dem an der Trommel *c* aufgewickelten Drahtseil *d*₁ ein mit Oberwasser zu füllender Gegengewichtsbehälter *b* hängt. Der Fangkorb befindet sich zunächst im Unterwasser in der Ausgangsstellung *a*₁; nachdem der Gegengewichtsbehälter *b* in die Stellung *b*₁ durch das Zuleitungsrohrchen *i* mit Wasser gefüllt ist, wird der Fangkorb durch das Drahtseil *d* in der Führung *g*₁ in die Stellung *a*₂ gehoben, wobei das Wasser aus dem Korb *a* ausfließt und der Behälter *b* in die Stellung *b*₂ gelangt, wo er sich über den Unterwasserspiegel *e* selbsttätig entleert. Der Fangkorb bewegt sich abwärts und wird infolge einer sich selbsttätig umlegenden Weichenzunge *f* über die Begrenzungswand des Oberwassers *h* hinweg in einer Bahn *g*₂ bis zur Stellung *a*₃ geführt, wo die im Korb beförderten Fische weiterschwimmen können. Beim Abwärtsbewegen des Fangkorbes wird der Kübel *b* aus der Stellung *b*₂ in die Stellung *b*₃ gehoben. Wird der Gegengewichtskübel *b* in dieser Stellung durch das Rohr *i* wieder mit Wasser gefüllt, so hebt sich der Fangkorb *a* aus der Stellung *a*₂ in die Stellung *a*₁, während der Gegengewichtsbehälter wieder in die Stellung *b*₂ gelangt, wo er sich entleert. Der Fangkorb bewegt sich daher wieder abwärts und gleitet in die Ausgangsstellung *a*₁ zurück. Die Fische werden durch eine Beleuchtungsvorrichtung *n* angelockt.



a Kolben. *b* untere Kolbenstange. *c* obere Kolbenstange. *d* Zylinder. *e* Einlaßstutzen. *f* Federgehänge. *g* zweiteiliger Gabelkopf. *h* Greiferzange. *k* Spundwandbolzen. *l* Austrittöffnungen. *o* Einlaßventile.
Skizze des Pfahlziehers.

Personalmeldungen.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: die Reichsbahnoberräte Brinkmann, Vorstand des Betriebsamts Gerolstein, als Vorstand zum Betriebsamt Mainz, Hammen, Vorstand des Betriebsamts Mainz, als Dezernent zur RBD Köln und Bihlmeyer, Vorstand des Betriebsamts Friedrichshafen, als Vorstand zum Betriebsamt Heilbronn; die Reichsbahnrate Elias, Vorstand des Betriebsamts Köln als Dezernent zum RZB in Berlin, Dr.-Ing. Uhlich, bisher bei der RBD Köln, als Vorstand zum Betriebsamt Gerolstein, Daser, Vorstand der Bauabteilung Darmstadt der Obersten Bauleitung für den Bau einer Krafftalbahn in Frankfurt (Main), als Vorstand zum Betriebsamt Sigmaringen, Dr.-Ing. Frohne, Vorstand des Betriebsamts Pirna, als Dezernent zur RBD Dresden, Künlén, Vorstand des Betriebsamts Sigmaringen, als Vorstand zum Betriebsamt Friedrichshafen und Lindner, Vorstand des Neubauamts Stuttgart-Bad Cannstatt, als Vorstand zum Neubauamt Heilbronn; die Reichsbahnbaumeister Walter Meyer, bisher beim Betriebsamt Dortmund 2, zur RBD Frankfurt (Main), Rettich, bisher beim Betriebsamt Frankfurt (Main) 1, zum Betriebsamt Dortmund 2, Rütters, bisher beim Betriebsamt Düsseldorf, zum Betriebsamt Glatz und Stritzel, bisher bei der RBD Königsberg (Pr), als Vorstand zum Neubauamt Zinten.

Übertragen: Reichsbahnoberrat Dölker, Vorstand des Betriebsamts Königsberg (Pr.) 1, die Geschäfte eines Dezernenten bei der dortigen RBD; den Reichsbahnräten Zeininger, bisher bei der RBD Königsberg (Pr.), die Stellung des Vorstandes des Betriebsamts Königsberg (Pr.) 1, Kurt Körner, bisher beim Betriebsamt Pirna, die Stellung des Vorstandes des Betriebsamts daselbst und Schwenzer, bisher beim Betriebsamt Stuttgart 1, die Stellung des Vorstandes des Neubauamts Stuttgart-Bad Cannstatt.

Überwiesen: Reichsbahnrat Lütgert, bisher beim RZB in Berlin, zur RBD Berlin.

In den Ruhestand getreten: Reichsbahnoberrat Wöhrl, Vorstand des Betriebsamts Nürnberg 2; die Reichsbahnrate Maschke, Vorstand des Betriebsamts Erfurt 2 und Karl Mayer beim Messungsamt der RBD München.

Gestorben: Reichsbahnoberrat Grevel, Vorstand des Betriebsamts Berlin 8.

INHALT: Bau einer neuen Donau-Straßenbrücke in Budapest. — Die Bestimmung der Abflußverhältnisse im Tidegebiet. — Ramm- und Belastungsversuche mit verschiedenen Pfahlarten aus Eisen und Eisenbeton und mit eisernen Spundbohlen. — Vermischtes: Hermann Zimmermanns 60jähriges Doktorjubiläum. — Verstärkung eines Fördergerüsts durch Umhüllung mit Beton. — Pfahlzieher beim Bau der Adolf-Hitler-Brücke in Koblenz. — Patentschau. — Personalmeldungen.