

DIE BAUTECHNIK

14. Jahrgang

BERLIN, 3. April 1936

Heft 15

Alle Rechte vorbehalten.

70 Jahre Elbstrombauverwaltung.

Von Strombaudirektor Dr.-Ing. Walter Petzel.

Im April d. J. blickt die Elbstrombauverwaltung in Magdeburg auf ein 70jähriges Bestehen zurück. Es ist daher angezeigt, ihrer bisherigen Entwicklung und ihrer jetzigen Aufgaben kurz zu gedenken.

Bei Ihrer Gründung im Jahre 1866 erhielt die dem Oberpräsidenten der Provinz Sachsen angegliederte Elbstrombauverwaltung, dem damaligen Umfange des Preußischen Staates entsprechend, die Verwaltung, Unterhaltung und den Ausbau der Elbe und der Saale innerhalb der Provinzen Sachsen und Brandenburg zugewiesen. Schon bald nachher wurden ihr auch der durch den Krieg von 1866 zu Preußen gekommene Elbstrom in der Provinz Hannover bis zur Seeve-Mündung und im Jahre 1876 der zum Herzogtum Lauenburg gehörige Teil der Elbe übertragen. Durch Übernahme der Unstrut von Bretleben bis zur Einmündung in die Saale, der Saale von der Unstrutmündung bis zur anhaltischen Grenze im Jahre 1921 und der Ilmenau von Lüneburg bis zu ihrer Mündung in die Elbe im Jahre 1922 wurde ihr Bezirk weiter erheblich vergrößert.

Neue große Aufgaben erwuchsen der Elbstrombauverwaltung im Jahre 1922 durch den Bau des Mittellandkanals östlich von Peine bis Burg und des sogenannten Südfügels — Neukanalisierung der Saale abwärts Kreytau und Bau des Elster-Saale-Kanals —. Besondere Erwähnung gebührt dem Niedrigwasserausbau der Elbe, der der Elbstrombauverwaltung auf ihrem Haupttätigkeitsgebiete weitere, den ursprünglichen Rahmen des Mittelwasserausbaues erheblich übersteigende Arbeiten zuweist.

So hat die Elbstrombauverwaltung ihren Wirkungskreis seit ihrem Bestehen ständig vergrößert. Der Umfang der von ihr verwalteten Strom- und Kanalstrecken ist aus dem nebenstehenden Lageplan ersichtlich.

Bei der Einrichtung der Elbstrombauverwaltung im Jahre 1866 waren bei ihr noch nicht 20 Personen beschäftigt, und ihr unterstanden sieben örtliche Bauinspektionen an Elbe und Saale. Heute umfaßt die Mittelbehörde rd. 130 Personen, und sie beaufsichtigt 18 Wasser- und Kanalbauämter sowie ein Maschinenbauamt. Das ständige Anwachsen des Personenkreises bedingte auch einen wiederholten Wechsel der Amtsräume. Zunächst wurde die Elbstrombauverwaltung auf dem Oberpräsidium selbst eingerichtet. Dann war sie nacheinander in den Gebäuden Domplatz 6 und Domplatz 2 untergebracht, bis sie im Dezember 1923 in ihr jetziges Haus, Magdeburg, Domplatz 10, das frühere Palais des Prinzen Louis Ferdinand von Preußen, übersiedelte.

Wenn Mitteleuropa mit seinen großen Industrieanlagen und reichen Bodenschätzen neuerdings stark in das Blickfeld der deutschen Wirtschaft rückt, so liegen dabei der Elbstrombauverwaltung in der Ent-

wicklung der von ihr zu betreuenden Wasserverkehrswege jetzt besonders wichtige Aufgaben ob. Gesichert durch die straffe Regierungsform des Dritten Reiches und dank der in ihrer bisherigen Tätigkeit gesammelten Erfahrungen wird sie auch in der Zukunft den großen an sie gestellten Forderungen gerecht werden.



Alle Rechte vorbehalten.

Die Tiefgründung der Rathausstraßen-Unterführung in Flensburg.

Von Reichsbahnoberrat H. Kilian, Altona.

Im Zusammenhang mit dem Neubau der Flensburger Eisenbahnanlagen, denen nach Verschiebung der Grenzen unseres Vaterlandes eine neue wichtige Aufgabe als Übergangsbahnhof nach Danemark zufällt, stellte es sich in Rücksicht auf die reibungslose Abwicklung des lebhaften, ständig zunehmenden Grenzstraßenverkehrs auch als notwendig heraus, die schlengeleichen Kreuzungen der Verbindungsbahn nach dem Flensburger Hafen, die mitten durch das Stadtgebiet führt, zu beseitigen und die Bahn hochzulegen. Kurz vor der Flensburger Förde gabeln sich die Gleise, überschreiten die verkehrsreiche Rathausstraße und senken sich dann in einer Neigung von 1:40 und 1:80 herab zu den östlichen und westlichen Hafenanlagen (s. Abb. 1).

Da Gründungen anderer Bauwerke, besonders massiver benachbarter Wohnhäuser, die im Laufe weniger Jahre erhebliche Setzungen und starke

Schiefstellungen erlitten haben, auf die Unzuverlässigkeit des Bodens deutlich hinwies, war peinlichste Sorgfalt bei der Untersuchung der Tragfähigkeit des Untergrundes und bei der Wahl der Gründungsart für die Errichtung des schweren Überführungsbauwerks zur Vermeidung von Mißerfolgen geboten.

Zur Aufschließung der Bodenverhältnisse wurden in der Nähe der Widerlager und Flügel neun Bohrlöcher hergestellt. In Abb. 2 sind die Ergebnisse der Bohrlöcher 1 und 5 wiedergegeben. Unter einer rd. 7,30 m hohen Aufschüttung, meist Bauschutt und Asche, liegt eine 2 bis 4 m mächtige, mit Holz und Muscheln durchsetzte Sandschicht. Hierunter folgt abwechselnd Erde mit Pflanzenteilen, zum Teil rein, zum Teil gemischt mit feinem Sand. In verschiedenen Tiefenlagen zeigt sich Moorboden unterschiedlicher Zusammensetzung und Festigkeit, teilweise mit

sandigen Einschlüssen. Etwa 15 m unter Gelände befindet sich eine 11 bis 14 m hohe, äußerst zähe Moorschicht. Eine gleichmäßige Bodenart, scharfer Sand, beginnt erst etwa 28 bis 30 m unter dem Gelände. In den obersten Sandschichten unmittelbar unter dem Moor fand sich noch zum Teil angebranntes Eichenholz, Haselnüsse, sogar ein Hirschzahn. Un-

geheuerer Umwälzungen, Absinken der Erdoberfläche mit folgenden Anschwemmungen an der wahrscheinlich tiefsten Stelle des ehemaligen Fördetales müssen sich hier zur Eiszeit und daran anschließend abgespielt haben. Die weitere Bohrung, die bei einem Bohrloch bis zu 52,70 m unter Geländeoberkante vorgetrieben wurde, ergab unter der Moorschicht nur scharfen bis feinen Sand. Es konnte so hiermit die Urschicht und der feste Baugrund als erreicht angesehen werden.

Erwägungen, auf die oberste nur 2 bis 4 m mächtige Sandschicht mittels Holzpfähle zu gründen und eine gewisse Tragfähigkeit für die Moorschicht anzunehmen, wurden aufgegeben, da die in unmittelbarer Nähe des künftigen Bauwerks bereits ausgeführte Schüttung des Bahndamms erhebliche Aufquellungen des Moores bis zu 31 cm in einem Jahre verursacht hatte, ihre Tragfähigkeit also als ungenügend bezeichnet werden mußte.

Für ein so lebenswichtiges Bauwerk, wie es eine Bahnüberführung mit schweren Zuglasten über eine wichtige Verkehrsstraße darstellt, kamen Gründungen auf nicht einwandfrei zuverlässigen Schichten nicht in Frage. Es blieb daher nur übrig, eine bis in den 30 m tief liegenden, tragfähigen Sandboden führende Gründung zu wählen. Um Gefährdungen der in der Nähe befindlichen Gebäude durch Erschütterungen zu vermeiden, mußte von Rammungen ganz abgesehen werden, zumal die übergroße Rammtiefe stärkste Pfahlabmessungen, ein sehr schweres Rammgeschirr verlangt und dementsprechend heftige Erschütterungen des Bodens hervorgerufen worden wären.

Man stand also vor der schwierigen Aufgabe, ein geeignetes, unter den gegebenen Verhältnissen mit unbedingter Sicherheit zum Ziele führendes Verfahren für die Gründung des Bauwerks in einer meines Wissens noch nicht bewältigten Tiefe von rd. 36 m zu finden.

Durch vergleichende Entwürfe und Kostenanschläge stellte sich nach Abwägung aller für die Ausführung in Betracht kommenden Umstände als beste und wirtschaftlichste Lösung eine Gründung auf Bohrpfehlen mit verlorenen Stahlmantelrohren heraus. Wegen der hohen betonzerstörenden Eigenschaften des Grundwassers und der Moorschichten mußten besondere, möglichst zuverlässige und dauernd wirksame Vorkehrungen zum Schutze des Betons gegen die angreifenden Moorsäuren getroffen werden, um dem Bauwerk eine nach menschlichem Ermessen höchste Lebensdauer zu geben. Es wurde daher Stahl mit 0,2% Kupferzusatz genommen. Die Rohre erhielten eine Wanddicke von 8 mm. Als zweckmäßigster Durchmesser wurde 500 mm i. L. gewählt. Von einem inneren Bitumenanstrich der Rohre wurde abgesehen, da bei dem Einbringen der Bewehrung Verletzungen der Bitumenschicht sich nicht hätten vermeiden lassen.

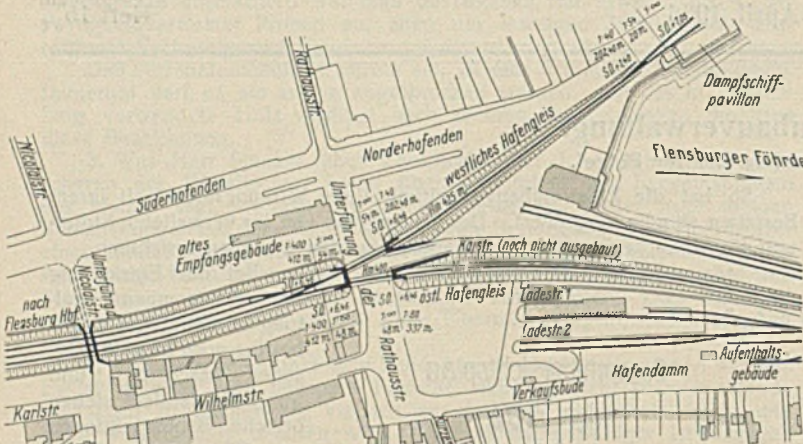


Abb. 1. Lageplan.

Abb. 2.

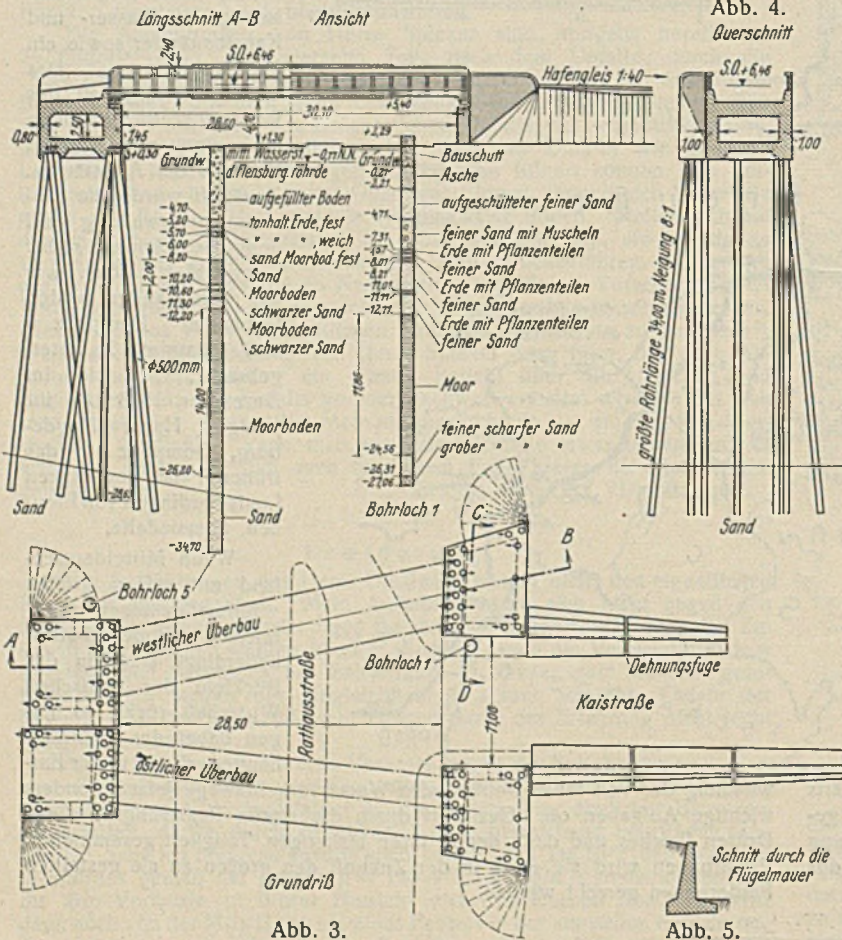


Abb. 3.

Abb. 5.

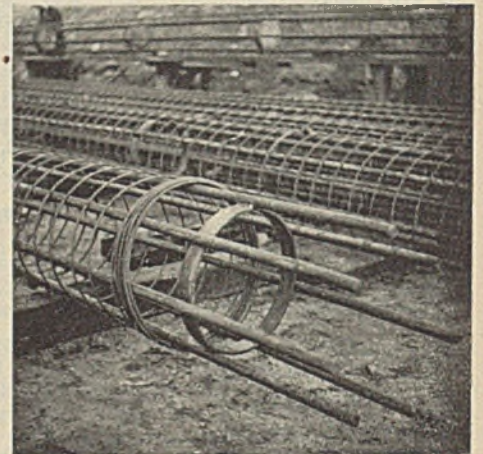


Abb. 8. Stoßstelle der Bewehrung.

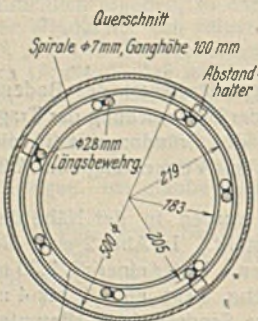


Abb. 6. Querschnitt durch die Bewehrung.

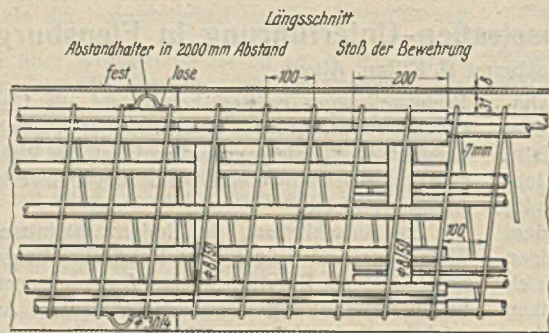


Abb. 7. Längsschnitt durch die Bewehrung.



Abb. 10.



Abb. 11. Bohrgerüst.

Für die Bewehrung der Bohrpfähle, für die eine Knicklänge von rd. 27 m zugrunde gelegt wurde, wurden 7 R.-E. von 28 mm Durchm. und eine Spiralbewehrung von 7 mm Durchm. mit 100 mm Ganghöhe, ferner innere Flachelsensringe 8×50 mm im Abstände von 2250 mm verwendet (Abb. 6 u. 7). Ein weiterer Flachelsensring ist in Stoßmitte der Längseisen zur besseren Sicherung der Stoßstelle angeordnet (Abb. 8). Die Bewehrung wurde auf besonderen Werkstätten unter Benutzung von Holzlehren schablonenmäßig hergestellt, die Umschnürungen mit den Randeisen sowie die Stöße untereinander und mit den Flachelsensringen wurden elektrisch verschweißt (Abb. 9). Die Betonüberdeckung der Längsbewehrung, d. h. das Maß zwischen Rundseisen und Rohrrinnenkante beträgt 31 mm. Zur Wahrung der Überdeckung bei dem Betonelnbringen wurden an den Rundseisen in einer Entfernung von 2 m ohrenförmige Abstandhalter aus Flachseisen 30×4 mm angeschweißt (Abb. 10). Versuche, statt dieser Flachseisen Betonklötzchen zu verwenden, schlugen fehl. Es zeigte sich, daß letztere trotz einwandfreier Herstellung den außerordentlichen Beanspruchungen, denen sie beim Einführen der Bewehrungen in das Rohr ausgesetzt sind, nicht standhalten können. Dies ist hauptsächlich darauf zurückzuführen, daß die Rohre nicht senkrecht, sondern in der Nelgung 8:1 gebohrt sind. Die Bewehrung, die ein Gewicht von rd. 1,3 t bei 33 m Länge besaß, hängt beim Einbringen über Rohroberkante senkrecht an der Seilrolle; je tiefer sie in das Rohr herabgelassen wird, um so stärker drücken die Betonklötzchen infolge der Rohrnelgung an die innere Schrägseite. Hierdurch traten Spannungen auf, so daß sie zersprangen.

Um die voraussichtliche Tragfähigkeit der Bohrpfähle für die Gründung der Widerlager zu ermitteln, sind Berechnungen, u. a. nach Dörr durchgeführt worden. Unter besonders ungünstigen Annahmen, Böschungswinkel $\varphi = 15^\circ$, Reibungszahl zwischen Pfahlwand und Erde $\rho = 0,1$, ergab sich die Tragfähigkeit eines Pfahls von 30 m Länge zu 138 t. Da nach der Festigkeitsberechnung die größte Belastung eines Pfahls nur 60 t beträgt, ist eine hinreichende Sicherheit von $n = \frac{138}{60} = 2,3$ vorhanden. Von einer Probelastung wurde wegen der Schwierigkeit der Ausführung sowie der entstehenden sehr hohen Kosten abgesehen.

Der Arbeitsvorgang zur Herstellung der Bohrpfähle war folgender: Nach Aufstellung von besonders für diesen Zweck gebauten portalartigen Bohrerüsten (Abb. 11) mit



Abb. 9. Herstellung der Bewehrung.

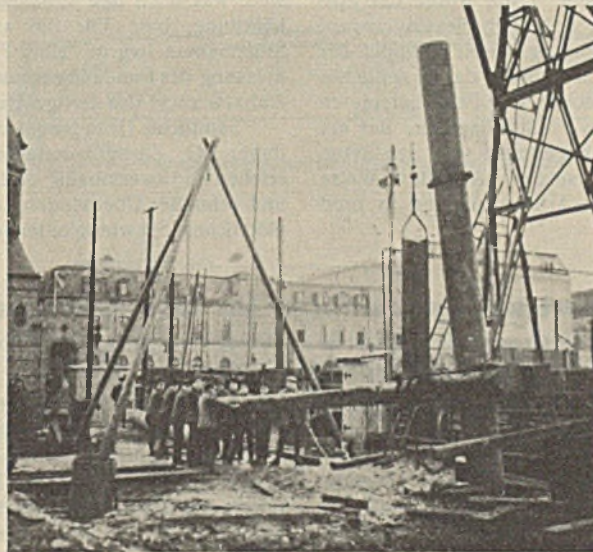


Abb. 12. Eindrehen der Rohre.



Abb. 13.
Aufeinanderschweißen der Rohre.

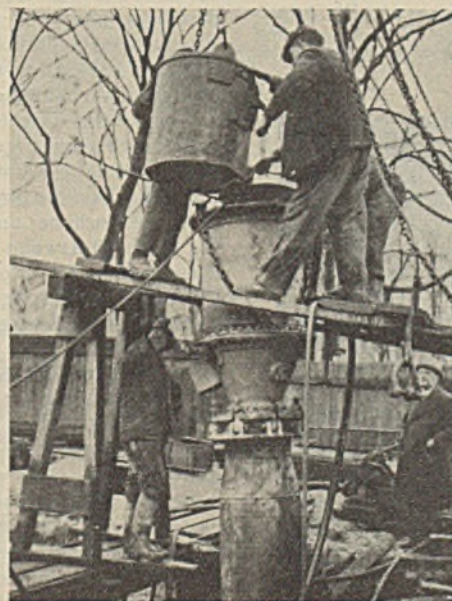


Abb. 15. Einbringen des Betons
mittels Druckluftschleuse.



Abb. 14.
Die fertig gebohrten Pfähle.

elektrisch angetriebenen Hubwinden wurde zunächst ein Rohrschub von 6 m Länge niedergebracht. Das Rohr wurde hierbei durch einen 10 m langen waagerechten Hebebaum, der mit zwei Klauen die Rohrwand umschloß, in kurze pendelnde Bewegungen versetzt (Abb. 12). Das Aufschweißen der folgenden 3 bis 6 m langen Rohrschüsse geschah unter Verwendung von kupferummantelten Elektroden (Abb. 13). Die Rohre, die das Eisen- und Metallwerk Ferndorf in Westfalen lieferte, hatten eine autogen geschweißte Längsnaht, die ebenso wie die Rohrenden unter 60° maschinell abgeschragt waren. — In dem aufgeschütteten Boden bot das Bohren der Rohre im allgemeinen keine größeren Schwierigkeiten, da das Bohrgut leicht herauszubringen war. Nach Erreichung der Moorschichten mußten zur Beseitigung dieser zähen Massen besonders angefertigte schwere Schlammbüchsen verwendet werden. Das Niederbringen der 72 bis zu 36 m langen Rohre in den guten Baugrund ging planmäßig vor, abgesehen von einigen Verzögerungen, die durch vorgefundene alte Fundamente auf der Südseite und einzeln angetroffene Findlinge auftraten. Abb. 14 zeigt die fertig eingebohrten Pfähle. Bemerkenswert ist hierzu, daß das Bohren bis zur entwerfsmäßigen Tiefe in einem Arbeitsgange vorgenommen werden mußte. Bei längerer Arbeitsunterbrechung, z. B. über Nacht, war es am anderen Tage nicht oder nur unter zeitraubendem Anbringen besonderer Vorrichtungen möglich, das Rohr wieder in Bewegung zu bringen. In dieser Zeit hatte es sich in dem Moorboden außerordentlich stark festgesogen, was in günstigem Sinne auf eine erhebliche Mantelreibung schließen läßt. Infolgedessen konnte das fertige Rohr auch nicht, wie ursprünglich beabsichtigt, um etwa 1,50 m zur Schaffung eines Betonfußes gehoben werden trotz Anwendung schwerer Pressen mit einem Druck von 25 at.

Nach Niederbringen der Rohre und Ausbohren des Kerns wurden die einzelnen 12 m langen Eisengerippe der Bewehrung in das Rohr nacheinander eingelassen und jedesmal gegenseitig außerhalb des Rohres verschweißt. Dem Verschweißen der Längseisen folgte das Ausziehen der Wicklung über die 800 mm lange Stoßstelle und das Verschweißen mit den ersteren. Das Grundwasser stand in dem Rohr bis fast zur Oberkante. Nach Aufschweißen eines sich nach oben verjüngenden Zwischenstücks wurde die Betondruckschleuse, die aus einem luftdicht abgeschlossenen Füllraum mit einer oberen Einfüllklappe und unteren

Entleerungsklappe besteht, aufgeschraubt. In die Schleuse eingepreßte Luft drückte das Wasser durch ein bis zur Sohle hinabgeführtes Entwässerungsrohr hinaus. Um den an den Wänden und der Bewehrung hängenden Moorschlamms restlos zu beseitigen, wurde das Auspressen mit nachgefülltem Frischwasser mehrere Male wiederholt, bis klares Wasser zum Vorschein kam. Unter dauernder Beibehaltung des Überdrucks begann nun durch die Luftschleuse die Einschleusung des Betons, zusammengesetzt aus Kies, Splitt, Feinsand und 400 kg/m^3 Zement unter Verwendung von Fallrohren bis auf eine Höhe von rd. 12 m über der Sohle (Abb. 15). Jetzt konnte der Druck beseitigt und die Luftschleuse abgeschraubt werden, da der Gegendruck des eingebrachten Betons einen genügend großen Ausgleich gegen den Auftrieb von unten zur Verhinderung des Nachdringens des Wassers bildete. Nun wurde das Entwässerungsrohr durch den Beton vor seinem Abbinden herausgezogen. Das Rohr trug unten eine birnenförmige Erweiterung, damit während des Ziehens der Beton unter dem Rohr sofort durch seitliches Nachstürzen wieder dicht verschloß. Hierauf folgte das Fertigbetonieren des Kerns auf gewöhnliche Weise, wobei ein Preßlufthammer, der am Kopf des Rohres mit klauenförmigen Schellen angebracht war, den Beton in stark rüttelnde Schwingungsbewegungen versetzte. Auf diese Weise wurde jeder Pfahl in einem ununterbrochenen Arbeitsvorgange in rund 1,5 Stunden betoniert.

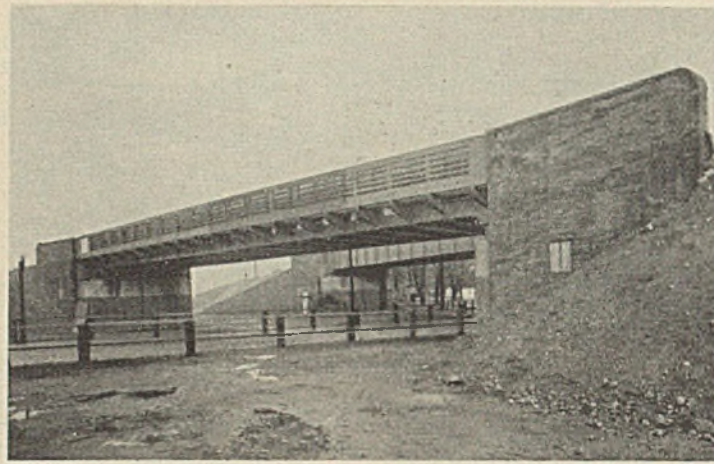


Abb. 16. Das fertige Bauwerk.

Für die beiden nördlichen Widerlager, bei denen zwischen den Flügeln ein verhältnismäßig kleiner Raum verbleibt, ist ein hohler Bauwerkskörper gewählt worden. Die Flügel wurden vorn durch das Widerlager und hinten durch eine parallel laufende Ankerwand zu einem einheitlichen Ganzen verbunden und oben durch eine Walzträgerdecke mit Beton überbrückt (Abb. 2 bis 4). Durch diese kastenförmige Ausbildung des Widerlagers gestaltete sich das Verhältnis der senkrecht und waagrecht angreifenden Kräfte, Erd- und Bremskraft, sehr günstig, auch konnte die Neigung der Rohre geringer gehalten und eine gleichmäßigere und infolgedessen wirtschaftlichere Ausnutzung der Pfähle erreicht werden.

Das nördliche Widerlager ist durch Telling in zwei Einzelbauwerke zerlegt, die beide in derselben Form wie das südliche Widerlager aufgeführt sind, was noch den besonderen Vorteil, Vermeidung einseitiger Verkehrsbelastung, bot. Für die anschließenden, weniger stark beanspruchten Stützmauern wurde eine Flachgründung gewählt, wobei eine Kantendruckung des Fundaments von 1 kg/cm^2 als zulässig erachtet wurde (Abb. 5). Abb. 16 zeigt das fertige Bauwerk.

Sämtliche Gründungs- und Bauarbeiten wurden von der Grün & Bilfinger AG, Zweigniederlassung Hamburg, unter Einsatz eines umfangreichen und zweckmäßig durchgebildeten Geräteparks in sachgemäßer Weise und schneller Überwindung der bei solchen Gründungen stets eintretenden plötzlichen Schwierigkeiten erfolgreich und planmäßig durchgeführt.

Alle Rechte vorbehalten.

Entwicklungsrichtungen im Eisenbetonbau.

Von Dr.-Ing. Walter Nakonz, Regierungs- und Baurat a. D., Vorstandsmitglied der Beton- und Monierbau-AG, Berlin.
(Schluß aus Heft 10.)

Wenig Wert hat man bisher häufig auf eine ansprechende Bearbeitung der Ansichtflächen gelegt. Vielfach wird der Standpunkt vertreten, daß gerade die unberührte Außenfläche den besten Schutz des Bauwerks darstelle. Das mag vielleicht bei schlechtem Beton bis zu einem gewissen Grade richtig sein. Bei einwandfreiem Beton und der Druckfestigkeit, die heute bei Brücken verlangt und geleistet wird, trifft dies nicht zu. In Süddeutschland hat man seit Jahrzehnten repräsentative Eisenbetonbauwerke, insbesondere Brücken, steinmetzmäßig bearbeitet und hierbei bezüglich der Unterhaltung des Bauwerks keinerlei nachteilige Erfahrungen gemacht⁴⁾. Die Kosten der Bearbeitung betragen nur einen geringen Bruchteil der übrigen Kosten des Bauwerks, und es ist nicht einzusehen, weshalb nicht durch eine verhältnismäßig billige steinmetzmäßige Bearbeitung ein Höchstmaß an Schönheit aus dem Bauwerk herausgeholt werden soll. Abb. 5 zeigt rechts oben eine gespitzte, rechts unten eine gestockte und links eine gestrichelte Fläche. Die Bearbeitung

⁴⁾ Vgl. auch Karl Schaechterle und Fritz Leonhardt, Die künstlerische Gestaltung der Brücken und die werkmäßige Behandlung und Bearbeitung der Sichtflächen. Zeitschrift Die Straße 1935, S. 804 u. f.

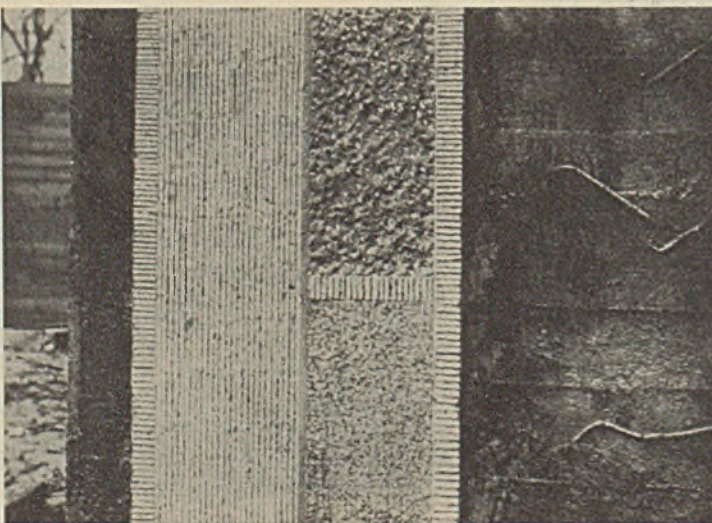


Abb. 5.

mit dem Spitzhammer greift besonders tief in den Beton ein und sollte bei Eisenbeton mit zahlreichen Eiseneinlagen dicht unter der Oberfläche im allgemeinen vermieden werden; es sei denn, daß man durch Anwendung geeigneter Spitzhämmer die Tiefe der Bearbeitung herabsetzt. Die gebräuchlichste Art der Behandlung der Außenflächen ist das Stocken. Die Kanten werden in diesem Falle zweckmäßig mit einem Scharrierschlag abgesetzt (Abb. 5). Besonders wirkungsvoll wird die Bearbeitung, wenn die Zuschlagstoffe von vornherein auf die künftige Bearbeitung abgestellt werden, z. B. sind bei der Reichsautobahnbrücke bei Denkendorf in der Nähe von Stuttgart die außenliegenden Teile mit Travertinzusatz gemischt worden. Abb. 6 zeigt ein Bild der in jeder Weise vorzüglich gelungenen fertigen Brücke.

Die großen Aufgaben, die der deutschen Bauindustrie in den letzten Jahren gestellt worden sind, haben die Eisenbetonbauweise in hohem Grade befruchtet; sie haben aber auch Bauwerke hervorgebracht, die Spitzenleistungen darstellen, oder haben zum mindesten die Ausführung derartiger Bauwerke als möglich erwiesen. In Abb. 7 bis 13 ist eine Eisenbetonbalkenbrücke dargestellt, die die Reichswasserstraßenverwaltung im Jahre 1934 über die Saale bei Bernburg gebaut hat. Die städtebaulichen Verhältnisse, die Belange der Schifffahrt, die Schwierigkeiten der Gründung machten dieses Bauwerk von vornherein zu einer ungewöhnlich schwierigen Aufgabe. Von den vielen untersuchten Möglichkeiten wurde ein Entwurf der Beton- u. Monierbau-AG zur Ausführung bestimmt, der die Saale mit einem Eisenbetonbalken von sehr niedriger Konstruktionshöhe und mit einer Stützweite von 61,78 m überbrückte. Mit dieser Stützweite übertrifft die Saalebrücke bei Bernburg die bekannte Donaubrücke bei Groß-Mehring noch um 28 cm und ist daher zur Zeit die weitest gespannte Eisenbetonbalkenbrücke Europas. Wie der Längsschnitt in Abb. 7 erkennen läßt, ist das Tragwerk eine Balkenbrücke auf vier Stützen. Die beiden Seitenöffnungen von 17 und 16 m Stützweite verschwinden in den Ufern und sind als Ballastträger ausgebildet; die Mittelöffnung hat zwei Kragarme von 17,39 m Ausladung und einen eingehängten Träger von 27 m Stützweite. Die als Gegengewicht in den Ballastträgern untergebrachten Betonmassen sind so groß gewählt, daß selbst bei einer wesentlichen Steigerung der Nutzlast auf das Mehrfache der jetzigen Verkehrslasten keine negativen Auflagerdrücke in den unsichtbaren Widerlagern entstehen können. Von diesen ist das linke mit Eisenbetonpfählen auf Fels gegründet; die beiden Pfeiler und das rechte Widerlager stehen unmittelbar auf dem Felsen des Untergrundes. Der Grundriß (Abb. 8) und die beiden Querschnitte (Abb. 9 u. 10) zeigen, daß sechs Hauptträger vorhanden sind. Von der Nutzbreite von 13 m entfallen 8,5 m auf die Fahrbahn und je 2,25 m auf die beiderseitigen

Fußwege. Erschwerend für die konstruktive Durchbildung ist noch die Schiefe der Brücke gewesen.

Das Lehrgerüst ist in Abb. 11 dargestellt. Der größte Teil der hölzernen Pfähle fand in der geringen Kiesüberlagerung des Felsens keinen genügenden Halt und mußte an seinem Fuße durch eine Betonschüttung gesichert werden, die unter Wasser eingebracht wurde. Die sechs Hauptträger des eingehängten Mittelstückes erhielten außer der üblichen Rundelsienbewehrung noch sechs stählerne Fachwerkträger, die so stark ausgebildet wurden, daß sie bei der in Abb. 11 dargestellten Auflagerung auf dem Lehrgerüst die Schalung und das Konstruktionsgewicht des Überbaues tragen konnten.

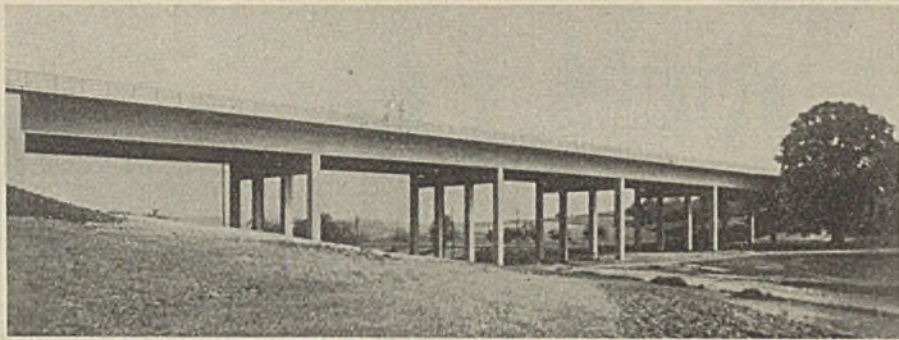


Abb. 6.

aus Sand (Abb. 12), um die durch das Gewicht des einzubringenden Betons zu erwartende Durchbiegung vorwegzunehmen. Mit fortschreitendem Betonieren wurde der Sand wieder entfernt, so daß während des Betonierens keine Durchbiegungen mehr eintraten.

Die Ansichtflächen der Brücke sind steinmetzmäßig bearbeitet, und zwar hat man sich nach eingehenden Versuchen für das Stricheln (s. Abb. 5) entschieden, das

die schlanke Linienführung der Brücke wirkungsvoll unterstreicht. Abb. 13 zeigt ein Lichtbild des fertigen Bauwerks, das sich gut in das Städtebild einpaßt.

Bei den Eisenbetonbogenbrücken sind die größten Spannweiten, die bisher in Deutschland ausgeführt worden sind, die Talbrücke bei Echels-

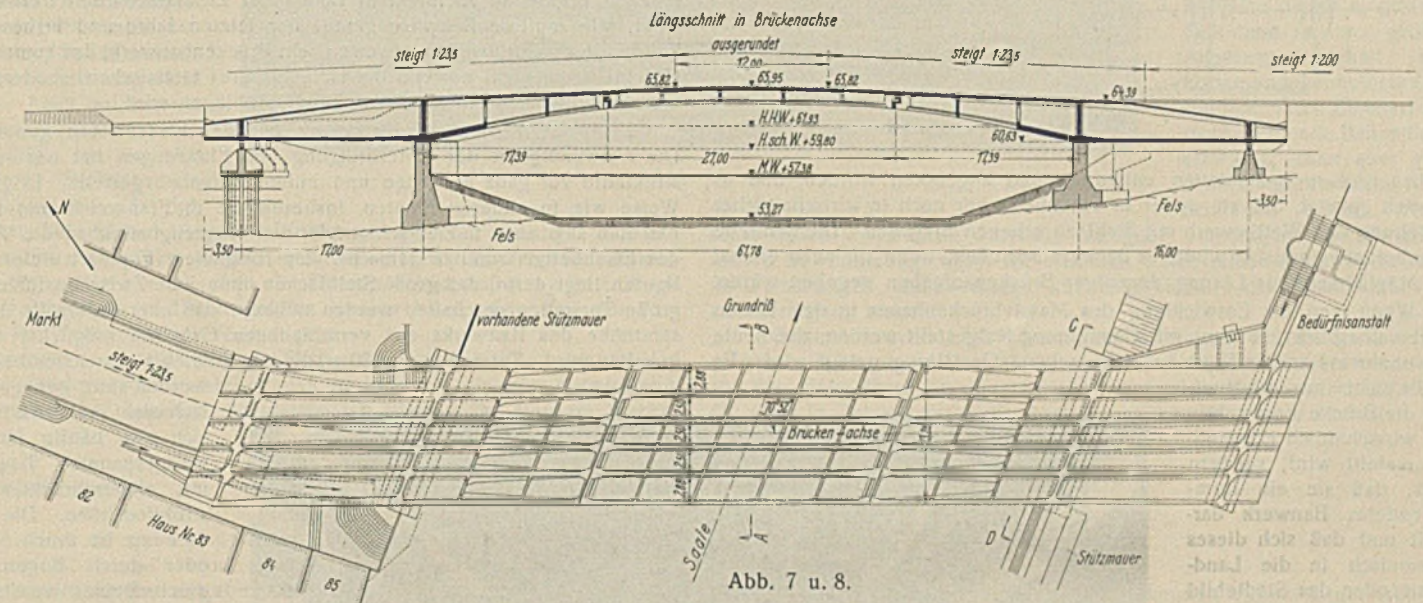


Abb. 7 u. 8.

Hierdurch war es möglich, eine ausreichende Schifffahrtöffnung während der Bauzeit frei zu lassen und im übrigen auch die Konstruktionshöhe des Mittelstückes auf das äußerste zu beschränken. Vor dem Betonieren erhielten die Fachwerkträger des Mittelstückes eine zusätzliche Belastung

bach mit 130 m Stützweite des das Tal überspannenden Bogens und die Moselbrücke bei Koblenz⁵⁾, deren Dreigelenkgewölbe in den drei Öffnungen Spannweiten von 90, 95 und 107 m zwischen den Gelenken, bei den sehr niedrigen Stichhöhen von 8,36 m, 8,40 m und 8,12 m haben. Größere Spannweiten sind bekanntlich im Auslande ausgeführt worden: Zu erinnern ist an die bekannte Brücke bei Plougastel in Frankreich mit drei Öffnungen von je 180 m Spannweite und an die Brücke über den Tranebergssund in Stockholm mit einer Spannweite von gleichfalls rd. 180 m.

Bei Wettbewerben der Reichsautobahnen sind auch in Deutschland Eisenbetonbogenbrücken mit

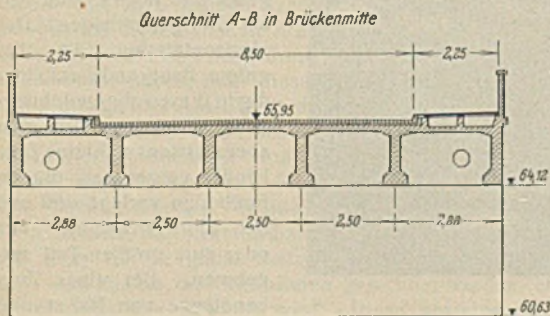


Abb. 9.

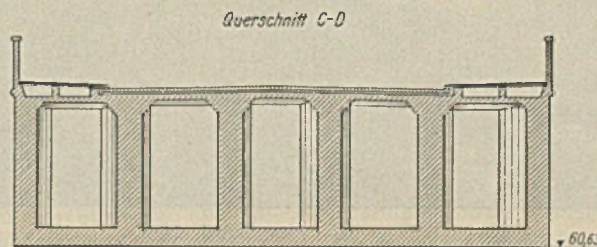


Abb. 10.

⁵⁾ S. Bautechn. 1924, Heft 12 u. f.

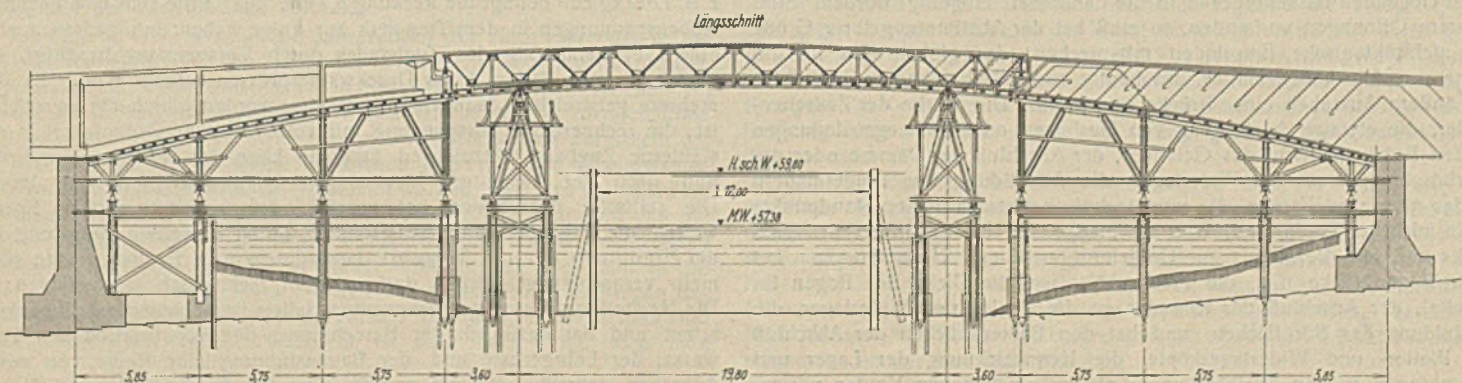


Abb. 11.

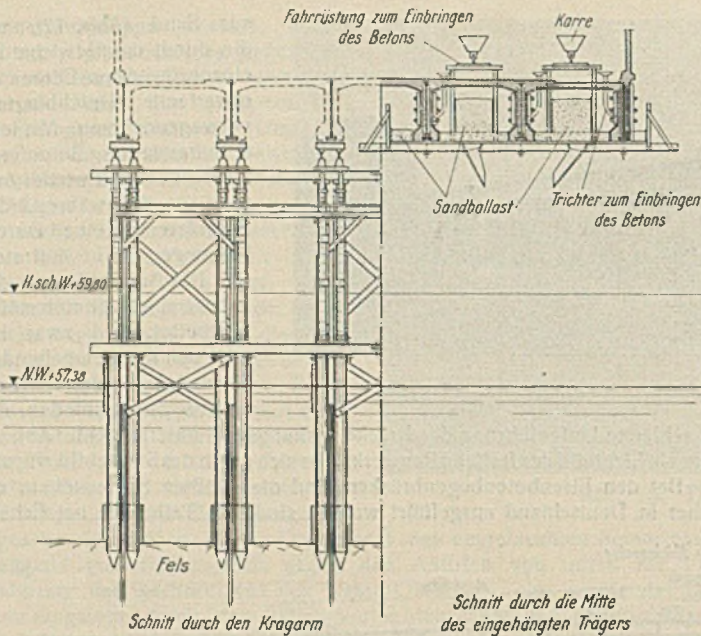


Abb. 12.

ähnlich großen Spannweiten entworfen und angeboten worden, und es hat sich gezeigt, daß sie weder in schönheitlicher noch in wirtschaftlicher Beziehung den Wettbewerb mit Stahl zu scheuen brauchen. Die deutsche Eisenbetonbauindustrie würde es dankbar begrüßen, wenn ihr auch einmal die Möglichkeit zur Lösung derartiger Brückenaufgaben gegeben würde.

Wenn man die Entwicklung des Massivbrückenbaues in den letzten Jahren überblickt, so kann mit Genugtuung festgestellt werden, daß heute viel mehr als früher Wert auf eine schöne Gestaltung gelegt wird. Es wird nicht nur verlangt, daß die Brücke konstruktiv und wirtschaftlich einwandfrei erstellt wird, sondern auch, daß sie ein formvollendetes Bauwerk darstellt und daß sich dieses harmonisch in die Landschaft oder das Städtebild einfügt und nicht etwa als störender Fremdkörper die Umgebung auseinanderreißt. Schon die Entscheidung, ob Bogenbrücke oder Balkenbrücke, kann nicht immer rein ingenieurmäßig getroffen werden. Die bewährte Empfehlung, daß im flachen Lande Balkenbrücken, zur Überbrückung tieferer Täler dagegen Bogenbrücken mehr am Platze sind, hat nur bedingt Geltung. Es gibt wunderschöne gewölbte Brücken im Flachlande, und mit gleichem Erfolge sind in hügeligen oder gebirgigen Gegenden Balkenbrücken in die Landschaft eingefügt worden. Sind mehrere Öffnungen vorhanden, so muß bei der Abstimmung ihrer Größe das architektonische Empfinden mitsprechen; das gleiche gilt für die Bemessung des Längsgefälles, das häufig von entscheidendem Einfluß für das äußere Aussehen einer Brücke sein kann. Die Stärke der Zwischenpfeiler, die etwaige Ausbildung von Gesimsen oder Fußwegausladungen an den Brückenstirnen, das Geländer, der Anschluß der Dämme oder der Uferböschungen an die Widerlager, die Ausbildung der Flügelmauern — das alles sind Fragen, die vom technisch-wirtschaftlichen Standpunkte allein nicht zu lösen sind, weil sie maßgeblich die Schönheit des Bauwerks und sein Verhältnis zur Umgebung angehen. Hinzu kommen bei einer Bogenbrücke u. a. die Pfeilverhältnisse, die Dicke der Bogen im Scheitel, der Anschluß der Kämpfer an die Pfeiler und Widerlager, die Ausbildung der Stirnflächen, und bei den Balkenbrücken der Abschluß der Pfeiler- und Widerlagerköpfe, die Kennzeichnung der Lager und Gelenkfugen in den Ansichtflächen, die vielumstrittenen Vouten u. a. m. Nicht jeder Ingenieur kann Brücken entwerfen und berechnen, und auch

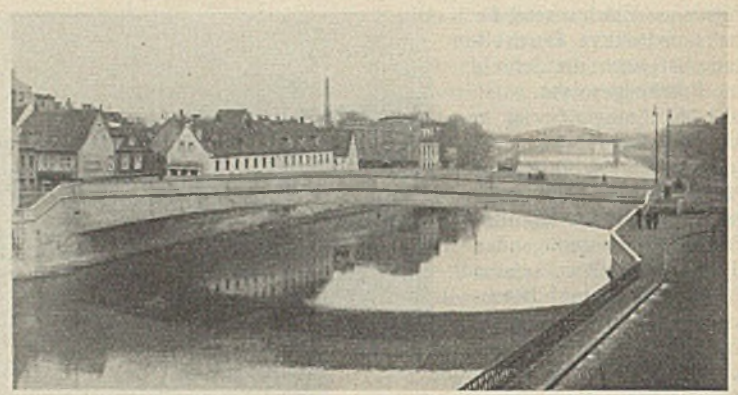


Abb. 13.

nicht jeder Architekt ist in der Lage, bei dem Entwurf einer Brücke helfend und fördernd mitzuwirken. Wo sich aber ein erfahrener Ingenieur und ein erfahrener Architekt in liebevoller Zusammenarbeit treffen, entsteht, wie zahllose Beispiele gerade der letzten Jahre und insbesondere bei den Reichsautobahnen beweisen, ein Brückenbauwerk, das kommenden Geschlechtern nicht nur von der Höhe unseres technischen, sondern auch unseres künstlerischen Schaffens Zeugnis ablegen wird.

Eine überraschende Entwicklung hat der Hallenbau genommen. Die Notwendigkeit der Unterbringung von Flugzeugen hat unsere Konstrukteure vor ganz neuartige und kühne Aufgaben gestellt. In gleicher Weise wie in anderen Staaten, insbesondere in Frankreich und Italien, hat man sich auch in Deutschland für den Flugzeughallenbau die Vorteile des Eisenbetons zunutze gemacht. Die besondere Eigenart vieler dieser Bauten liegt darin, daß große Stellflächen ohne jede Zwischenstützen und große Torweiten geschaffen werden müssen, daß aber andererseits die Gesamthöhe des Bauwerks aus verschiedenen Gründen möglichst niedrig gehalten wird. Torweiten von 50 m, die lange

Zeit als ausreichend erachtet worden sind, genügen vielfach nicht mehr. Es handelt sich also häufig um sehr weitgespannte Tragwerke mit eingeschränkter Konstruktionshöhe. Die Überdachung ist durch Schalen oder durch Bogen oder durch beides vereint geschehen. Bei großen Hallen mit großen Torweiten sind die Bogen mit Spannweiten bis über 100 m ausgeführt worden, zum Teil als eingespannte Bogen, zum Teil als Zweigelenkbogen. Der Horizontalschub ist bei gutem Baugrunde vollständig in diesen abgeleitet worden; neuerdings hat man aber meistens stählerne Zugbänder vorgesehen, die im Fußboden verlegt sind und den Horizontalschub ganz oder zum größten Teil aufnehmen. Bei einer Zugbandlänge von 100 m und einer Beanspruchung von

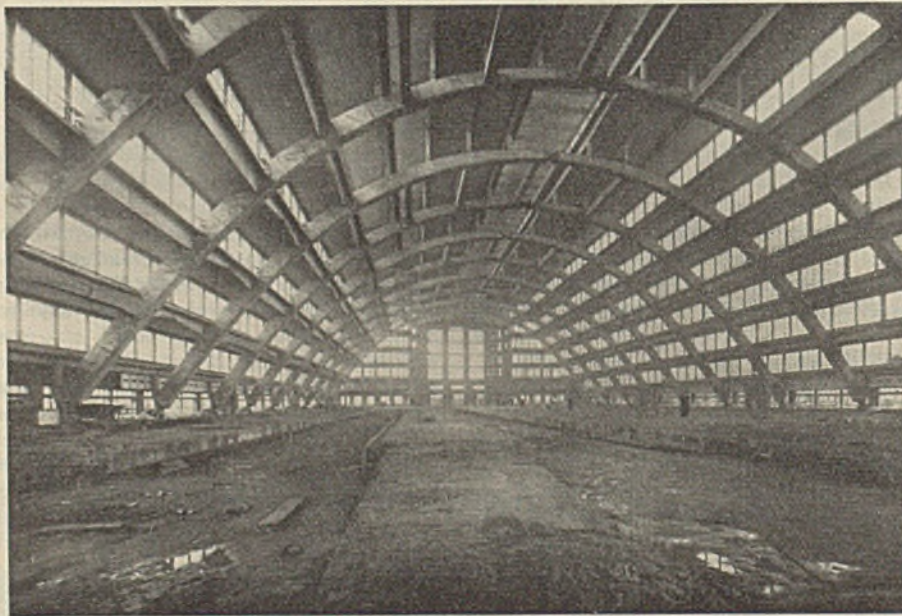


Abb. 14.

z. B. 1200 kg/cm² beträgt die Reckung 5,7 cm. Sie würde sehr unangenehme Nebenspannungen in dem Tragwerk zur Folge haben; infolgedessen wird eine Längenänderung des Zugbandes durch Vorspannung beseitigt, die in den meisten Fällen durch Druckwasserpressen erzeugt wird. Es sind mehrere geistreiche Lösungen ausgearbeitet worden, durch die es möglich ist, die rechnerische Vorspannung mit vollkommener Genauigkeit in das stählerne Zugband einzuführen und die Lage der Widerlager während und nach der Ausrüstung der Bogen ganz unverändert zu lassen. Die statische Berechnung hat gezeigt, daß bei den großen Spannweiten die Formänderung insbesondere durch einseitige Belastung bei der Ermittlung der das Tragwerk beanspruchenden inneren Kräfte nicht mehr vernachlässigt werden darf, sondern rechnerisch zu verfolgen ist. Die Herstellung dieser weitgespannten Hallen ist hochwertigste Ingenieurarbeit und hat bezüglich der Berechnung, der Konstruktion des Tragwerks, der Lehrgerüste und der Bauausführung eine Reihe von neuen Aufgaben gebracht, die mit großem Verantwortungsgefühl angefaßt und gelöst worden sind. Daß weitgespannte Eisenbetonhallen aber nicht nur

für den Flugzeughallenbau ihre Bedeutung haben, zeigt Abb. 14, die das Innere der Eisenbahnhalle auf der Brüsseler Weltausstellung nach dem Ausrüsten zeigt. Das Tragwerk besteht aus Dreigelenkbogen von 86 m Spannweite zwischen den Gelenken und einer Pfeilhöhe von 31 m. Das Pfeilverhältnis ist also, da keinerlei Notwendigkeit bestand, die Konstruktionshöhe der Halle einzuschränken, hoch und günstig gewählt worden. Die wirkungsvolle Vorderansicht der Halle, die vollkommen in Eisenbeton und Glas aufgelöst ist, ist in Abb. 15 zu erkennen.

Die obenerwähnten Hallen sind zum Teil in erstaunlich kurzer Zeit ausgeführt worden. Auch bei anderen Eisenbetonkonstruktionen, gleichgültig, ob es sich um Silos, Skelettbauten, Industriebauten od. dgl.

gehandelt hat, sind vielfach Baufristen eingehalten worden, die mit keiner anderen Bauweise möglich gewesen wären. Es zeigt sich immer wieder der große Vorteil, daß ein Eisenbetonbau sofort nach Auftragserteilung begonnen und durchgeführt werden kann, ohne daß eine Anlaufzeit für Werkstattdarbeit verlorengeht.

Wenn man den Eisenbetonbau in Deutschland mit dem in anderen Ländern vergleicht, so kann man feststellen, daß die Richtung, die seine Entwicklung eingeschlagen hat, vielfach die gleiche ist; allerorts ist man am Werke,

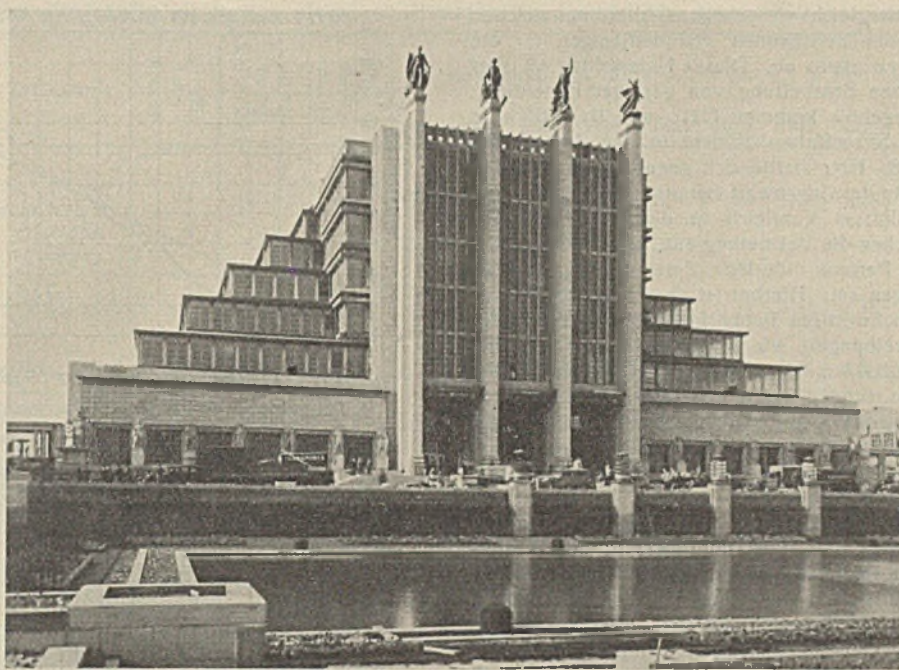


Abb. 15.

die Berechnungsverfahren zu vervollständigen und zu verbessern, neue Erkenntnisse bei den Materialeigenschaften zu gewinnen, die Ausführung zu verfeinern und weitere Anwendungsgebiete den Vorteilen des Eisenbetons zu erschließen. In Kühnheit der Konstruktion ist uns das Ausland manchmal über gewesen, worauf oben bei den weitgespannten Bogenbrücken bereits hingewiesen worden ist. Die Architekten haben in einzelnen ausländischen Staaten früher Verständnis für die Eisenbetonbauweise aufgebracht und sich darauf eingestellt, daß diese in ihrer großen Anpassungsfähigkeit und Formenmöglichkeit eine besondere, ihrer Eigenart gerechtere Behandlung erfordert, dann aber ganz neue architektonische Möglichkeiten bietet. Auch

sonst haben wir manche wertvolle Anregung empfangen, und es erregt unsere Bewunderung, wenn wir erfahren, welche reiche Mittel in Amerika für Forschungen und Versuche auf dem Gebiete des Eisenbetonbaues zur Verfügung stehen.

Zusammenfassend aber können wir feststellen, daß die großen Bauaufgaben, die heute in Deutschland zu lösen sind, die Eisenbetonindustrie auf der Höhe ihrer Leistungsfähigkeit gefunden haben, eine Industrie, die auch in Zukunft nicht die Absicht hat, zu rasten oder zu rosten.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Sturmfluten der Nordsee in der Jade.

Von K. Lüders, Wilhelmshaven.

(Schluß aus Heft 13.)

2. Auswertung der Ergebnisse der statistischen Bearbeitung.

Die statistische Bearbeitung der in der Zeitspanne von 1875 bis 1934 in der Jade beobachteten Sturmfluten hat weitgehende Gesetzmäßigkeiten in der zeitlichen Verteilung der Sturmfluten ergeben, woraus zum Teil neue Erkenntnisse gewonnen werden können.

Für die festgestellte Zunahme der Häufigkeit der Sturmfluten seit 1875 können zunächst zwei Ursachen in Betracht kommen. Entweder ist diese Zunahme meteorologisch bedingt, das heißt dadurch, daß im Laufe der Zeit die Stürme und als deren Folge auch die Sturmfluten zugenommen haben, oder diese Zunahme ist nur scheinbar vorhanden, indem infolge des Ansteigens der Wasserstände durch die Küstensenkung allmählich auch solche Hochwasser die Wasserstandshöhe für die Sturmflutenbenennung erreichen und überschreiten, die bei gleichbleibenden Wasserständen (also ohne Küstensenkung) unter dieser Wasserstandshöhe bleiben würden. Würde das letztere der Fall sein, dann müßte eine Zunahme der Sturmfluthäufigkeit nicht mehr vorhanden sein, wenn statt einer für die ganze Zeitspanne gleichbleibenden Wasserstandshöhe, von der ab die Sturmfluten gerechnet werden, eine ansteigende Wasserstandshöhe gewählt wird. Diese ansteigende Wasserstandshöhe müßte parallel zu der durch die Küstensenkung verursachten mittleren Anstiegslinie der Wasserstände verlaufen.

Kurve 1 in Abb. 9 zeigt die Jahresmittel der Hochwasserstände am Pegel zu Wilhelmshaven, und zwar als 19jährige Mittelwerte³⁾ berechnet. Das Ansteigen der Wasserstände ist in dieser Darstellung sehr anschaulich. Die nach der Methode der kleinsten Quadrate ermittelte Ausgleichsline steigt bei den dargestellten 42 Neunzehnjahre-Mittelwerten um 10 cm an, das sind also für die 60jährige Zeitspanne 14,3 cm. Die Wasserstandshöhe, von der ab die Sturmfluten gerechnet werden, muß also um rd. 14 cm im Verlauf der 60 Jahre ansteigen, wenn verhindert werden soll, daß die durch die Küstensenkung am Pegel allmählich immer höher angezeigten Hochwasser nach und nach diese Grenze überschreiten und dann zu Unrecht zu „Sturmfluten“ werden. Durch das allmähliche Höherlegen des Sturmflutwasserstandes scheiden im ganzen 62 Sturmfluten aus, das sind rd. 20% der Gesamtzahl. Trotzdem ist aber auch jetzt noch eine

Zunahme der Häufigkeit eindeutig zu erkennen (Kurve 2 der Abb. 9). Berechnet man nun für jede einzelne Sturmflut und für jedes Jahr die Größe des Windstaus und faßt die erhaltenen Werte wiederum zu 19jährigen Mittelwerten zusammen, so ergibt sich die in Abb. 9 als Kurve 3 wiedergegebene Wasserstandslinie, deren Ausgleichsline ein Ansteigen des Wasserstandes von 6,2 cm = 9 cm in 60 Jahren aufweist.

Trotz der Berücksichtigung des Ansteigens der Wasserstände infolge der als vorhanden angenommenen Küstensenkung steigen die mittleren Jahreshochwasserstände durch die Häufigkeitszunahme der Sturmfluten um 9 cm in 60 Jahren an, das sind also mehr als 64% von dem gesamten Betrag des Ansteigens (14 cm). Hieraus ergibt sich, daß als Ursache für das in der Gegenwart vorhandene Ansteigen der Wasserstände am Pegel zu Wilhelmshaven die Küstensenkung allein nicht in Frage kommt. Es hat vielmehr den Anschein, als ob dieses Ansteigen nur auf die Zunahme der Sturmfluthäufigkeit zurückzuführen ist, also eine meteorologische Erscheinung darstellt.

Wieweit das auch an anderen Nordseepegeln festgestellte Ansteigen der mittleren Jahreshochwasserstände sich ebenfalls durch diese Erscheinung erklären läßt, muß durch entsprechende Untersuchungen festgestellt werden.

Wenngleich durch dieses überraschende Ergebnis die Versuche, aus dem gegenwärtigen Ansteigen der Wasserstände ein Maß für eine noch heute vorhandene Küstensenkung abzuleiten, mit großer Vorsicht zu bewerten sind, so wird die durch die Forschungen von Schütte, Krüger u. a. einwandfrei für die letzten Jahrhunderte nachgewiesene Senkung unserer Nordseeküste auf Grund geologischer Beweisführung hiervon nicht berührt.

Um die Zunahme der Sturmfluthäufigkeit und die Beteiligung der einzelnen Monate an dieser Zunahme zu veranschaulichen, sind in Tabelle 5 die beiden 30jährigen Zeitspannen 1875 bis 1904 und 1905 bis 1934 einander gegenübergestellt. Die größte Zunahme an Sturmfluten (fast 80%) haben die Januar- und November-Monate zu verzeichnen. Die Dezember-Monate dagegen haben eine geringe Abnahme aufzuweisen, ebenso die März-Monate. Die Sommerhalbjahre sind mit etwa $\frac{1}{3}$, die Winterhalbjahre mit rd. $\frac{2}{3}$ an der Zunahme beteiligt.

Ein ganz ähnliches Ergebnis haben die Untersuchungen von Otto und Brandt für die Wesermündung gehabt, wie die in der letzten Spalte

³⁾ Nach einem Vorschlage von Dr. Hessen, um die auf astronomischer Grundlage beruhenden Perioden der Gezeiten auszuschalten.

der Tabelle 5 wiedergegebenen Vergleichswerte zeigen. Allerdings weichen hier die miteinander verglichenen Zeitspannen von denjenigen für die Jade angestellten Untersuchungen etwas ab. Dieser Unterschied ist aber für das Ergebnis der statistischen Bearbeitung von geringer Bedeutung.

Zu einem ganz anderen Ergebnis kommen Otto und Brandt aber bei der Gegenüberstellung der Sturmflutverhältnisse in den Zeitspannen 1923 bis 1899 und 1873 bis 1848. Hier stellte sich gegen früher eine Abnahme der Sturmfluthäufigkeit in der Gegenwart heraus; nur die schweren Sturmfluten haben auch bei diesem Vergleich in der Gegenwart zugenommen. Die Verfasser sprechen die Vermutung aus, daß die Sturmfluthäufigkeit möglicherweise einer Periode unterläge, deren Länge mit etwa 50 bis 60 Jahren zu veranschlagen sei. Hierbei ist aber noch zu berücksichtigen, daß durch ein ungleichwertiges Beobachtungsmaterial (anfangs Lattenbeobachtungen, dann Schreibpegel), wie es wahrscheinlich auch bei den Weseruntersuchungen benutzt werden mußte, mit Ungenauigkeiten bei den Lattenbeobachtungen zu rechnen ist, so daß den Ergebnissen aus dem Vergleich mit der Zeitspanne von 1878 bis 1848 eine gewisse Unsicherheit beigelegt werden muß. Wegen der Unsicherheit der Lattenbeobachtungen hat Verfasser bei der vorliegenden Untersuchung diese Wasserstandswerte auch nicht bearbeitet.

Die für die Jade erhaltene Verteilung der Sturmfluten auf die einzelnen Monate hat ergeben, daß die Häufigkeit in den Winterhalbjahren diejenige der Sommerhalbjahre um das sechsfache übertrifft und daß die meisten Sturmfluten in den Dezember- und Januar-Monaten, die wenigsten in den Mai- und Juli-Monaten auftreten. Da nun gerade von der monatlichen Verteilung der Sturmfluten der südlichen Nordsee eine ganze Reihe Angaben aus dem Schrifttum vorliegen, ist es sehr aufschlußreich, diese verschiedenen Ergebnisse miteinander zu vergleichen. Zu diesem Vergleich sind die von Eilker⁴⁾, Hennig⁵⁾, Lentz⁶⁾, Rauschelbach⁶⁾ und Otto und Brandt¹⁾ mitgeteilten Untersuchungen herangezogen worden (Tabelle 6). Während Eilker und Hennig eine rein geschichtliche Bearbeitung der Nordseesturmfluten bringen und somit nur die Sturmfluten aufzählen, die wegen des angerichteten Unheils in die Geschichte eingegangen sind, werden von den übrigen Verfassern systematische Wasserstandsbeobachtungen ausgewertet. Diese Verschiedenartigkeit ist von grundsätzlicher Bedeutung; im ersteren Falle sind nur solche Sturmfluten aufgezählt, die heute als schwere oder sehr schwere Sturmfluten bezeichnet werden, im zweiten Falle sind alle von einem bestimmten Wasserstande ab beobachteten Sturmfluten bei der Bearbeitung berücksichtigt worden.

Wie nun Tabelle 6 zeigt, stimmt der Gang der prozentualen Verteilung der Sturmfluthäufigkeit auf die einzelnen Monate bei allen sieben Reihen gut überein. Das Verhältnis der Sommersturmfluten zu den Wintersturmfluten zeigt aber einige bemerkenswerte Unterschiede. Steht man von den ersten beiden Reihen der Tabelle ab, die aus dem oben angegebenen Grunde keinen brauchbaren Vergleich liefern können, so zeigt sich, daß das Verhältnis für die Elbe (im Mittel 1:6,7) höher

⁴⁾ G. Eilker, Die Sturmfluten in der Nordsee. Emden 1877.

⁵⁾ H. Lentz, Flut und Ebbe und die Wirkung des Windes auf den Meeresspiegel. Hamburg 1879.

⁶⁾ H. Rauschelbach, Die Sturmfluten der Nordsee und der Sturmflutwarnungsdienst und Gezeitendienst der Deutschen Seewarte. Beiheft zu den Annalen der Hydr. usw. Hamburg 1925.

Tabelle 5. Gegenüberstellung der Jahre 1875/1904 und 1905/1934.

Monat	Zeitraum			Folgerungen	Weser (zum Vergleich) 1899/1923 gegen 1874/1898
	1875 bis 1904	1905 bis 1934	1905/1934 gegen 1875/1904		
Januar	23 (1)	41 (3)	+18 (+2)	Mehr und höhere Sturmfluten	+20 (+8)
Februar	17 (2)	18 (2)	+1 (0)	Ziemlich gleichmäßig	+3 (-1)
März	14	10 (1)	-4 (+1)	Weniger Sturmfluten	-4 (0)
April	3	5	+2	Ziemlich gleichmäßig	+4
Mal	1	1	0	Gleichmäßig	0
Juni	—	4	+4	Mehr Sturmfluten	+2
Juli	—	1	+1	Ziemlich gleichmäßig	-1
August	3	3	0	Gleichmäßig	-1
September	9	15	+6	Mehr Sturmfluten	+3
Oktober	19 (1)	21 (3)	+2 (+2)	Mehr und höhere Sturmfluten	0 (0)
November	16 (2)	30 (3)	+14 (+1)	Mehr und höhere Sturmfluten	+20 (+4)
Dezember	34 (8)	31 (5)	-3 (-3)	Weniger Sturmfluten	+1 (-3)
April bis September	16	29	+13	Mehr Sturmfluten	+7
Oktober bis März	123 (14)	151 (17)	+28 (+3)	Mehr und höhere Sturmfluten	+40 (+8)
Jahr	139 (14)	180 (17)	+41 (+3)	Mehr und höhere Sturmfluten	+47 (+8)

Bemerkung: Die eingeklammerten Ziffern geben den Anteil an schweren Sturmfluten an.

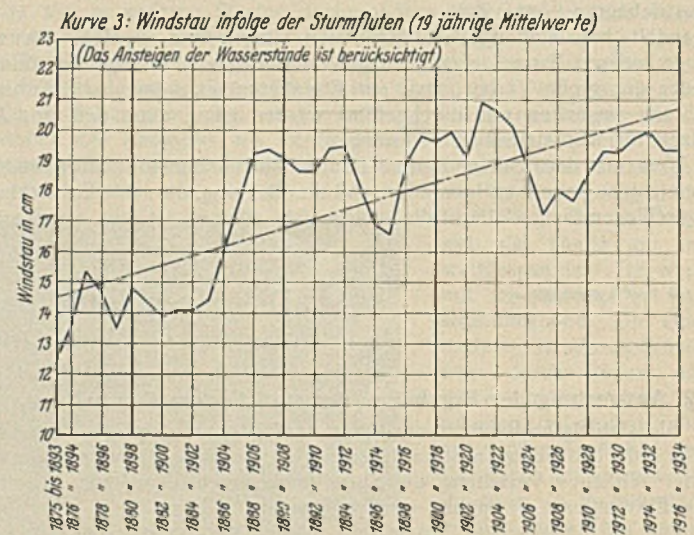
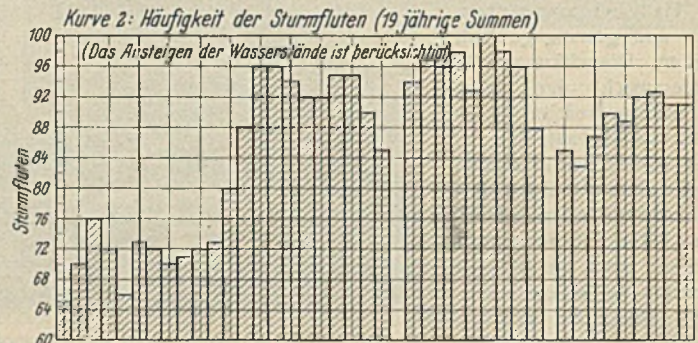
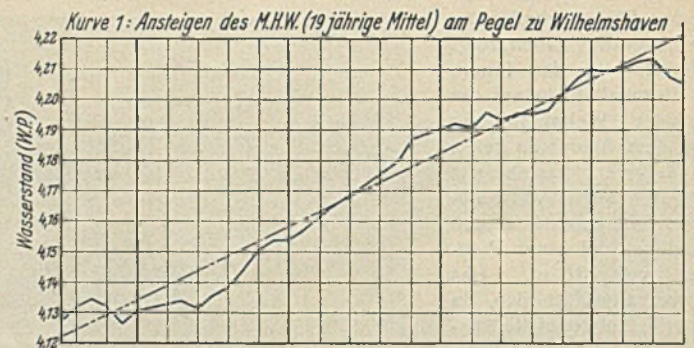


Abb. 9.

liegt als für die Weser und Jade. Aber auch in der monatlichen Verteilung ist zwischen Elbe, Weser und Jade ein Unterschied festzustellen, der eine gewisse Gesetzmäßigkeit aufweist (Abb. 10). Diese Abbildung läßt erkennen, daß vom Februar bis April die Sturmfluthäufigkeit in der Jade geringer ist als in der Weser, und in der Weser geringer als in der Elbe. Im Herbst ist es aber gerade umgekehrt. Hier ist die Sturmfluthäufigkeit in der Jade am größten, dann folgt die Weser, und die geringste Anzahl an Sturmfluten hat die Elbe aufzuweisen. Ob die Ursache für diese eigenartige Verteilung in der verschiedenen Lage der Beobachtungsorte zu den Hauptwindrichtungen liegt, die ihrerseits einen Unterschied in den einzelnen Monaten aufweisen, oder ob bei der Jade das Fehlen des Oberwassers, das in der Weser auch nicht den Einfluß auf die Wasserstände besitzt wie in der Elbe, an dieser Erscheinung beteiligt ist, müßte durch eine besondere Untersuchung geklärt werden. An dieser Stelle sollte nur auf das Vorhandensein dieser Erscheinung hingewiesen werden.

Ebenso ist die Ursache für die eigenartige Verteilung der Sturmfluten auf die einzelnen Monatstage, wie sie Abb. 7 zeigt, nicht geklärt. Es konnte hier allerdings

Tabelle 6. Sturmfluthäufigkeit in den einzelnen Monaten für die südliche Nordsee, Elbe, Weser und Jade.

Gebiet	Bearbeiter und Erscheinungsjahr	Zeitspanne	Anzahl der Jahre	Anzahl der Sturmfluten	Sturmfluten in 1 Jahr	Häufigkeit der Sturmfluten (in %) in den einzelnen Monaten:												Verhältnis Sommer Winter
						Jan.	Febr.	März	April	Mai	Juni	Juli	Aug.	Sept.	Okt.	Nov.	Dez.	
Südliche Nordseeküste	Eilker (1877)	Soweit geschichtliche Berichte vorliegen	—	233	—	17,60	7,30	9,01	3,43	2,15	1,29	1,72	2,58	6,01	11,59	22,75	14,59	1 : 4,8
	Hennig (1897)		—	472	—	17,37	9,75	5,72	3,81	2,75	1,06	2,33	3,39	6,79	13,14	17,37	16,53	1 : 2,5
Elbe (Cuxhaven)	Lentz (1879)	1843 bis 1867	25	220	88	19,09	15,91	6,82	2,27	0,45	0,45	0,45	4,55	3,18	12,73	10,91	23,18	1 : 7,8
Elbe (Hamburg)	Lentz (1879)	1843 „ 1867	25	199	80	17,09	24,12	10,55	5,53	1,51	1,51	1,01	4,52	1,01	7,54	7,54	18,09	1 : 5,6
Elbe (Hamburg)	Rauschelbach (1925)	1841 „ 1924	84	640	76	16,56	18,13	14,06	4,06	0,78	2,03	0,63	2,97	4,38	8,59	9,69	18,13	1 : 6,7
Weser (Bremerhaven)	Otto u. Brandt (1926)	1849 „ 1923	77	391	51	18,13	15,03	7,51	3,63	1,04	1,04	1,30	2,59	4,92	9,84	14,51	20,47	1 : 5,7
Jade (Wilhelmshaven)	Lüders (1936)	1875 „ 1934	60	319	53	20,05	10,96	7,53	2,53	0,63	1,25	0,31	1,88	7,53	12,53	14,41	20,39	1 : 6,1

Tabelle 7. Angaben von Wasserstandshöhen für die Sturmflutenbenennung.

Ort	Strom	Beobachtetes HNW nach Gezeitentafel 1932	Bisher angenommene Wasserstandshöhe für die Sturmflutenbenennung	Lage des HNW zu der Sturmfluthöhe in nebenstehender Spalte (+ höher, — niedriger)	Vorgeschlagene Wasserstandshöhe für die Sturmflutenbenennung	Lage des HNW zu dieser neuen Sturmfluthöhe (+ höher, — niedriger)
		m	m	cm	m	cm
Helgoland . . .	—	+ 2,74	?	—	+ 3,84	— 110
Cuxhaven . . .	Elbe	+ 4,12	+ 4,13	— 1	+ 4,77	— 65
Brunsbüttelkoog . . .	„	+ 3,20	(+ 4,03)	— 83	+ 4,56	— 136
Brunshausen . . .	„	+ 4,25	(+ 3,84)	+ 41	+ 4,30	— 5
Hamburg . . .	„	+ 3,73	+ 3,38	+ 35	+ 3,42	+ 31
Bremerhaven . . .	Weser	+ 4,93	+ 4,46	+ 47	+ 5,48	— 55
Bremen . . .	„	+ 4,46	(+ 4,23)	+ 23	+ 5,01	— 55
Wilhelmshaven . . .	Jade	+ 4,61	+ 4,98	— 37	+ 5,94	— 133
Emden . . .	Ems	+ 4,60	(+ 4,18)	+ 42	+ 4,97	— 37

Bemerkungen: Die eingeklammerten Werte der Spalte 4 sind sinngemäß angenommene Höhen, da Veröffentlichungen nicht vorliegen. — Sämtliche Höhenangaben beziehen sich auf Seekartennull = mittl. Spring-Niedrigwasser.

festgestellt werden, daß die Sturmfluten um die Springzeit, die den Größtwert an Sturmfluten aufweist, sich ziemlich gleichmäßig anordnen (Abb. 11), damit ist aber keine Erklärung für die Häufigkeitskurve der Abb. 7 gegeben, denn die Verteilung der Springzeiten auf die Monatstage zeigt im Mittel ein anderes Bild (Abb. 12).

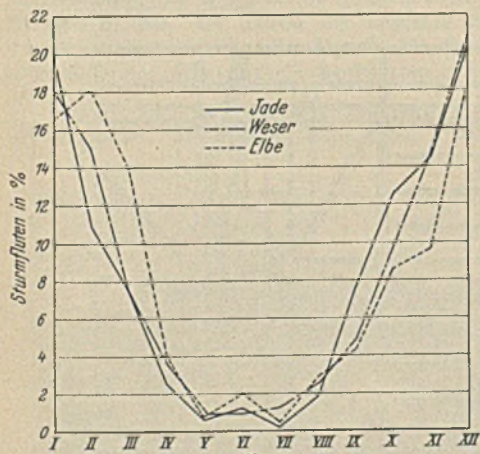


Abb. 10.

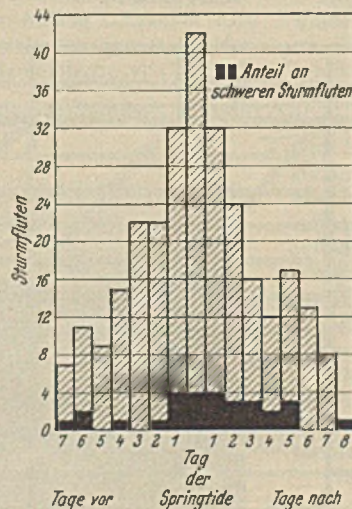


Abb. 11.

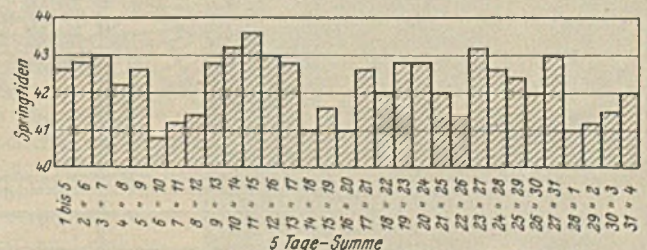


Abb. 12.

Ein Zusammenhang zwischen Springtide und Sturmfluthäufigkeit in den einzelnen Stunden des Tages ist dagegen als sicher vorhanden anzusehen.

Zusammenfassend ist festzustellen, daß die zeitliche Verteilung der Sturmfluten auf die Jahre, Monate, Tage und Stunden einer Gesetzmäßigkeit unterworfen ist; die Ursachen hierfür sind aber nur teilweise bekannt.

3. Über den Begriff „Sturmflut“.

Einleitend wurde schon darauf hingewiesen, daß der Begriff „Sturmflut“ bisher noch nicht festgelegt worden ist. Eine vergleichende Bearbeitung der Sturmfluterscheinungen an unserer Nordseeküste stößt daher stets auf Schwierigkeiten, denn die Festlegung der Wasserstandshöhe, von der ab ein Hochwasser als „Sturmflut“ bezeichnet werden soll, durch Annahme eines gleich großen Windstauwertes wird den tatsächlichen Verhältnissen an den verschiedenen Küstengebieten offensichtlich nicht gerecht. So haben beispielsweise Otto und Brandt die Sturmfluten von einem Windstau von 1 m über vorausberechnetem Hochwasser ab gerechnet; Rauschelbach wählte für Hamburg einen Windstau von rd. 1,20 m über MHW und für Cuxhaven von rd. 1,10 m über MHW. Verfasser legte für die vorliegende Bearbeitung die Wasserstandshöhe für die Jade auf 1,20 m über MHW.

Mit Ausnahme der Jade liegt die für die Sturmflutenbenennung gewählte Wasserstandshöhe so niedrig, daß die beobachteten höchsten Niedrigwasserhöhen diesen Wert überschreiten. So kann es eintreten, daß ein Hochwasser als „Sturmflut“ bezeichnet wird, das mit seiner Höhe

niedriger liegt als ein sehr hohes Niedrigwasser. Beispielsweise wurde nach Angabe der „Gezeitentafel“ das höchste Niedrigwasser in Bremerhaven am 23. Dezember 1894 mit 4,93 m über Karten-Null beobachtet. Otto und Brandt rechnen als Sturmfluten aber schon Hochwasserhöhen von 4,28 m ab (= mittleres Nippochwasser + 1 m). Das HNW lag also 55 cm höher als eine zur Nippzeit aufgetretene Sturmflut.

Nach Ansicht des Verfassers ist es zweckmäßig, die Sturmflutenbenennung erst von einem Wasserstande ab zu rechnen, der von dem HNW nicht mehr erreicht wird, und diesen Wasserstand in Beziehung zu den Gezeiten zu setzen, so daß gleichwertige Wasserstandshöhen für die Sturmflutenbenennung an den verschiedenen Küstenpunkten gewonnen werden. Es wird für das Küstengebiet folgende Beziehung vorgeschlagen:

„Die Wasserstandshöhe, von der ab ein Hochwasser als ‚Sturmflut‘ bezeichnet wird, ist bestimmt durch den Wert: Mittel-Spring-Hochwasser plus $\frac{1}{2}$ Mittel-Spring-Tidenhub.“

Ein Vergleich der nach dieser Faustformel berechneten Wasserstände mit den bisher für die Sturmflutenbenennung gewählten Wasserstandshöhen und mit den beobachteten HNW-Höhen ist in Tabelle 7 zusammengestellt.

Hiernach würde nur noch für Hamburg das HNW höher liegen als die Wasserstandshöhe für die Sturmflutenbenennung. Hamburg fällt aber wegen seiner Lage weit stromaufwärts aus dem eigentlichen Küstengebiet heraus.

Für die Jade würden nach der obigen Begriffsbestimmung alle Hochwasser, die die Höhe von + 6,40 m W.P. erreichen, als Sturmfluten bezeichnet werden. Von diesem Wasserstande ab wurden aber die schweren Sturmfluten gerechnet (s. S. 193). Für die untersuchte Zeitspanne von 1875 bis 1934 ergaben sich 31 schwere Sturmfluten, das sind im Jahrhundert etwa 50, also etwa alle zwei Jahre eine schwere Sturmflut. Auf die gleiche Häufigkeit kommt auch Eilker bei der Bearbeitung der geschichtlich überlieferten Sturmfluten der vergangenen Jahrhunderte. Die zur Anwendung empfohlene Faustformel zur Bestimmung des Sturmflutwasserstandes ergibt also einen Wert, durch den in der Hauptsache die Sturmfluten erfaßt werden, die wegen ihrer Höhe in früheren Zeiten großes Unheil angerichtet hätten, die aber heute, selbst bei der Küstenbevölkerung, fast unbeachtet bleiben, weil unsere Küste durch hohe und starke Deiche vor der verheerenden Wirkung schwerer Sturmfluten geschützt ist.

Alle Rechte vorbehalten.

Die neue Straßenbrücke über den Nil bei Benha (Ägypten).

Von Dipl.-Ing. Friedrich Sperber, Hamburg.

(Schluß aus Heft 13.)

Stahlüberbau.

Die Stahlüberbauten der beiden festen Brückenteile sind einander gleich ausgebildet, und zwar als parallelgurtige Fachwerkbrücke auf drei Stützen. Je eine dieser Stützen ist ein Widerlager am Ufer. Die Drehbrücke ist in der Form den festen Brücken gleich und ruht in der Mitte

Die Anordnung der Drehbrücke und der Antriebsvorrichtung ist aus Abb. 6 u. 7 zu ersehen. Die Auflagerung der Drehbrücke auf dem Mittelpfeiler mittels eines Rollenkranzes wurde besonders gewünscht. Das Drehen der Brücke geschieht durch zwei in Längsachse der Brücke sich gegenüberliegenden Windwerken mit elektrischem Antrieb (400-V-Gleichstrom). Die beiden Hauptantriebsritzel wälzen sich dabei auf Zahnkranzsegmenten ab, die mit der unteren, festen Rollbahn von 11 m mittlerem Durchmesser verschraubt sind. Jeder Drehwerksmotor leistet 10,3 kW. Die Verriegelung der Brücke an den Enden und ihr Anheben mittels ein-

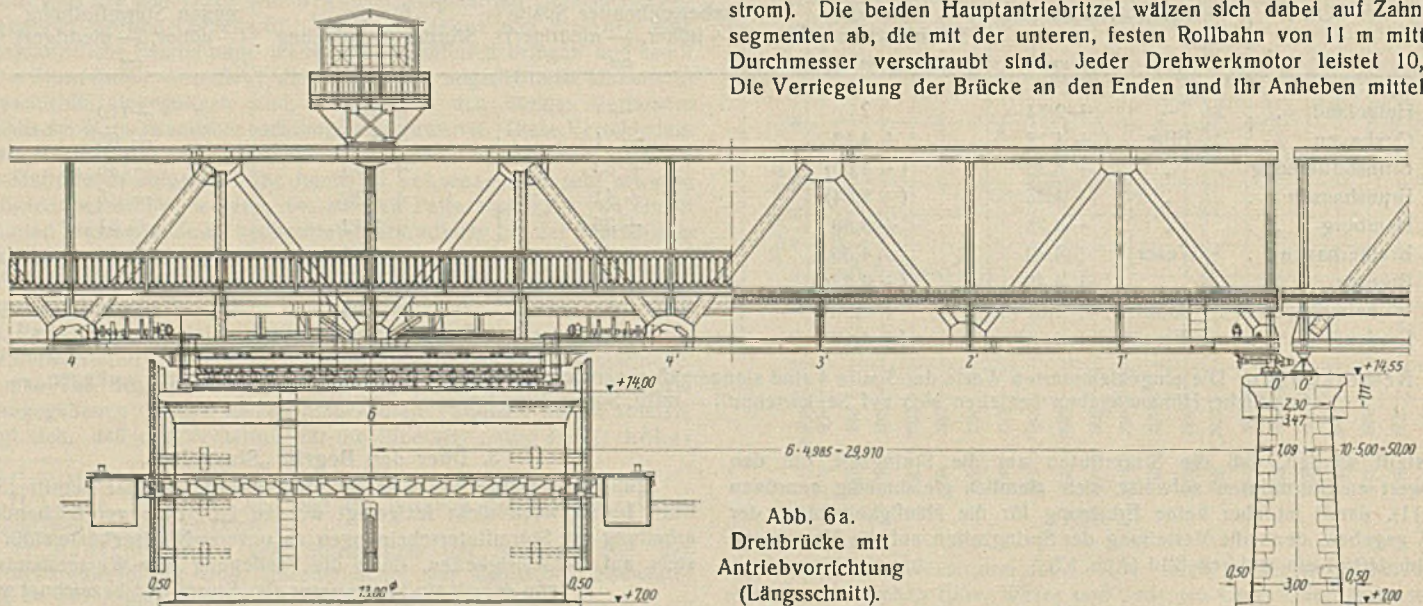


Abb. 6a.
Drehbrücke mit
Antriebsvorrichtung
(Längsschnitt).

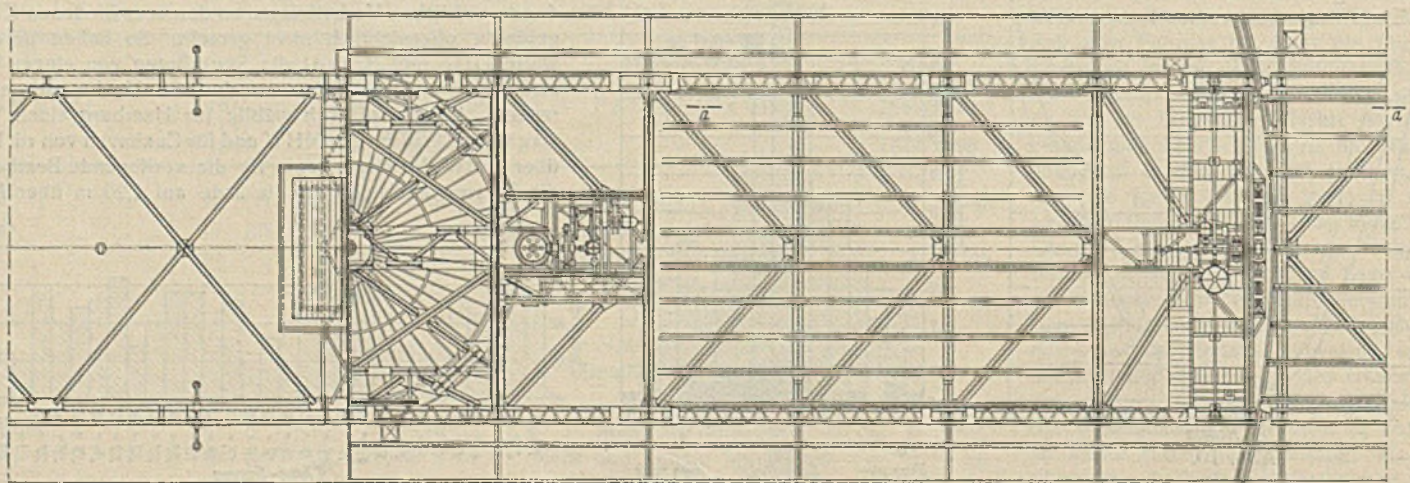


Abb. 6b. Drehbrücke mit Antriebsvorrichtung (Draufsicht).

auf dem mit kreisförmigem Querschnitt ausgebildeten Mittelpfeiler. Zum Schutze der geöffneten Brücke gegen anstoßende Schiffe sind im Gegensatz zu den sonst üblichen Leitwerken auf besonderen Wunsch der Behörde Schwimmer vorgesehen, die am Drehpfeiler geführt sind und mit dem Wasserstande auf und nieder gehen.

geschobener Kelle geschieht durch einen besonderen maschinellen Antrieb, dessen Motor 8,1 kW leistet. Für den Notfall können alle Antriebe auch von Hand betätigt werden. Unter gewöhnlichen Umständen dauert das Öffnen oder Schließen der Brücke mit Vorendschaltung zum langsamen Einfahren jeweils 3 min, während zur Ver- bzw. Entriegelung 70 sek be-

nötigt werden. Sämtliche Bewegungen der Brücke werden von dem über der Fahrbahn angeordneten Führerhäuschen aus geregelt.

Der elektrische Strom wird mittels biegsamer Kabel zugeführt, die durch den hohlen Drehzapfen gehen. Die maschinelle Einrichtung lieferte das Krupp-Grusonwerk AG, Magdeburg, die elektrische Ausrüstung die Siemens-Schuckertwerke in Berlin.

Die Fahrbahntafel besteht aus einer Eisenbetonplatte auf stählernen Längs- und Querträgern und ist mit 5 cm dicken Asphaltpreßlingen abgedeckt. Die Fußwege haben einen 2 cm dicken Asphaltbelag.

Die Berechnung der Stahlbrücken geschah nach den ägyptischen Vorschriften für Straßenbrücken. Als Baustoff wurde ein Stahl von 44 bis 52 kg/mm² Festigkeit nach besonderen behördlichen Vorschriften verwendet.

Das Gewicht der von der Fried. Krupp AG, Friedrich-Alfred-Hütte, Rheinhausen, gelieferten Stahlkonstruktion ohne Maschinenteile beträgt für die eigentliche Brücke 1443 t
für die Senkkasten . . . 473 t
für die Schwimmer . . . 279 t
zusammen 2195 t

Bauausführung.

Für die Durchführung der gesamten Bauarbeiten war eine Baufrist von 30 Bau-monaten vorgesehen, die an sich als durchaus ausreichend anzusehen gewesen wäre. Für die Beurteilung der wirklich praktisch für die Durchführung der Arbeiten, insbesondere der Gründungsarbeiten, zur Verfügung gewesenen Zeit muß jedoch berücksichtigt werden, daß während der Nilhochflut von Ende Juli bis Anfang Dezember keinerlei Arbeiten im Fluß ausgeführt werden können. Die Hochwasserwelle erreicht gewöhnlich eine Höhe von etwa 6 m; die dabei auftretenden Wassergeschwindigkeiten sind so groß, daß es unmöglich ist, irgendwelche Behelfbauten (Gerüste u. dgl.) während dieser Zeit im Fluß stehen zu lassen. Während eines Baujahres stehen also für die Arbeiten im Fluß nur rd. 7 Arbeitsmonate zur Verfügung.

Trotzdem erschien diese Zeit zunächst ausreichend, um wenigstens für die erste Bauperiode die Errichtung von geschütteten Inseln vorzusehen, auf denen die stählernen Senkkastengerippe¹⁾ montiert, mit ihrer Blechhaut versehen und ausbetoniert wurden. Um möglichst frühzeitig mit der Rammung der die Einfassung der Inseln bildenden Spundwände beginnen zu können, wurde die Oberkante Spundwand auf Ord. +10 gelegt, so daß bereits Anfang Dezember mit der Rammung hätte begonnen werden können. Nach dem ursprünglichen Bauprogramm sollten in der ersten Bauperiode ein Widerlager und drei Flußpfeiler und in der zweiten Bauperiode der Mittelpfeiler, der vierte Flußpfeiler und das zweite Widerlager fertiggestellt werden. Die dritte Bauperiode sollte sodann für die Fertigstellung der Restarbeiten (Flügelmauern, Fahrbahndecke usw.) verwendet werden. Da jedoch der Zuschlag erst Anfang Dezember 1930 erteilt wurde und etwa drei Monate für die Installation sowie die Herstellung und den Versand der Senkkasten und Mantelbleche von Deutsch-

¹⁾ Vgl. auch Brennecke-Lohmeyer, Der Grundbau, 4. Aufl., Bd. III, S. 228. Berlin 1934, Wilh. Ernst & Sohn.

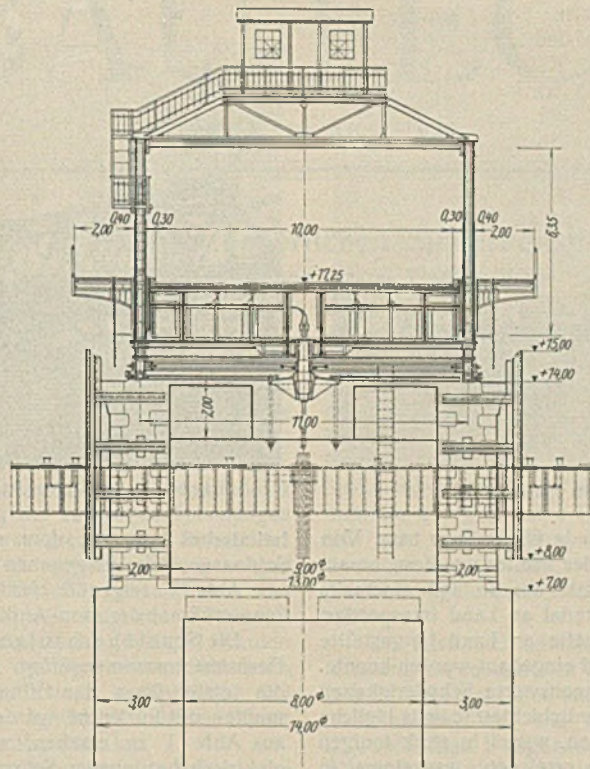


Abb. 7. Drehbrücke mit Antriebsvorrichtung (Querschnitt).

land nach Ägypten erforderlich waren, mußte eine vollständige Verschiebung des Bauprogramms vorgenommen werden, da nahezu die Hälfte der ersten Bauperiode bereits verstrichen war, ehe mit den eigentlichen Gründungsarbeiten begonnen werden konnte. Dies bedingte eine teilweise Umstellung des Arbeitsvorganges, da die Verschiebung dieser Arbeiten in spätere Monate mit niedrigeren Wasserständen beispielsweise das Rammen der Spundwände für die Inseln mittels Schwimmer sehr erschwerte und auch sonst verschiedentlich Umdispositionen erforderlich machte. Infolgedessen konnten im ersten Baujahr (1931) nur ein Widerlager und ein Flußpfeiler fertiggestellt werden (Abb. 8), so daß für das zweite Baujahr (1932) drei Flußpfeiler, der große Mittelpfeiler und ein Widerlager verblieben (Abb. 9 u. 10). Hierdurch mußten an Stelle der ursprünglich vorgesehenen zwei Druckluftschleusen in der zweiten Bauperiode drei Druckluftschleusen eingesetzt werden, so daß gleichzeitig drei Pfeiler bzw. ein Pfeiler und der in seinen Größenverhältnissen zwei kleinen Pfeilern entsprechende Mittelpfeiler abgesenkt werden konnten.

Während, wie bereits erwähnt, in der ersten Bauperiode infolge des sehr stark abgesunkenen Wasserstandes des Nils die Senkkasten auf besonders hierzu geschütteten Inseln montiert wurden, wurden in der zweiten Bauperiode alle Senkkasten, mit

Ausnahme der Senkkasten für den Mittelpfeiler, an Land montiert und auf einer behelfsmäßig gebauten Helling-Anlage an Wasser gebracht und schwimmend an die Absenkstelle eingefahren, wodurch es im Interesse eines wesentlichen Zeitgewinns möglich war, einerseits die Senkkasten schon während des Ablaufs der Hochwasserwelle zu montieren und andererseits die zeitraubende Herstellung der Inseln zu ersparen.

Zum Absenken der Senkkasten dienten kombinierte Personen- und Materialdruckluftschleusen. Die erforderliche Druckluft wurde erzeugt durch je zwei Kolbenkompressoren von 19 m³ angesaugter Luft und 10 m³ angesaugter Luft mit einem höchsten Kompressionsenddruck von 3,5 atü, die in dem auf der rechten Flußseite errichteten Maschinenhaus installiert und durch drei Dieselmotoren von je 100 PS angetrieben wurden. Für den gewöhnlichen Betrieb genügten ein großer und zwei kleine Kompressoren zur Erzeugung der erforderlichen Druckluft, so daß ein Kompressor von 19 m³ angesaugtem Luftvolumen sowie ein Diesel von 100 PS als Reserve anzusehen waren. Um eine möglichst weitgehende Kraftausnutzung zu gestatten, arbeiteten sämtliche Diesel auf ein gemeinsames Triebwerk, von dem die Kompressoren sowie die Generatoren für die Erzeugung des Baustromes angetrieben wurden.

An den Senkkasten wurde dreischichtig gearbeitet. Trotz aller Vorkehrungen waren außerordentlich hohe Temperaturen in den Senkkasten und Schleusen nicht zu vermeiden, wobei sich die Abkühlung der Außentemperatur in der Nacht besonders unangenehm bemerkbar machte. Nur durch strengste Einhaltung der getroffenen Vorichtsmaßnahmen wurden ernstliche Erkrankungen der europäischen und einheimischen Belegschaft vermieden.

Die Verbindung zwischen den an Land befindlichen Installationen und den Pfeilerbaustellen geschah über ein hölzernes Fahrgerüst von 3,3 m Breite, dessen Oberkante auf Höhe des ursprünglichen Geländes,

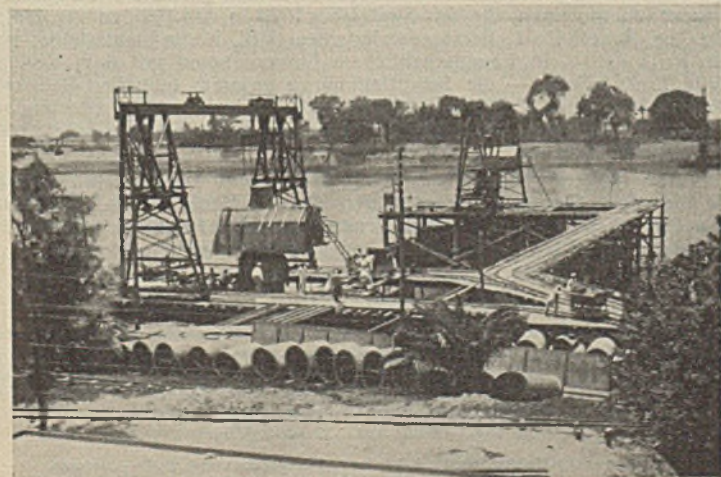


Abb. 8. Baujahr 1931: ein Widerlager und Pfeiler 4 in Arbeit.

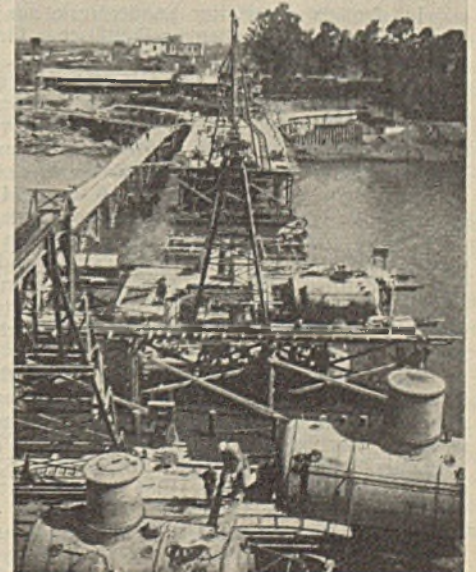


Abb. 9. Übersicht der Arbeiten im Baujahr 1932.

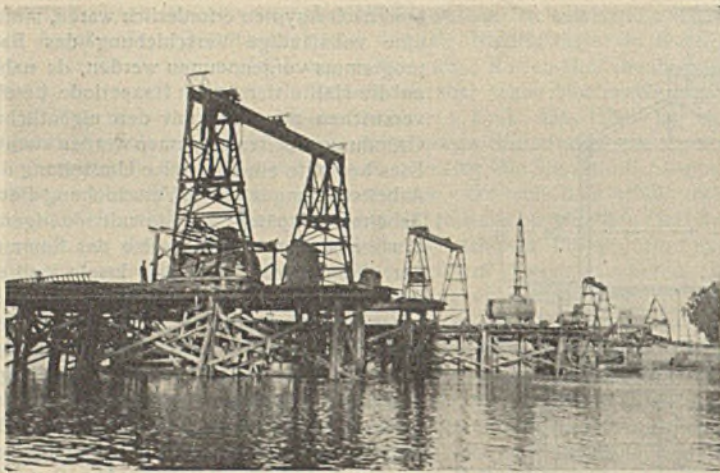


Abb. 10. Übersicht der Arbeiten im Baujahr 1932.

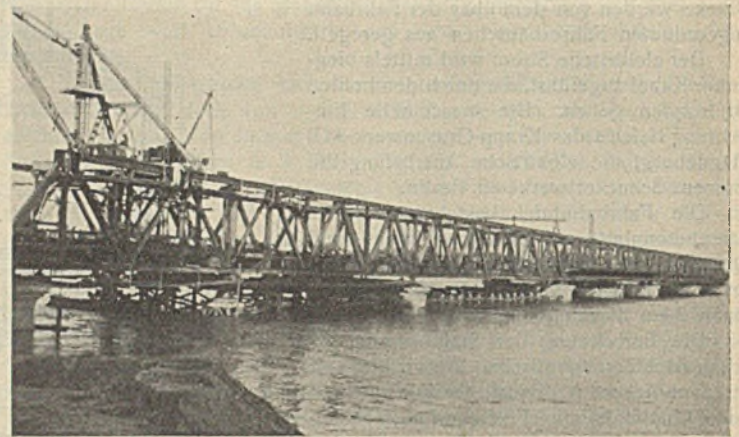


Abb. 11. Montage des eisernen Überbaues fertiggestellt.

d. l. Ord. + 14,2, lag, und das zwei Gleise von je 60 cm Spur trug. Von diesem Gerüst, das auf der Unterwasserseite der Pfeiler an diese heranzuführte, gingen beiderseits der Pfeiler Stützgerüste ab, so daß einerseits das aus den Senkkasten geförderte Aushubmaterial an Land transportiert sowie der zum Hochbetonieren der Pfeilerschäfte an Land hergestellte Beton direkt an die Pfeiler herantransportiert und eingebaut werden konnte. Die Absenkung der Senkkasten ging ohne nennenswerte Schwierigkeiten vor sich. Während bei der Durchfahrung der Sandschichten jeweils tägliche Arbeitsfortschritte von 70 bis 80 cm erzielt wurden, waren in stark tonigen Schichten im Durchschnitt nur 35 bis 40 cm zu erreichen, was einmal in der Schwierigkeit der Förderung des Tonmaterials, dann aber auch in der Notwendigkeit, stärker aufzubetonieren, um die größere Reibung zu überwinden, bedingt war. Während es sich in den feineren Sandschichten als vorteilhaft erwies, daß die Außenwände der Senkkasten senkrecht ohne jeden Anzug konstruiert waren — was eine bessere Führung der Senkkasten ermöglichte —, zeigte sich in den stärker tonhaltigen Schichten die nachteilige Wirkung dieser Konstruktion insofern, als stellenweise die Reibung sehr hoch wurde, so daß eine sehr erhebliche Auflast zu deren Überwindung erforderlich war. Von einem gewissen Vorteil erwies sich in diesen Schichten die äußeren Stahlmantelbleche, die die Reibung verminderten.

Nach Beendigung der Senkkastenabsenkung wurde auf der den Senkkastenschaft abdeckenden Eisenbetondecke das Verkleidungsmauerwerk aufgeführt und im Innern ausbetoniert. Die Ausführung sämtlicher fünf Flußpfeiler und der beiden Widerlager war Anfang Juni des Jahres 1932, also nach 18 Baumonaten beendet. Sämtliche Arbeiten, auch die Druckluftarbeiten, wurden durch einheimische Arbeiter und größtenteils ein-

heimisches Personal, dem nur einige deutsche Senkkastenmeister und Schleusenwärter beigegeben waren, ausgeführt.

Abb. 11 zeigt die fertig montierte Brücke mit dem elektrischen Schwenkkran, der zum Aufbau des Überbaues gedient hat.

Die Stahlüberbauten wurden fast durchweg auf festen, geramten Gerüsten zusammengefügt. Nur die zweite Öffnung der Drehbrücke und die letzten 20 m der Öffnung der festen Brücke auf der linken Seite mußten mit Rücksicht auf den Schiffsverkehr frei vorgebaut werden. Wie aus Abb. 11 zu ersehen, wurde für den Zusammenbau der Brücke ein elektrisch betriebener Schwenkkran benutzt, der entsprechend dem Baufortschritt auf der Brückenfahrbahn vorgeschoben wurde. Die Konstruktionsteile wurden entweder mit Booten unmittelbar zur Baustelle oder zu einem etwa 1500 m von dort entfernten Lagerplatz an einem Seitenkanal des Nils gebracht. Die Beförderung der Bauteile von diesem Lagerplatz zur Verwendungsstelle geschah auf Karren, die von einheimischen Arbeitern gezogen wurden. — Die zum Bau notwendige elektrische Kraft und Preßluft wurde in besonderen eigenen Anlagen erzeugt. Die Aufstellungsarbeiten der Stahlüberbauten einschließlich der Gerüste dauerten von Ende Januar bis Ende Oktober 1932. Sie wie auch die Werkstattarbeiten standen unter ständiger Aufsicht von Ingenieuren der ägyptischen Regierung. Die Baustellenarbeiten wurden fast ausschließlich von einheimischen Arbeitern unter Leitung einiger weniger Deutschen ausgeführt.

Die gesamten Stahlüberbauten sind in der Werkstatt vor dem Versand zusammengebaut worden, um Nacharbeiten auf der Baustelle zu vermeiden. Der mittlere Teil der Drehbrücke mit allen Maschinenteilen wurde ebenfalls im Werk auf einem besonders dafür hergestellten Fundament aufgestellt und von Hand probeweise gedreht.

Vermischtes.

Belastungen und Beanspruchungen im Hochbau (Stahl, Holz und Mauerwerk). 15. berichtigte und mit neuen Erlassen versehene Ausgabe. Stand März 1936. 73 S. mit 12 Textabb. Berlin 1936, Wilh. Ernst & Sohn. Einzelpreis geh. 2 RM, 10 Stück 18,50 RM, 25 Stück 44 RM, 50 Stück 82 RM, 100 Stück 150 RM und Postgeld.

In der als erweiterter Sonderdruck aus dem Zentralblatt der Bauverwaltung (herausgegeben im Preußischen Finanzministerium) soeben erschienenen 15. Ausgabe¹⁾ sind, ähnlich wie in den früheren Ausgaben, die vom Jahre 1919 bis zum März d. J. ergangenen preußischen technischen 28 Ministerialerlasse für den Hochbau, soweit sie gegenwärtig noch in Geltung und für die Allgemeinheit von einiger Bedeutung sind, sachlich geordnet, in ihrem Wortlaut und dazu auch die entsprechenden Einführungserlasse des Finanzministers wiedergegeben.

Von dem grundlegenden Erlaß vom 24. Dezember 1919 über Belastungen und zulässige Beanspruchungen der Baustoffe sind heute nur noch gültig und deshalb allein aufgenommen die Vorschriften über Winddruck, Schneelast und Mauerwerk (S. 17), und von dem bekannten Erlaß vom 25. Februar 1925 über zulässige Beanspruchungen von Baustahl usw. sind nur noch übriggeblieben die Vorschriften über gußeiserne Säulen, soweit nicht die neuen Bestimmungen abweichende Vorschriften enthalten (S. 23).

Neu aufgenommen sind diesmal zehn Erlasse, darunter vor allem der Erlaß vom 16. Dezember 1935 betr. die Berechnung mehrteiliger Druckstäbe aus Stahl (S. 34), der Erlaß vom 15. Januar 1936 betr. Handelsbaustahl im Hochbau (S. 37), der Erlaß vom 27. August 1935 betr. Schutztragender Stahlbauteile gegen Rostbildung (S. 38) sowie die Erlasse vom 6. April und 10. September 1935 betr. feuerbeständige Hohlsteindecken bzw. feuerbeständige Decken (S. 72 u. 73).

Es erübrigt sich wohl, die Wichtigkeit und den großen Nutzen der wiederum auf den neuesten Stand gebrachten Sammlung preußischer

hochbautechnischer Ministerialerlasse hier besonders hervorzuheben. Allen Statikern, Konstrukteuren, Prüfungsbeamten, Architekten und Bauunternehmern darf die Anschaffung, das Studium und die aufmerksame Benutzung der gut ausgestatteten neuen Ausgabe der Sammlung warm empfohlen werden. Ls.

Zeitschriftenschau für das gesamte Bauingenieurwesen. Am 1. April 1936 hat Herr Regierungsbaumeister a. D. Nedderson, Berlin, die Schriftleitung der „Zeitschriftenschau für das gesamte Bauingenieurwesen“ übernommen, die seit September 1929 in den Händen von Herrn Dr.-Ing. Rudolf Roll, Beratender Ingenieur VBI, Berlin-Lichterfelde, lag. Dr. Roll hat — in freundschaftlichem Einvernehmen mit dem Verlage Wilh. Ernst & Sohn — die Schriftleitung zu unserem lebhaften Bedauern nicht noch weiterhin behalten können, weil die ihm in stetig wachsendem Umfange zufallenden praktischen Bauaufgaben seine gesamte Arbeitskraft in Anspruch nehmen.

Herr Regierungsbaumeister Nedderson wird die Zeitschriftenschau in demselben Sinne fortsetzen, in dem sie von Herrn Dr. Roll im Laufe von 6½ Jahren zu einem vortrefflichen, nützlichen fachliterarischen Hilfsmittel für alle Bauingenieure auf- und ausgebaut worden ist.

Die Schriftleitung.

INHALT: 70 Jahre Elbstrombauverwaltung. — Die Tiefgründung der Rathausstraßen-Unterführung in Flensburg. — Entwicklungsrichtungen im Eisenbetonbau. (Schluß.) — Die Sturmfluten der Nordsee in der Jade. (Schluß.) — Die neue Straßenbrücke über den Nil bei Benha (Ägypten). (Schluß.) — Vermischtes: Belastungen und Beanspruchungen im Hochbau (Stahl, Holz und Mauerwerk). — Zeitschriftenschau für das gesamte Bauingenieurwesen.

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

¹⁾ Besprechung der 14. Ausgabe s. Bautechn. 1935, Heft 10, S. 124.