

DIE BAUTECHNIK

17. Jahrgang

BERLIN, 23. Juni 1939

Heft 26/27

Alle Rechte vorbehalten.

Die neue Straßenbrücke über den Götaälv in Gothenburg.

Von Zivil-Ing. Valter Hasselblad, Gothenburg, und Dr.-Ing. Dietrich Fuchs, Dortmund.

I. Allgemeine Beschreibung.

Die einzige feste Verbindung über den Götafluß in Gothenburg ist die im Jahre 1874 ausgeführte Hisingsbrücke, die später umgebaut und mit einer elektrisch betriebenen Drehöffnung versehen worden ist.

Für den täglichen Straßenverkehr von rd. 10 000 Kraftwagen und 8000 Radfahrern ist die Brücke ein starkes Hindernis. Die Fahrbahn ist nur 6 m breit und die freie Höhe mit 3,8 m so knapp, daß die Drehbrücke jeden Tag ungefähr 30mal geöffnet werden muß, um Schiffe durchzulassen.

Im Herbst 1934 wurde von den Stadtverordneten beschlossen, die Hisingsbrücke durch eine neue Brücke zu ersetzen. Gewisse vom Bau der neuen Brücke abhängende Änderungen und Neubauten von Straßen, Eisenbahn- und Kanalanlagen wurden gleichzeitig bestimmt. Die berechneten Kosten sämtlicher Arbeiten betragen rd. 13 Mill. Schweizer Kronen. Von dieser Summe entfallen auf die Brücke rd. 8 Mill.

Nach Durchführung der erforderlichen Vorarbeiten wurde die Arbeit auf der Baustelle im Frühjahr 1937 angefangen. Die Brücke wird voraussichtlich im Herbst 1939 dem Verkehr übergeben werden.

Die neue Brücke ist als Balkenbrücke mit stählernem Überbau und Betonfahrtafel konstruiert. Der Unterbau besteht aus Betonfundamenten auf Pfählen.

Die Brücke ist insgesamt 20 m breit. Die 12,6 m breite Fahrbahn ist für eine doppelspurige Straßenbahn und zwei Kraftwagenreihen bemessen. An jeder Fahrbahnseite liegt ein 1,7 m breiter Radfahrweg und ein 2 m breiter Fußsteig. Die Fahrbahn ist von den Radfahrwegen durch kräftige Längsschwellen aus C-Eisen getrennt. Als tragende Decke dient eine querbewehrte Eisenbetontafel, die normal auf sieben Längs- oder Hauptträgern von 2,65 m Abstand aufliegt und beiderseits über 2 m frei auskragt (Abb. 14 u. 34).

schließt mit einem Zufahrtsdamm an das Gelände an. Die Gesamtlänge der Strombrücke und Rampen beträgt rd. 950 m.

Abb. 2 zeigt das Längsprofil der Brückenverbindung. Der höchste Punkt liegt bei der Kreuzung mit der Fahrrinne 22 m über der mittleren Wasseroberfläche. Von hier aus fällt die Fahrbahn nach beiden Seiten in größter Neigung von 1:23 auf der Brücke und 1:20 auf den südlichen Zufahrten.

Die Brücke besteht aus drei Hauptteilen, nämlich der Strombrücke, die mit verhältnismäßig großen Öffnungen den Strom und die Kaie kreuzt, und den beiden Rampen mit bedeutend kleineren Spannweiten.

Die Strombrücke hat neun Öffnungen, von denen die mittlere als Klappbrücke mit 20 m Lichtweite und 19,5 m freier Höhe ausgebildet ist. Voraussichtlich braucht die Klappe nur 3- bis 4mal täglich geöffnet werden, statt 30mal bei der alten Brücke. Die Spannweiten der festen Öffnungen wechseln zwischen 42 und 35 m. Die Schiffe werden hauptsächlich durch die festen Öffnungen beiderseits der Klappbrücke durchfahren. Die Durchfahrtsbreite ist hier 27 m und die freie Höhe 18,5 m. Die Spannweiten der Rampen schwanken zwischen 8 und 17,5 m.

II. Gründung.

a) Bodenuntersuchungen und Proberammungen.

Der Untergrund an der Baustelle besteht bis zu großer Tiefe aus weichem Ton mit einem Wassergehalt von etwa 70 Raum-%. Bei der Planung der Brücke wurde eine umfassende Grunduntersuchung vorgenommen, um die Tragfähigkeit des Bodens festzustellen. Die Untersuchung wurde auf zwei verschiedenen Wegen betrieben: teils durch Rammen und Belastung von Probepfählen und teils durch Bohrungen und Laboratoriumsuntersuchungen von aus verschiedenen Tiefen geholtem Tonmaterial¹⁾.



Abb. 1. Lageplan der neuen Brücke.

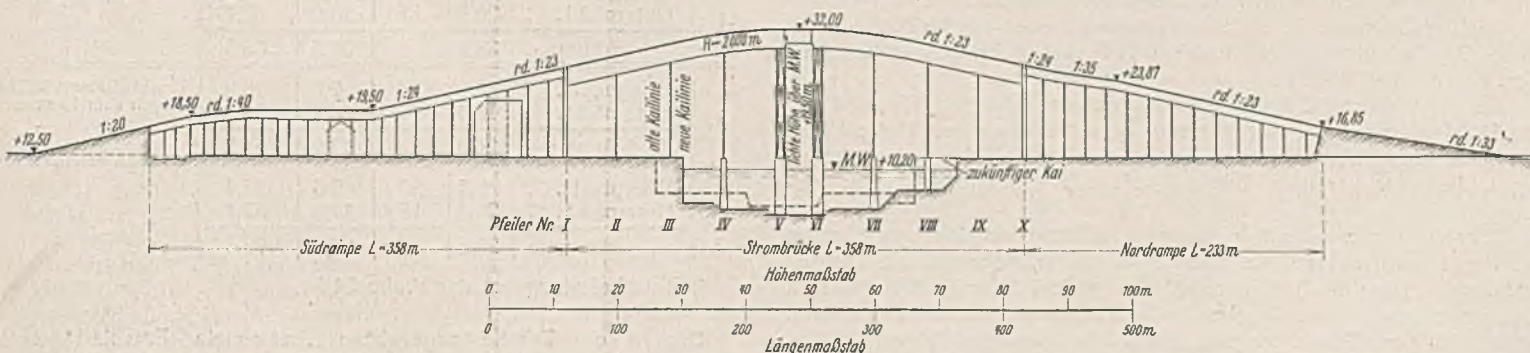


Abb. 2. Längsprofil.

Die Lage der Brücke geht aus Abb. 1 hervor. Am südlichen Ufer des Stromes schließt sich die Brücke mit zwei aufgeschütteten Zufahrten an das Straßennetz an. Auf verkehrsfreier Höhe über der Straßenebene gehen die Zufahrten in Rampenbauwerke über, die zusammenlaufen und in einem Bogen über Straßen, Eisenbahngleise und Gebäude bis zum Ufer führen. Die Strombrücke kreuzt den Strom 360 m stromaufwärts von der alten Brücke. Auf dem Nordufer führt eine Rampe weiter und

Durch Bohrungen mit Sonderbohrer wurde im nördlichen Teile des Stromes eine kleinere, in den Ton hinauftragende Felspartie festgestellt. Sonst wurde längs der ganzen Brückenachse bis zu 45, sogar bis 55 m Tiefe gebohrt, ohne daß der feste Boden erreicht wurde. Mit einem Kolbenbohrer wurden Tonproben bis zu einer größten Tiefe von 40 m unter

¹⁾ Vgl. Carl Goldenius, Nägra rön . . . Teknisk tidskrift 1938, Heft 51.

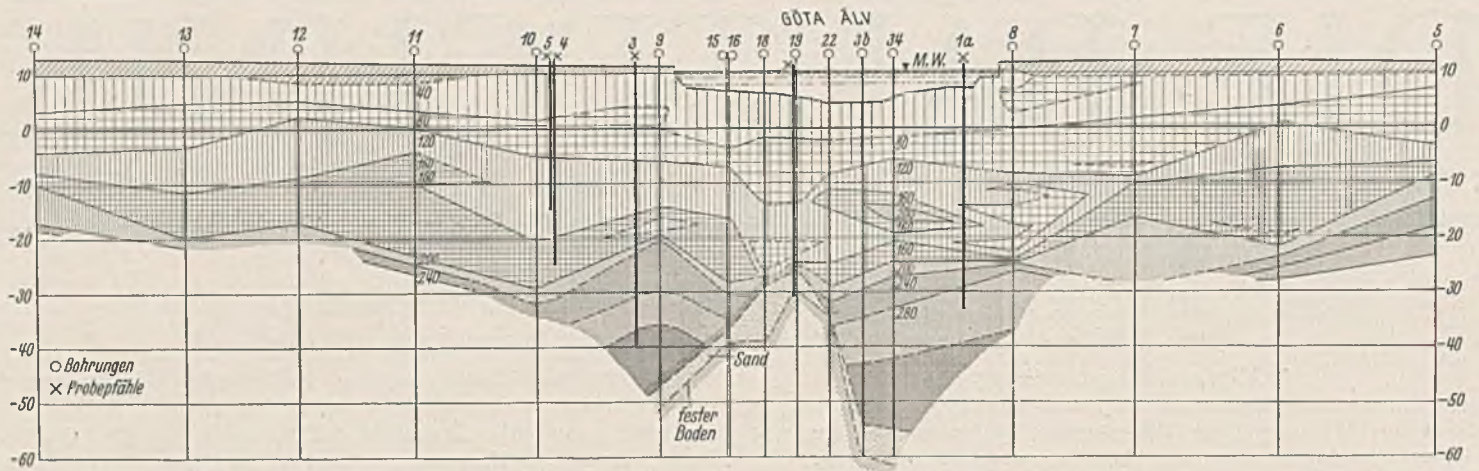


Abb. 3. Relative Festigkeit des Tones (H_3 -Werte).

der Bodenfläche aufgenommen. Diese Tonproben, die nicht umgerührt oder in anderer Weise geschädigt sind, wurden im Laboratorium untersucht hinsichtlich Raumgewicht, Wassergehalt, „relativer Festigkeit“ u. a. m.

Die relative Festigkeit wird nach einem von der geotechnischen Kommission der Schwedischen Staatsbahnen angegebenen Verfahren bestimmt. Ein Metallkonus von bestimmtem Gewicht und Spitzwinkel wird über der zu untersuchenden Probe so aufgehängt, daß die Konusspitze die Oberfläche der Probe berührt. Der Konus wird in dieser Lage losgelassen und dringt in den Ton hinein. Die Eindringungstiefe ist bei einem weichen Material größer als bei einem steiferen und kann also als Konsistenzmaß dienen. Die relative Festigkeit eines Tones wird durch eine Zahl angegeben, und zwar so, daß eine höhere Zahl eine größere Festigkeit bedeutet als eine niedrigere. Die relative Festigkeitsziffer, die bei einer in nicht umgerührtem Zustande untersuchten Probe festgestellt worden ist, wird H_3 -Zahl genannt.

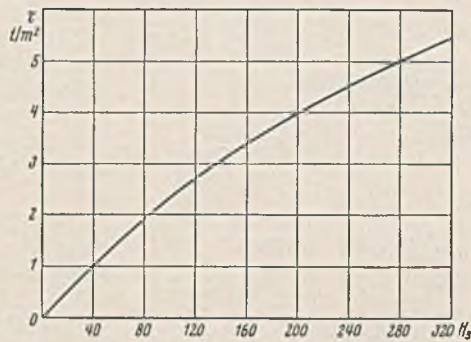


Abb. 3a. Verhältnis zwischen Scherfestigkeit (τ) und relativer Festigkeit (H_3).

Die H_3 -Werte des auf dem Brückenplatz befindlichen Tones sind im Diagramm Abb. 3 zusammengestellt. Aus dem Diagramm geht hervor, daß die relative Festigkeit des Tones mit der Tiefe ziemlich rasch wächst. Bei 30 m Tiefe ist die Festigkeit 4- bis 5mal so groß wie in den oberflächenschichten. Die obengenannte Felspartie ist auch im Diagramm eingezeichnet.

Die H_3 -Werte können nicht ohne weiteres als Unterlage für die Berechnung oder Bemessung von Konstruktionen in Ton verwendet werden. Durch die Laboratoriumsuntersuchungen verschiedener Forscher ist indessen das Verhältnis zwischen H_3 -Zahl und Scherfestigkeit gewisser Tonarten festgestellt und die Konusprobe dadurch dem Konstrukteur in seiner Arbeit ein sehr wertvolles Hilfsmittel geworden.

Auf der Baustelle ist die Scherfestigkeit in den oberen Tonschichten 1,0 bis 2,0 t/m² und erreicht in 30 m Tiefe unter der Oberfläche einen Wert von 3,0 bis 4,5 t/m².

Bei der Wahl der Gründungsart war es von Anfang an klar, daß nur eine Pfahlgründung in Frage kommen kann, und zwar auf Holzpfählen. Die hohe Materialfestigkeit von Beton- oder Stahlpählen kann nämlich wegen der sehr geringen Tragfestigkeit des Untergrundes nicht ausgenutzt werden.

Der bei der Grunduntersuchung gefundene Festigkeitszuwachs des Tones mit wachsender Tiefe deutete auf die Wirtschaftlichkeit langer (gestoßener) Pfähle für die Gründung. Die große Tragfähigkeit der tieferen Tonlagen kann bei Verwendung von langen Pfählen ausgenutzt werden. Dazu kommt, daß lange Pfähle erfahrungsgemäß die Setzungsgefahr vermindern.

Besonders vorteilhaft stellen sich lange Pfähle, wenn es sich darum handelt, eine Einzellast, z. B. den Auflagerdruck einer Brücke zum Untergrunde zu überführen. Je geringer die Anzahl der Pfähle ist, desto kleiner kann auch das Fundament gemacht werden und desto mehr kann an Material gespart werden. Gegen diesen Vorteil müssen allerdings die höheren Preise der langen Pfähle und bei verlängerten Pfählen auch die Stoßkosten in Rechnung gestellt werden.

Auf Grund dieser Gesichtspunkte wurden an verschiedenen Stellen in der Brückenachse sechs Stück lange Probepfähle gerammt.



Zu Abb. 3. Lageplan Bohrlocher.

Wichtigere Angaben über die Probepfähle sind in nachstehender Tabelle zusammengestellt. Im Diagramm Abb. 3 ist angegeben, wo die Pfähle gerammt sind.

Probepfahl Nr.	Länge im Boden m	Kopfdurchmesser cm	Mantelfläche m ²	Berechnete Bruchbelastung t	Bemerkung	
1 a	Überpfahl . .	4,1	30	4,1	9,3	
	Zwischenpfahl	16,2	25	17,2	42,0	
	Unterpfahl . .	20,0	18	15,1	65,2	
	Summe	40,3		36,4	116,5	
2	Überpfahl . .	2,5	38	3,0		Zum festen Boden gerammt
	Zwischenpfahl	16,3	25	16,5		
	Unterpfahl . .	20,0	16	14,7		
	Summe	38,8		34,2		
3	Überpfahl . .	14,0	25	15,0	31,5	
	Zwischenpfahl	16,9	27	18,2	58,5	
	Unterpfahl . .	20,1	14	14,5	65,8	
	Summe	51,0		47,7	156,1	
4	Überpfahl . .	16,1	28	17,6	36,4	Dauerbelastung
	Unterpfahl . .	20,2	17	15,0	49,1	
	Summe	36,3		32,6	85,5	
5	Überpfahl . .	8,3	13	7,8	16,9	Bruchbelastung 60 Tage nach dem Rammen
	Unterpfahl . .	18,0	16	14,1	38,8	
	Summe	26,3		21,9	55,7 ¹⁾	
6	Überpfahl . .	9,5	29	9,6	22,8	
	Unterpfahl . .	20,0	15	12,8	53,7	
	Summe	29,5		22,4	76,5	

¹⁾ Bruchbelastung bei der Probe 54,5 t.

Die in der Tabelle angegebene „berechnete Bruchlast“ eines Pfahles wurde folgenderweise erhalten. Der Pfahl wurde in 1 m lange Elemente aufgeteilt und die Summe Mantelfläche \times Scherfestigkeit des Tones berechnet. Vorausgesetzt, daß die Scherfestigkeit in der Berührungsfäche zwischen Pfahl und Ton dieselbe ist wie im Ton, und daß die Festigkeit des Tones den ganzen Pfahl entlang voll ausgenutzt wird, ist die berechnete Summe gleich der Bruchlast des Pfahls. Dabei ist die geringe Spitzenbelastung vernachlässigt worden.

Bei dem einzigen Pfahl, der bis zum Bruch belastet werden konnte (Nr. 5), ist die Übereinstimmung zwischen berechneter und tatsächlicher

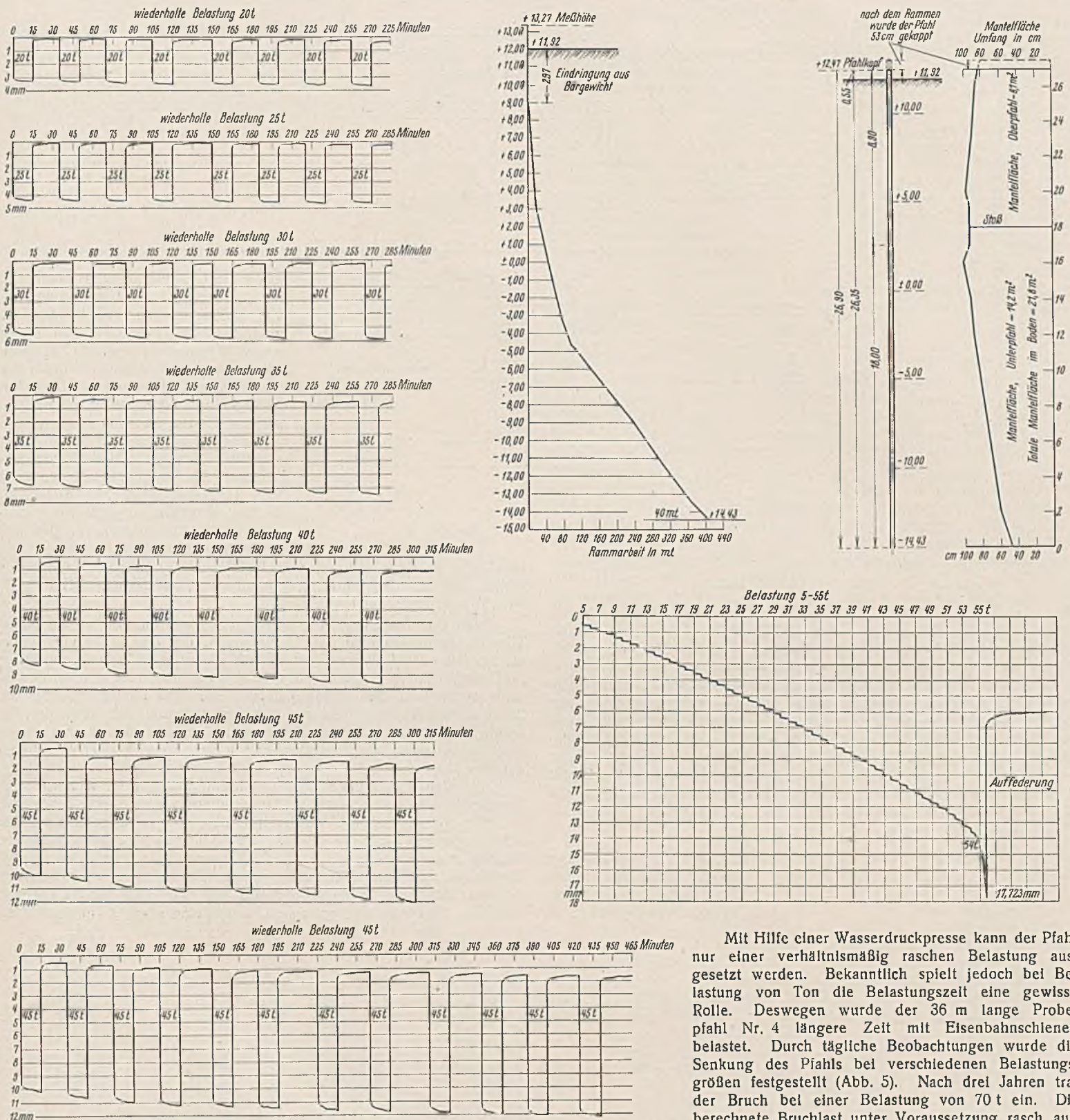


Abb. 4. Ergebnisse der Belastungen von Probepfahl 4.

Bruchlast überraschend gut. Von der Gothenburger Hafenverwaltung ausgeführte Versuche haben ähnliche Ergebnisse geliefert.

Etwa acht Wochen nach dem Rammen wurden die Pfähle mit Hilfe einer Wasserdruknpresse belastet. Die Senkung des Pfahls bei der Belastung wurde auf einer Meßuhr mit $\frac{1}{100}$ mm Meßgenauigkeit abgelesen. Der normale Versuchsgang war folgender: Zuerst wurde eine Reihe von acht bis zehn Belastungen und Entlastungen mit einer bestimmten Last ausgeführt. Jede Belastung bzw. Entlastung dauerte 30 min. Danach wurde eine neue Belastungsreihe mit gesteigerter Last ausgeführt usw., bis die Auffederung des Pfahls bei der Entlastung nicht mehr der von der Belastung hervorgerufenen Senkung entsprach, d. h. bis die elastische Grenze des Pfahls überschritten war. Zum Schluß wurde eine letzte Probe ausgeführt, bei der die Last von 0 ausgehend mit 1 t je fünf Minuten erhöht wurde bis zum Bruch des Pfahls oder bis der Maximaldruck der Presse von 65 t erreicht war. Typische Ergebnisse einer Probelastung sind in Abb. 4 zusammengestellt.

Mit Hilfe einer Wasserdruknpresse kann der Pfahl nur einer verhältnismäßig raschen Belastung ausgesetzt werden. Bekanntlich spielt jedoch bei Belastung von Ton die Belastungszeit eine gewisse Rolle. Deswegen wurde der 36 m lange Probepfahl Nr. 4 längere Zeit mit Eisenbahnschienen belastet. Durch tägliche Beobachtungen wurde die Senkung des Pfahls bei verschiedenen Belastungsgrößen festgestellt (Abb. 5). Nach drei Jahren trat der Bruch bei einer Belastung von 70 t ein. Die berechnete Bruchlast unter Voraussetzung rasch aufgebraachter Last war 85 t.

b) Pfähle und Rammen der Pfähle.

Auf Grund der ausgeführten Untersuchungen und Belastungsproben wurde beschlossen, die Gründung der Brücke auf 36 m langen gestoßenen Holzpählen auszuführen. Als zulässige Pfahlbelastung wurde gewählt: für ständige Last 20 t und für ständige Last + Verkehrslast 25 t.

Die Pfähle wurden nur an einer Stelle, Wurzelende gegen Wurzelende zusammengefügt. Die Abmessungen der Pfahlhölzer aus Kiefer oder Fichte waren folgende:

Unterpfahl: Länge 23 bis 20 m; kleinster Kopfdurchmesser 15 cm.

Oberpfahl: Länge 13 bis 16 m; kleinster Kopfdurchmesser 25 cm.

Die im Wasser und die an Land gerammten Pfähle wurden in verschiedener Weise zusammengefügt. Die Landpfähle wurden mit Blechrohren (Abb. 6, rechts) gestoßen. Nachdem der Unterpfahl in eine geeignete Tiefe gerammt war, wurde das Rohr mit leichten Schlägen vom Rammbär über das zu achteckigem Querschnitt geformte Wurzelende des Unterpfahls heruntergepreßt. Der Oberpfahl wurde dann mit

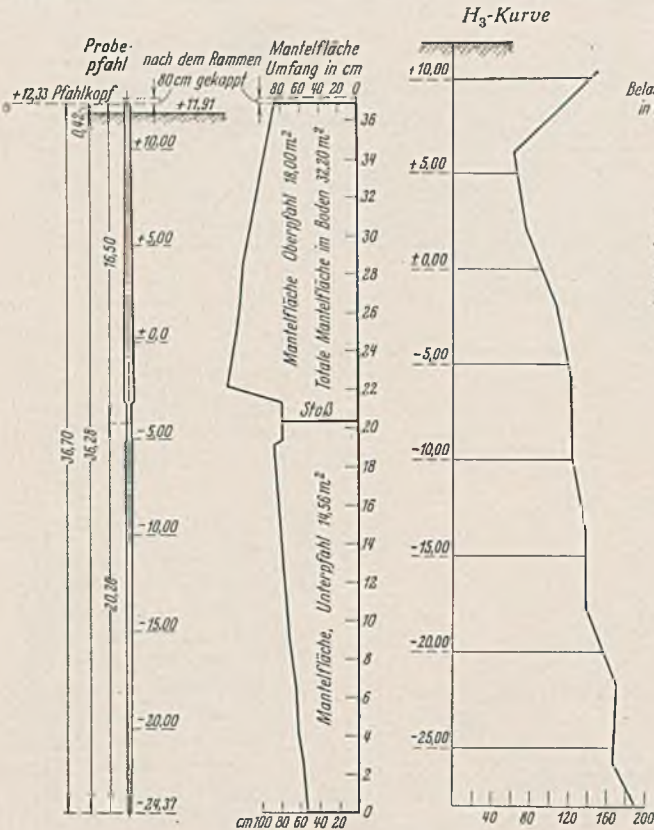


Abb. 5. Probepfahl 5. Dauerbelastung.

Hilfe des Bären ins Rohr eingepreßt und das Rohr mit Schienennägeln befestigt, wonach das Rammen fortgesetzt wurde. Für die im Wasser zu rammenden Pfähle wurde der Bohlenstoß (Abb. 6, links) angewendet. Pfähle und Stoßbohlen wurden am Land bearbeitet und zusammengepaßt. Nachdem der Unterpfahl so tief eingerammt war, daß das Pfahlende dicht über der Wasseroberfläche stand — was nur drei bis vier Schläge erforderte — wurde der Oberpfahl mit den angehängten Stoßbohlen auf den Unterpfahl gestellt, die Löcher in den Unterpfahl gebohrt und die Bolzen angezogen. Das Rammen konnte dann fortgesetzt werden.

Die Rammen waren elektrisch betrieben. Das Bärgewicht war 2,0 bis 2,2 t und die Fallhöhe 1,0 bis 1,25 m. Für gewöhnlich waren für das Einrammen eines Pfahls 300 bis 500 Schläge erforderlich.

c) Die Landfundamente.

An der Baustelle ist die Gegend sehr flach, und die Erdoberfläche liegt nur 2,0 bis 2,5 m über der mittleren Wasseroberfläche des Stroms. Der natürliche Tonboden ist von einer etwa 2 m

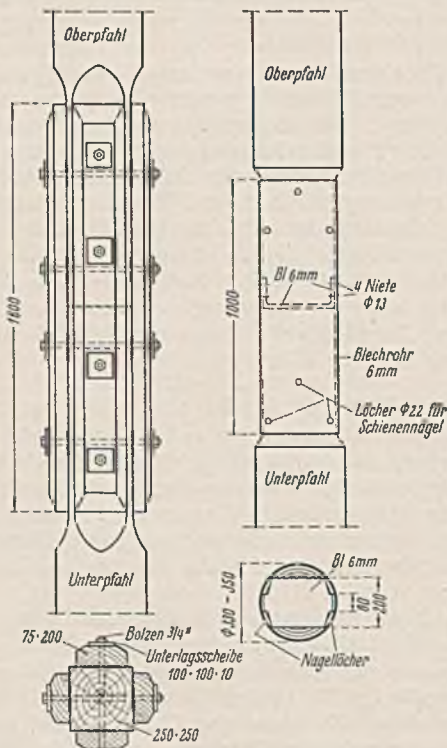
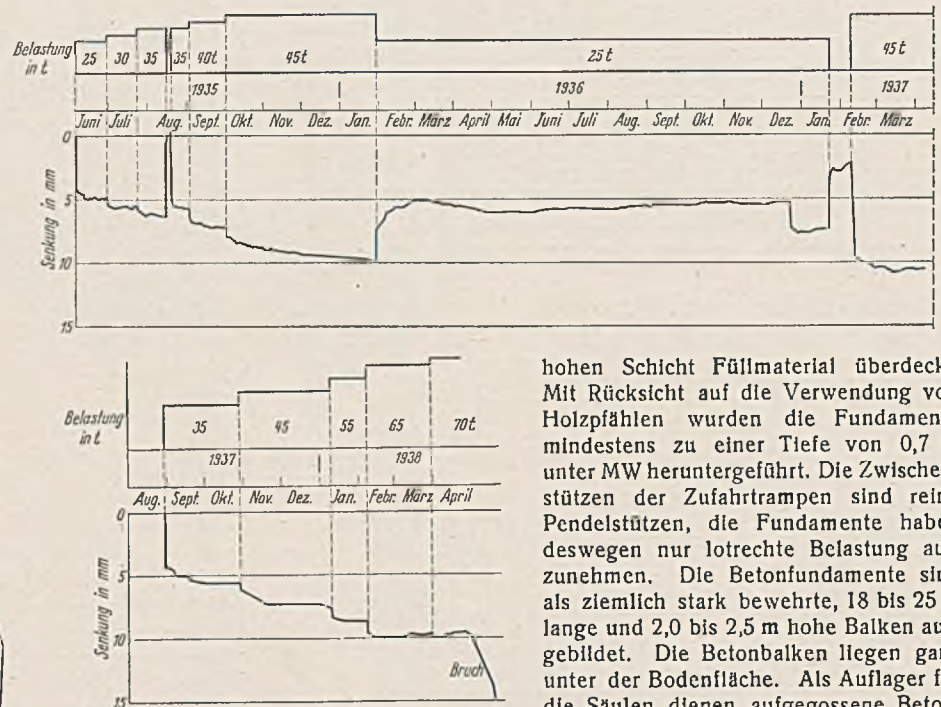


Abb. 6. Pfahlstöße.
Links Bohlenstoß, rechts Rohrstoß.



Zu Abb. 5.

lastet sind als die äußeren, sind die Pfähle nach der Mitte des Fundaments dichter gestellt. Die Anzahl der Pfähle wechselt zwischen 27 und 40. Abb. 7 zeigt eines der Fundamente.

Beim Uebergang zwischen Strombrücke und Rampen ist auf jedem Ufer ein Betonpfeiler so weit hochgezogen, daß die Träger unmittelbar auf der Betonkonstruktion ruhen. Die Pfeiler sind 15 m hoch und haben im Grundriß die Abmessungen 3 × 18 m. Unten sind sie zu einer Grundsohle verbreitert, die auf 115 Pfählen steht. Die Pfeiler sind hohl mit 25 cm dicken Außenwänden und durch zwei Zwischenwände in drei Abteilungen getrennt. Die Oberteile der Pfeiler sind massiv ausgebildet, um die Auflagerdrücke verteilen zu können. Abb. 8 zeigt den Pfeiler auf dem Nordufer.

Alle Viaduktwiderlager sind als leichte, aufgelöste, ziemlich stark bewehrte Betonkonstruktionen mit Hinterfüllung aus Koksasche ausgeführt.

Fast alle Erdarbeiten wurden mit dem Bagger ausgeführt und die Schachtwände in Böschung gelegt. Nur wo die Fundamente in Gebäuden, Straßen oder Eisenbahngebiet liegen, waren Spundwände notwendig. Die Ramme, mit denen die Pfähle gerammt wurden, waren auf Schienen in zwei Richtungen verschleubar und auf dem Untergestell drehbar. Nachdem die Pfähle gekappt waren, wurde eine etwa 10 cm dicke Kies-

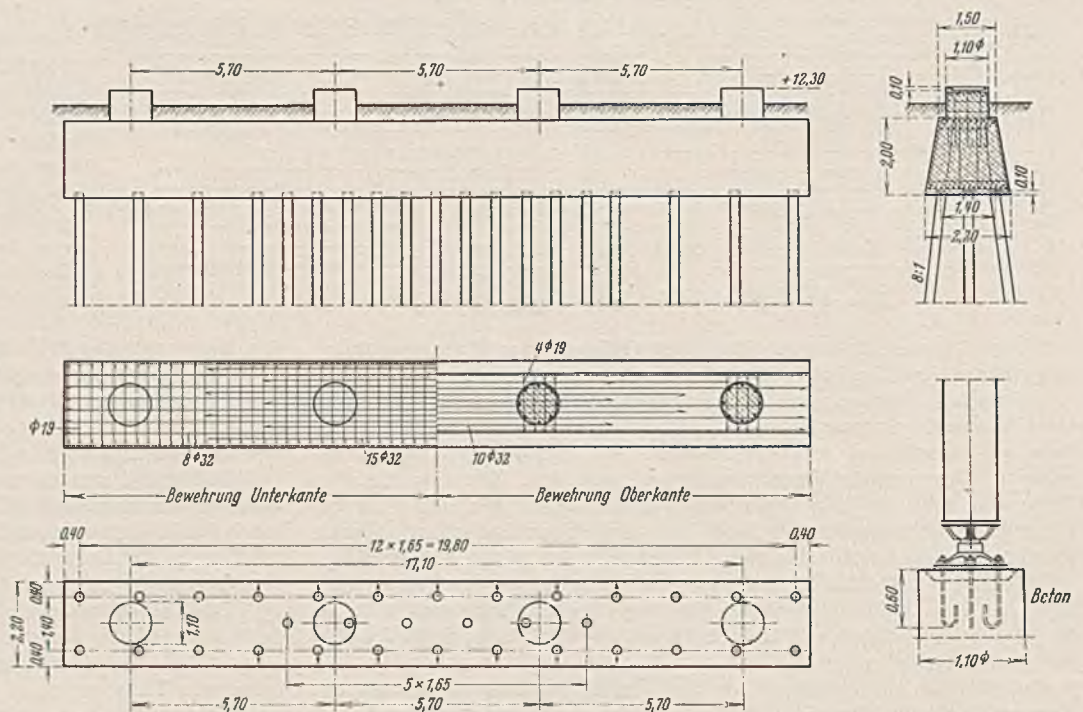


Abb. 7. Rampenfundament.

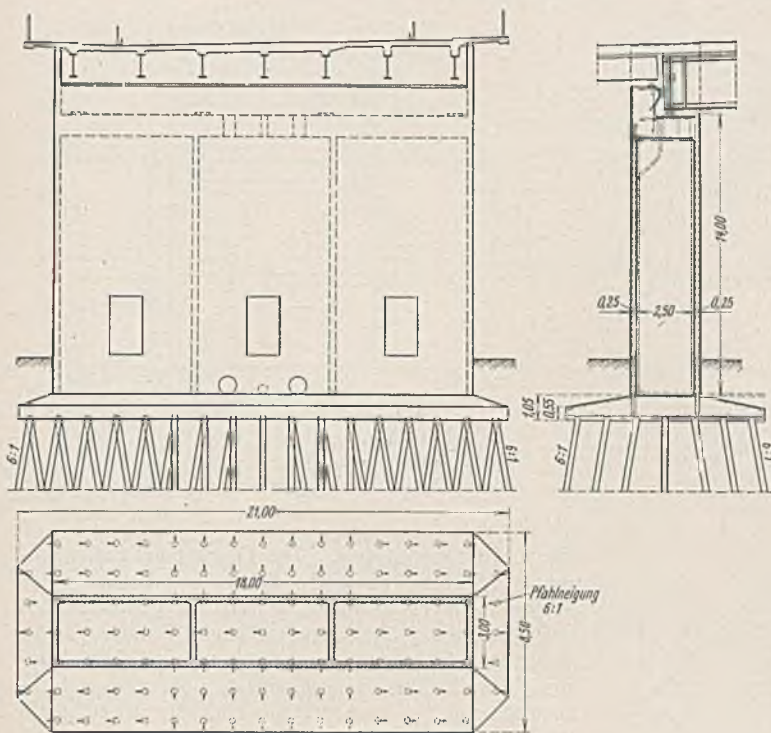


Abb. 8. Betonpfeiler auf dem Nordufer.

schicht aufgefüllt und festgestampft, um als Unterlage für den Beton zu dienen. Der Beton wurde in passenden Tagesmengen von rd. 80 m³ gegossen. Nur die Wände der früher genannten hohen Pfeiler wurden ohne Aufenthalt bei der Arbeit ausgeführt, um schöne Betonflächen zu erhalten. Je nach der Art der Konstruktionen wurde eine Betonmischung mit 300 oder 350 kg Zement je m³ Beton verwendet. Als Bewehrungs-eisen wurde Stahl St 44 verwendet.

d) Die Strompfeiler.

Die Strompfeiler sind alle als aufgelöste Kästen aus Eisenbeton ausgebildet. Das Innere der Kästen steht in Verbindung mit dem sie umgebenden Wasser. Mit Rücksicht auf Anprallen von Fahrzeugen sind die Wände der Fundamente 65 bis 75 cm dick gewählt. Wie oft in neueren Betonkonstruktionen im Wasser ist keine Steinbekleidung als Schutz gegen Eis angebracht. Statt dessen sind die Wände im Wassergang mit

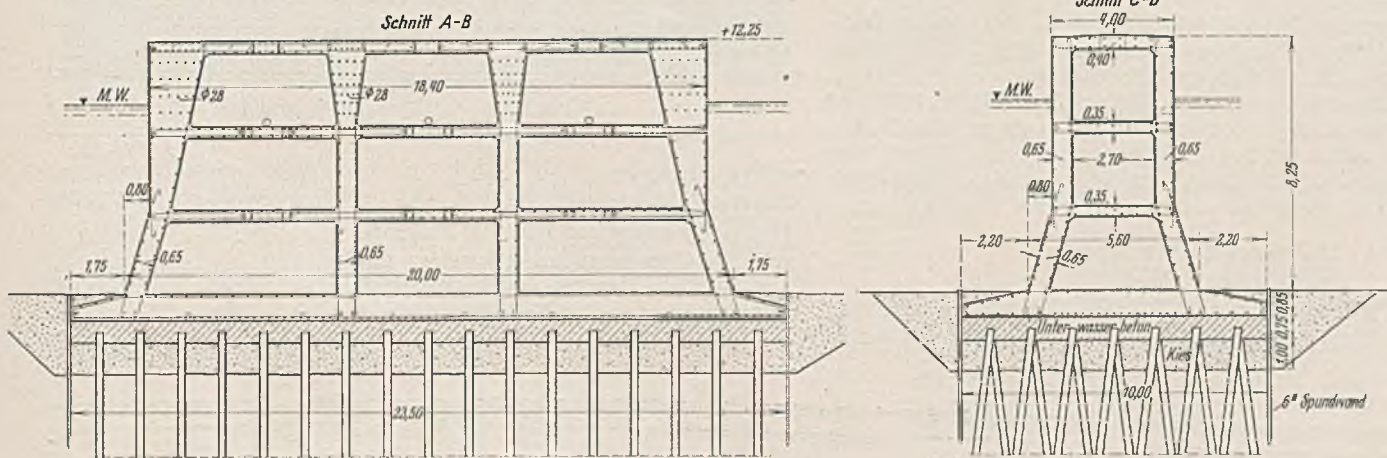


Abb. 9. Strompfeiler IV und VII.

besonderer Flächenbewehrung versehen. Für alle Fundamente ist Beton mit 350 kg Zement je m³ Beton und Bewehrungs-eisen St 44 verwendet worden. Die der Mittelöffnung zugekehrten Seiten der Klappbrückenfundamente sind mit federnden Abwiesewerken aus Stahl versehen. Im übrigen sind die Fundamente durch Dückdalben geschützt.

Zwei der Strompfeiler (IV u. VII bzw. III) sind in Abb. 9 u. 10 wiedergegeben.

Von den sechs Strompfeilern wurden zwei — die Pfeiler III und VIII —, bei denen die Wassertiefe gering ist, in offenem Schacht innerhalb leerpumpfter Fangdämme ausgeführt. Rings um den Pfeiler wurde eine Spundwand aus 6" dicken Holzbohlen gerammt und auf dem mit Kies eingebneten Boden eine Betonsohle unter Wasser gegossen. Nach dem Erhärten des Betons konnte die Spundgrube leerpumpt und der Pfeiler im Trockenen fertiggestellt werden. Die unter Wasser gegossene Sohle war nicht stark genug, um durch ihr Eigengewicht dem Auftrieb standzuhalten. Es wurde damit gerechnet, daß die in die Sohlplatte hineingehenden Pfähle einen Teil des Auftriebs aufnehmen. Nach dem Fertigstellen des Fundaments wurde die Spundwand eingerammt, um als Schutz gegen Auskolkung zu dienen.

Es wäre selbstverständlich möglich gewesen, auch die anderen Stromfundamente im Trockenen innerhalb von Spundwänden auszuführen. Die größere Wassertiefe und der lose Tonboden hätte jedoch kräftige Stahlspundwände notwendig gemacht. Die kurze Bauzeit hinderte ein mehrmaliges Ausnutzen der Spundbohlen, weshalb die Ausführung der Fundamente im Trockenen in diesem Falle nicht wirtschaftlich gewesen wäre.

Das vom Besteller aufgestellte Arbeitsprogramm setzte auch ein anderes Gründungsverfahren voraus. Die Fundamente sollten in möglichst großem Umfange auf einer Helling gebaut werden. Mit einem Aufbau von behelfsmäßigen Bohlenwänden versehen und zu ihren Pfahlgründungen eingeschwommen, sollten sie nach weiterem Aufbau abgesehenkt und fertig betoniert werden. Der Bauunternehmer änderte das vorgeschlagene Verfahren, und zwar so, daß die Fundamentunterteile nicht auf einer Helling, sondern in einem Trockendock am Götafluß gebaut wurden. Das Dock war so groß, daß gleichzeitig an zwei Fundamenten gearbeitet werden konnte. Vom Fundament wurden im Dock die Bodenplatte, die Wände bis zu 4 m Höhe und das untere Zwischendeck fertiggestellt. Der Betonkasten war in diesem Zustande nicht schwimmfähig, er wurde deshalb mit einer gegen die Bodenplatte gestützten Wand aus Holzbohlen versehen und erhielt dadurch einen der Wassertiefe im Fluß angepaßten Tiefgang von 4 m. Das Bugslieren an die Brückenstelle, eine 75 km lange Strecke, nahm etwa 24 Stunden in Anspruch.

Gleichzeitig mit der Herstellung der Betonkasten in dem Trockendock wurde auf dem Brückenplatz gearbeitet. Der Ton wurde bis zu einer Tiefe von 2,6 m unter dem Flußboden weggebaggert, wonach mit der auf einem festen Gerüst stehenden Ramme die Pfähle gerammt wurden. Auf dem Boden wurde dann eine 1 m hohe Kiesschicht aufgefüllt. Die Pfähle wurden 35 cm über dem so aufgefüllten Kiesboden gekappt mit Ausnahme einiger Pfähle, die 75 cm über dem Boden gekappt wurden.

Nachdem das Fundament an Ort und Stelle angelangt war, wurde es über der Pfahlgründung schwimmend verankert und das Betonieren fortgesetzt. Als der Betonkasten bis zu etwa $\frac{2}{3}$ seiner Höhe fertig war, wurde er durch Wasserbelastung gesenkt und auf die oben genannten, 75 cm aus dem Boden hervorragenden Pfähle gestellt. Die Bodenplatte wurde mit einer Spundwand aus 6"-Holzbohlen, die schon im Trockendock angehängt waren, umrammt.

Zwischen Bodenplatte und Kiesboden entstand ein geschlossener, 75 cm hoher Raum, in den die Pfähle 35 cm hoch hineinragten. Der Raum war durch quergehende dünne Betonwände, die schon vor dem Einschwimmen des Betonkastens angebracht waren, in Abteilungen von rd. 3 x 10 m aufgeteilt. Abteilung nach Abteilung wurde mit Beton unter Wasser zugegossen. Das Betonieren einer Abteilung geschah durch fünf Schüttrohre von 30 cm Durchm., die durch besondere in dem Betonkasten eingegossene Mantelrohre, die mit dem umgehenden Wasser in Verbindung standen, bis zum Boden reichten.

In der Spundwand waren Öffnungen angebracht, so daß der Beton steigen und ausströmen konnte, wenn der Raum voll gegossen war, was durch einen Taucher untersucht wurde. Als Kontrolle, daß sich keine Wassersäcke unter der Bodenplatte bildeten, war eine große Anzahl geschlossener 2"-Rohre in die Platte eingegossen, die vom Inneren des Fundaments zugänglich waren. Unmittelbar nach beendetem Betonieren

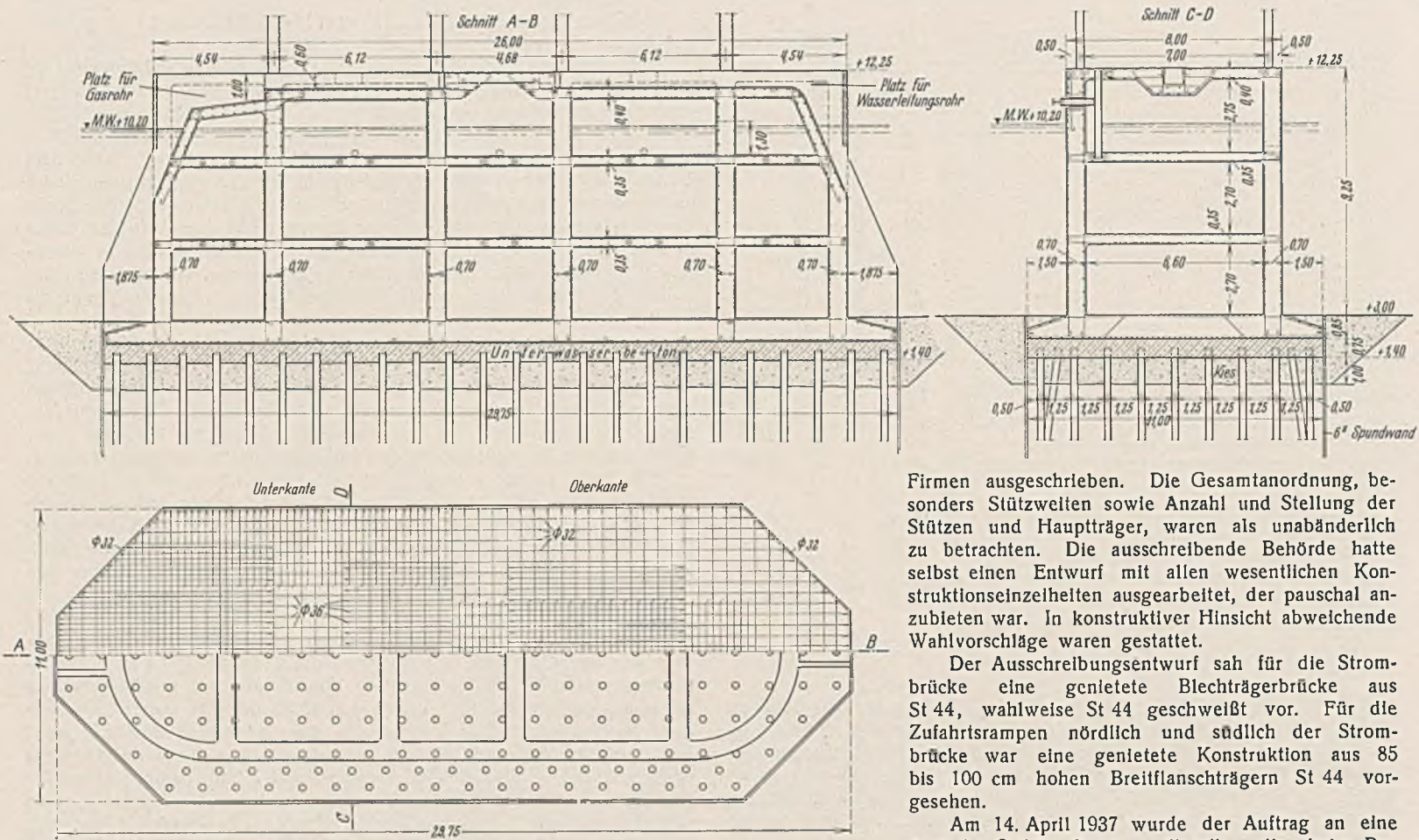


Abb. 10. Strompfeiler VI (Klappenpfeiler).

wurden die Rohre geöffnet, wobei festgestellt werden konnte, daß keine Neigung zur Bildung von Wassersäcken bestand. Nachdem alle Fundamente fertig waren, wurden stichprobenweise Betonkerne von 10 cm Durchm. ausgebohrt. Überall fand sich vollständiges Anliegen zwischen Fundamentplatte und Unterwasserbeton. Das Arbeitsverfahren hat sich gut bewährt.

In Abb. 11 sind die verschiedenen Arbeitsabschnitte schematisch dargestellt.

Nach dem Untergießen eines Fundaments wurde der fehlende Ober- teil fertiggestellt. Außerhalb der Spundwand wurde Kies bis zur gleichen Höhe mit dem umgehenden Flußboden aufgeschüttet.

Die gesamte Gründung enthält rd. 3000 Stück 36-m-Pfähle; 10 000 m³ Beton und 700 t Bewehrungsseisen; die Kosten betragen rd. 2,5 Mill. Schw. Kronen. Die Arbeit ist von A.-B. Armerad Betong, Malmö, und Byggnads A.-B., Contractor Stockholm, ausgeführt worden. Die Arbeit wurde im Frühjahr 1937 begonnen und ein Jahr später abgeschlossen.

III. Die festen Stahlüberbauten.

a) Allgemeines.

Im November 1936 wurde von der Gothenburger Hafenverwaltung die Lieferung der Stahlkonstruktion unter schwedischen und ausländischen

Firmen ausgeschrieben. Die Gesamtanordnung, besonders Stützweiten sowie Anzahl und Stellung der Stützen und Hauptträger, waren als unabänderlich zu betrachten. Die ausschreibende Behörde hatte selbst einen Entwurf mit allen wesentlichen Konstruktionseinzelheiten ausgearbeitet, der pauschal anzubieten war. In konstruktiver Hinsicht abweichende Wahlvorschläge waren gestattet.

Der Ausschreibungsentwurf sah für die Strombrücke eine genietete Blechträgerbrücke aus St 44, wahlweise St 44 geschweißt vor. Für die Zufahrtsrampen nördlich und südlich der Strombrücke war eine genietete Konstruktion aus 85 bis 100 cm hohen Breitflanschträgern St 44 vorgesehen.

Am 14. April 1937 wurde der Auftrag an eine deutsche Stahlbau firma — dieselbe, die beim Bau der Mälarseebrücke in Stockholm 1932 bis 1934 führend beteiligt war — erteilt. Durch die Wahl geschweißter Hauptträger aus St 52 für die Strombrücke und geschweißter Nasenprofilträger aus St 44 für die Zufahrtsrampen und die Fahrbahn der Strombrücke war es gelungen, mit außergewöhnlich niedrigem Gewicht und Kosten auszukommen.

Berechnungsvorschriften. Für die Berechnung waren maßgebend die schwedischen Normalbestimmungen für Stahlkonstruktionen vom Jahre 1931, die durch besondere Bestimmungen des Auftraggebers über den in diesen Vorschriften nicht behandelten Baustahl St 52 ergänzt wurden:

	St 44	St 52
untere Streckgrenze	2600 kg/cm ²	3600 kg/cm ²
Mindest-Zugfestigkeit	4400 kg/cm ²	5200 kg/cm ²
Mindest-Dehnung auf normale Meßlänge	20 %	20 %
zulässige Spannung bei normalem Belastungsfall (ständige und Verkehrslast)	1300 kg/cm ²	1800 kg/cm ²
zulässige Spannung bei Bauteilen, die von Stützensenkungen beeinflußt werden	1225 kg/cm ²	1700 kg/cm ²

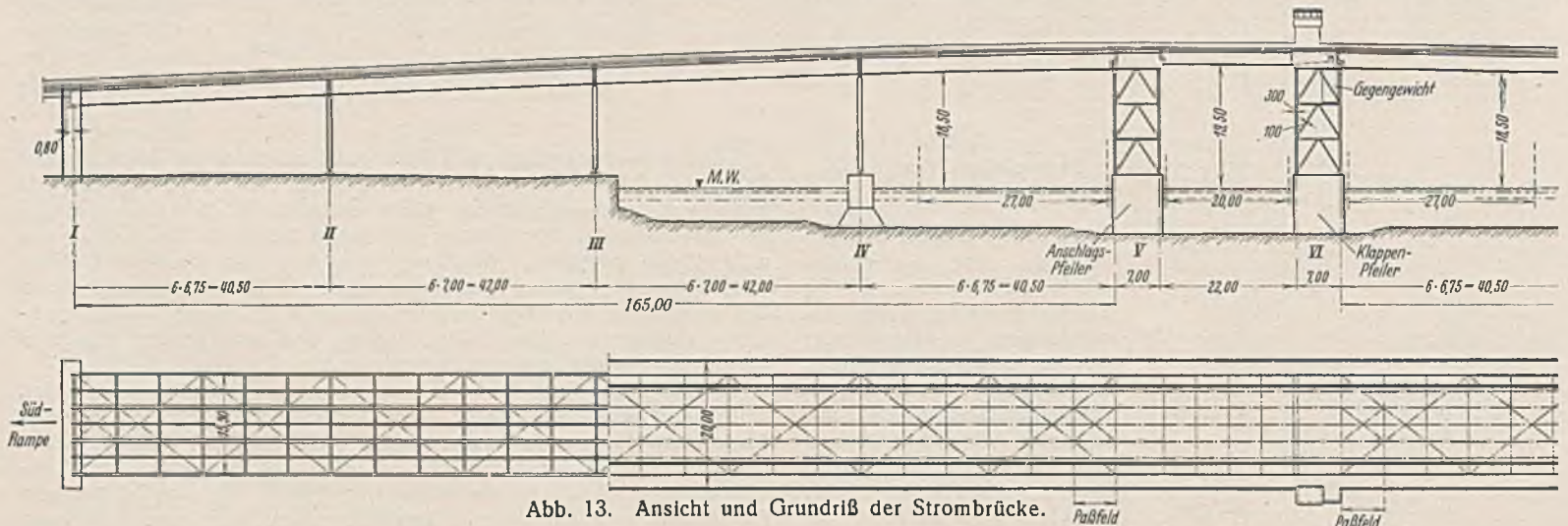


Abb. 13. Ansicht und Grundriß der Strombrücke.

Für Schweißkonstruktionen waren die schwedischen Schweißnormen vom Jahre 1935 maßgebend, die u. a. folgende zulässige Spannungen der Schweißnähte enthalten:

Nahtart	Art der Beanspruchung	zulässige Spannung	
		St 44	St 52
Stumpfnähte	Zug	0,75 σ_{zul}	0,60 σ_{zul}
	Druck	0,90 "	0,80 "
	Abscheren	0,60 "	0,50 "
Kehlnähte	jede Beanspruchungsart	0,60 "	0,50 "

Voraussetzung bei den Stumpfnähten ist, daß die Wurzel einwandfrei durchgeschweißt ist.

Für die Lagerteile wurde Stahlguß Stg 52,81S nach den deutschen Materialvorschriften zugelassen, wofür die zulässige Spannung auf Zug und Druck 1400 kg/cm² und der zulässige Flächen- druck bei kugelförmigen Berührungs- flächen nach Hertz 8500 kg/cm² betrug.

1.) Im Trockendock wird das Betonfundament zum Teil fertiggestellt und mit Wänden aus Holzbohlen versehen

2.) Der Betonkasten wird den 75 km langen Weg nach Göttingen eingeschleppt

3.) Der Kasten wird über der Pfahlgründung schwimmend weiterbetoniert

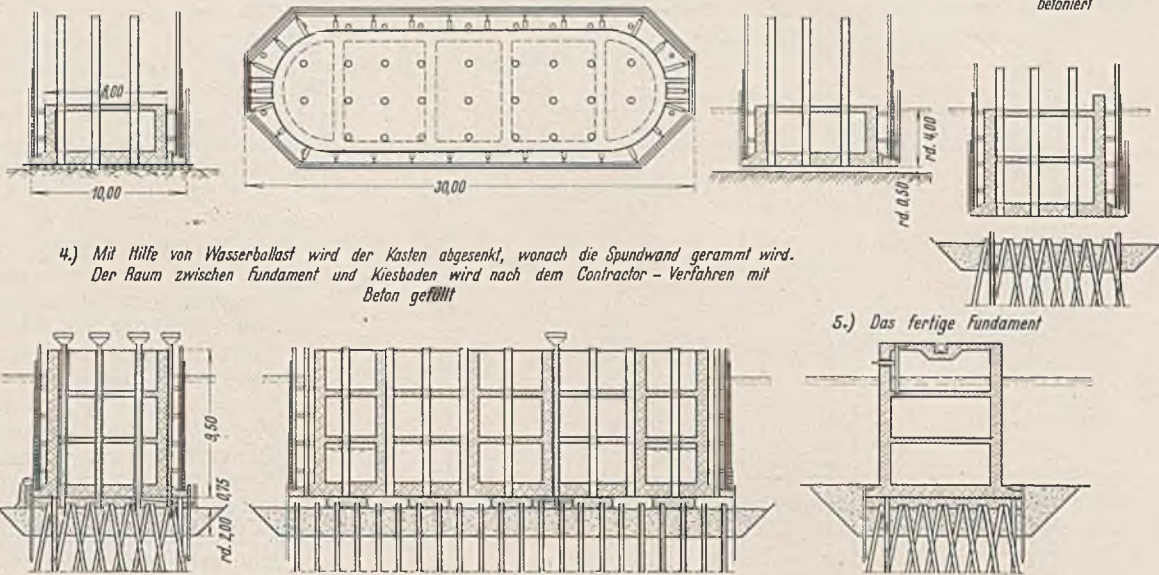


Abb. 11a. Schematische Darstellung der Ausführung eines Stropfweilers.

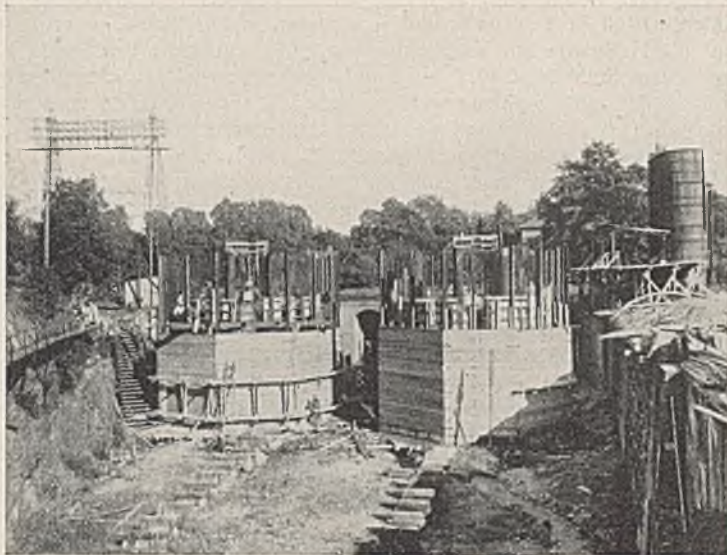


Abb. 11b. Betonfundamente unter Ausführung im Trockendock.

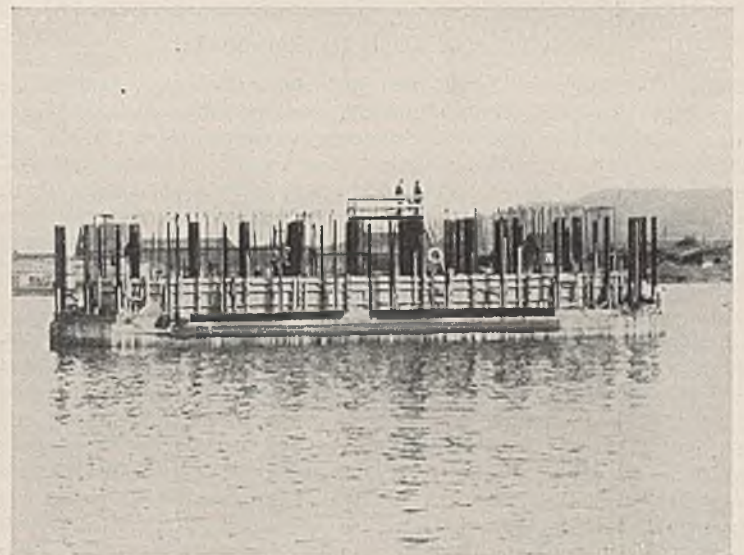
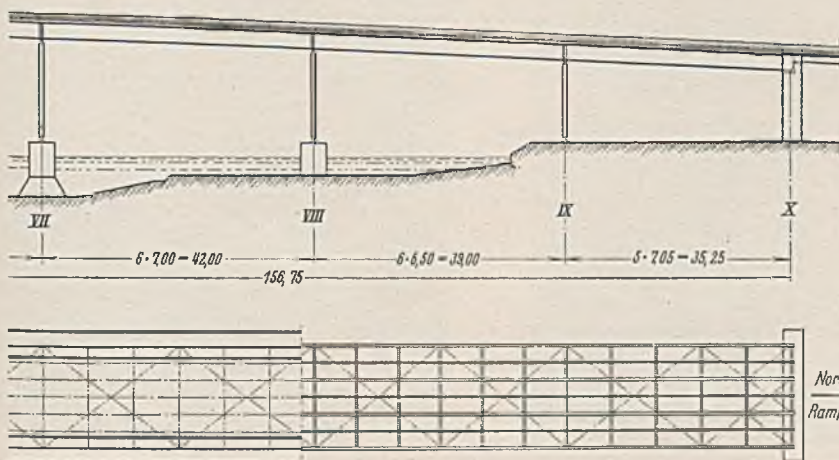


Abb. 11c. Einschwimmen eines Fundaments.

Belastungsannahmen. In einem Normalquerschnitt von 20 m Breite waren nach Abb. 12 anzunehmen: zwei Straßenbahnzüge (zwei 40-t-Wagen oder beliebig viele 40-t- und 30-t-Wagen abwechselnd), zwei Autoreihen (Ersatzbelastung), 400 kg/m² auf Geh- und Radfahrwegen. Wahlweise bei Wegfall der Radfahrwege: fünf Autoreihen auf der dann 16 m breiten Fahrbahn. Stoßzahl $\varphi = 1 + \frac{9}{20 + l}$, $\varphi = 1$ bei Belastung eines Bauteils durch mehr als zwei Verkehrsstreifen.



Noch Abb. 13.

In konstruktiver Hinsicht sind Nord- und Südrampe gleich ausgebildet und abweichend von der Strombrücke. Sie werden daher getrennt beschrieben.

b) Strombrücke.

Allgemeine Anordnung.

Abb. 13 zeigt die Hauptabmessungen. Die Strombrücke wird durch die in Strommitte gelegene Klappbrücke in zwei Überbauten zerlegt, deren jeder kontinuierlich über fünf Stützen durchläuft. Jeder der beiden Überbauten ist am Uferende auf einem Betonübergangspfeiler fest, am anderen Ende auf einem der beiden stählernen Klappentürme beweglich gelagert und an den drei Zwischenpfeilern von Pendelstützen getragen. Die Windkräfte werden also nur an den Enden der 165,00 bzw. 156,75 m langen Brückentafeln in die Pfeiler weiter-

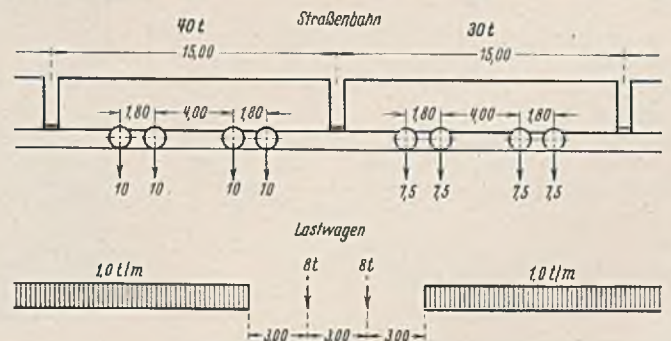


Abb. 12. Verkehrsbelastung.

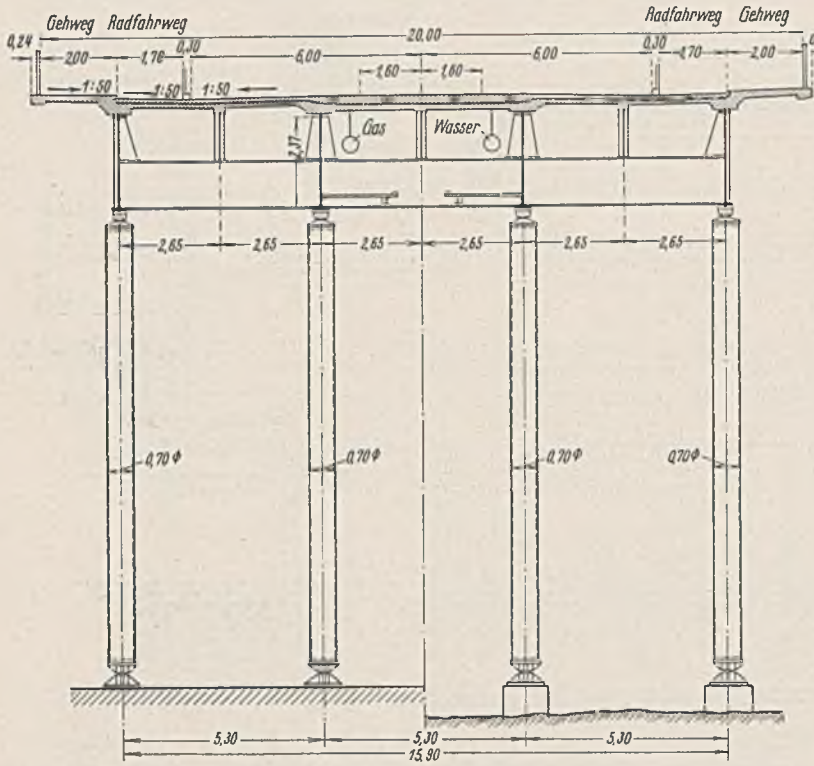


Abb. 14. Querschnitt der Strombrücke.

geleitet. Die tragende Konstruktion sind vier vollwandige, geschweißte Hauptträger aus St 52 (Union-Baustahl), die an jedem Zwischenpfeiler durch ebenfalls vier Pendelsäulen getragen werden (Abb. 14). In der Mitte zwischen den im Abstände von 5,3 m liegenden Hauptträgern wird die unmittelbar auf den Obergurten liegende Eisenbetonfahrbahn durch drei Längsträger unterstützt. Diese wieder liegen im Abstände von 6,5 bis 7,0 m auf den Querträgern auf, die zwischen den vier Hauptträgern liegen und in der Querrichtung steif miteinander verbunden sind.

Hauptträger.

Unter Zugrundelegung der Steifigkeitsverhältnisse zwischen äußerem, innerem Hauptträger und Querträgern $J_a : J_i : J_q = 1,00 : 1,33 : 0,12$ wurden die Einflußlinien der Hauptträgerbelastungen für die quer wandernde Belastungseinheit ermittelt (vgl. Abb. 15, die auch die Abweichung von dem Fall starrer Querverbindungen erkennen läßt). Die Auswertung ergab für den äußeren bzw. inneren Hauptträger ständige Belastungen von 4,30 bzw. 5,85 t/m, die sich wie 1,00 : 1,36, also fast genau so wie die Trägheitsmomente zueinander verhalten, wodurch die Durchbiegungen praktisch gleich werden. Im Falle ständiger Last haben also die Querträger fast keine lastverteilende Wirkung auf die Hauptträger. Die um 36 % höhere Belastung des inneren Hauptträgers gegenüber dem äußeren entsteht durch die wegen der Straßenbahngleise vergrößerte Gesamtdicke der Fahrbahndecke in Brückenmitte. Die Untersuchung für Verkehrslast ergab ebenfalls infolge der Straßenbahnbelastungen i. M. über 30 % höhere Belastung der inneren Hauptträger.

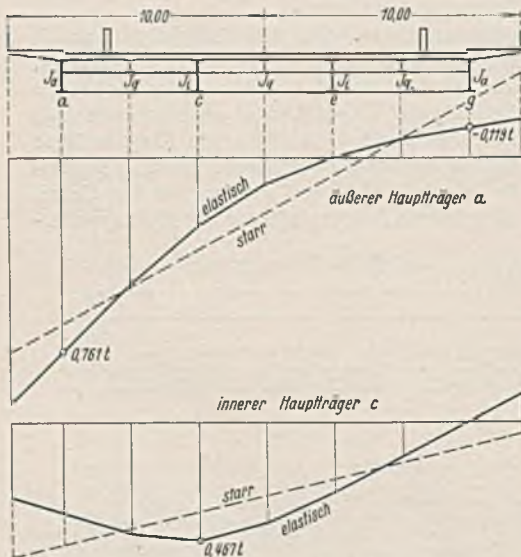


Abb. 15. Einflußlinien der Hauptträgerbelastung (Querverteilung).

Bemessung, Stöße. Die Hauptträger haben durchweg dieselbe Trägerhöhe von rd. 2,5 m, und zwar wurde zur Vereinfachung der Querträgeranschlüsse der Höhenabstand von Innenkante zu Innenkante Gurtprofil mit 2372 mm durchweg beibehalten. Der innere Hauptträger besteht aus einem Stegblech 2304 × 20 mm, Union-Nasenprofilen von 450 mm Breite und 24 bzw. 36 mm Dicke, auf die in den Endfeldern und über den Stützen Verstärkungslamellen von 410 mm Breite und 15 bis 35 mm Dicke aufgelegt sind (Abb. 16). Beim äußeren Hauptträger hat das Stegblech die Abmessung 2352 × 19 mm, für die Gurte ist das schmalere Union-Nasenprofil von 360 mm Breite und 26 bzw. 34 mm Dicke verwendet, das durch 320 mm breite Flacheisen nach Bedarf verstärkt wird (s. auch Abb. 20).

Bei der Anordnung der Stöße mußte Rücksicht genommen werden:

1. auf die in den Schweißvorschriften festgelegte Tragfähigkeitsverminderung im Stumpfstoß gegenüber dem ungestoßenen Querschnitt,
2. auf die durch das Walzverfahren begrenzte Stegblechlänge und damit Abstand der Stegblech-Werkstattstöße von etwa 16 m,
3. auf die vorhandenen Transportmittel, die eine größte Stücklänge von 28 m als wirtschaftlich ergaben.

Wie die in Abb. 16 schematisch dargestellte Materialverteilung für zwei Öffnungen des inneren Hauptträgers zeigt, war trotz dieser Erschwernisse eine verhältnismäßig gute Spannungsausnutzung möglich. Die in der Werkstätte herzustellenden Trägerstücke enthalten lediglich Stegblechstöße. Die auf der Baustelle zu schweißenden Stöße sind ferner so angeordnet, daß nur Stegblech und Nasenprofilgurte, nicht jedoch Beilagen zu stoßen sind.

Die Baustellenstöße sind in der bei früheren Ausführungen der Dortmunder Union bewährten Art so konstruiert, daß Obergurt- und Untergurtstoß je 1 m links und rechts vom Stegblechstoß entfernt sind und die Halsnähte zur Verbindung von Steg und Gurt beiderseits 1 m von einem Stumpfstoß (d. i. auf 3 m Länge) bis nach dem Schweißen der Stumpfstoße offen gelassen werden (Abb. 17). Die Stoßstelle wird durch Fensterlaschen behelfsmäßig verlascht. Auf diesen sind ferner zur Vermeidung von Verbiegungen senkrechte □-Eisen aufgeschraubt.

Das Schweißen eines solchen Stoßes geschah, unabhängig von sonstigen Verschiedenheiten im Montagevorgang, grundsätzlich auf folgende Art und Weise:

Das anzuschweißende Hauptträgerstück ist auf Rollen oder Pendeln längsbeweglich gelagert, so daß es beim Schweißen des Stoßes der Schrumpfung in Längsrichtung der Brücke möglichst unbehindert nachgeben kann.

Um zu erreichen, daß Gurte und Stegbleche im Stoß sich annähernd gleichmäßig erwärmen und auch gleichmäßig schrumpfen, werden 3 Schweißer angesetzt (Abb. 18), die gleichzeitig wie folgt beginnen:

Schweißer 1 — Obergurt:

Die erste Lage wird mit einer 4-mm-Elektrode vorgeschweißt, die nächstfolgenden Lagen mit 5-mm-Elektroden von einem Rande zum anderen rückläufig gezogen.

Schweißer 2 — Untergurt:

Die Reihenfolge ist die gleiche wie am Obergurt. Es ist streng darauf zu achten, daß die V-Naht zu beiden Seiten des Stegbleches gleichmäßig gefüllt wird.

Schweißer 3 — Stegblech:

Die Stegnaht wird mit 3,25-mm-Elektroden von unten nach oben fortlaufend gezogen. Dabei darf Schweißer 1 die Stumpf-

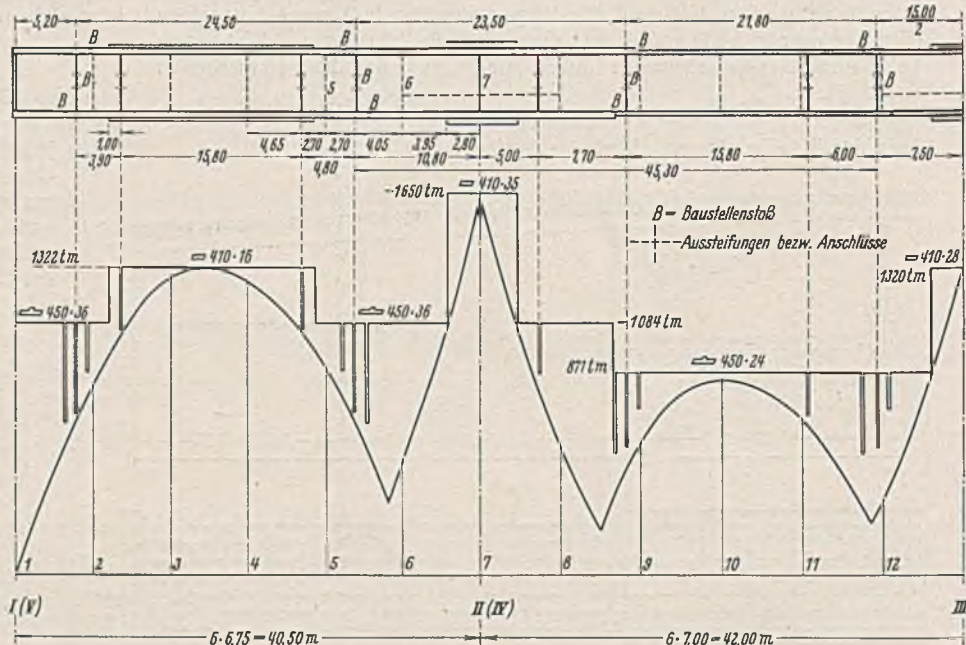


Abb. 16. Momentendeckung und Materialverteilung des inneren Hauptträgers.

naht im Obergurt höchstens zu etwa $\frac{2}{3}$ gefüllt haben, wenn Schweißer 3 die erste Lage im oberen Drittel des Stegbleches schweißt. Der Schweißer zieht dann eine neue Lage von unten nach oben.

Hiernach werden sämtliche Wurzeln der Gurt- und Stegblechnähte ausgekreuzt und nachgeschliffen (Abb. 19).

Die nachfolgenden Arbeiten können von einem Schweißer ausgeführt werden, und zwar: Nachschweißen der Wurzel in den Gurten und im Stegblech und das Schweißen der letzten Lage im Stegblech.

Zum Schluß werden noch die restlichen Verbindungsnahte zwischen den Nasenprofilen und dem Stegblech gezogen, die in der Werkstatt auf eine Länge von etwa 3 m noch nicht geschweißt sind.

Auf diese Weise wurden alle 64 Stöße geschweißt, ohne daß die geringsten Schwierigkeiten auftraten. Geschweißt wurde mit der ummantelten Elektrode SSW 160.

Sämtliche gezogenen Stumpfnahte in den Gurten und im oberen bzw. unteren Teil des Stegbleches wurden durch die fahrbare Röntgenanlage der Stockholmer Hafenverwaltung geröntgt und die Filme nach dem dort gebräuchlichen Schema beurteilt. Von 252 Filmen erhielten 199 die beste Note. An zwei V-Nähten wurden Wurzelfehler ausgebessert. Aussteifungen (Abb. 16 u. 17). Die 19 und 20 mm dicken Hauptträgerstegbleche sind im allgemeinen nicht ausgesteift, außer beim Anschluß der Querträger. Dadurch ergaben sich rechteckige Tafeln von 2,35 m Höhe und bis zu 7 m Länge, für die eine genügende Beulsicherheit nach den vorläufigen Vorschriften im Deckblatt zu den B. E. der Deutschen Reichsbahn nachzuweisen war. Lediglich in den an die Stützenlager angrenzenden Feldern wurden waagerechte Aussteifungen etwa 63 cm über dem unteren Stegblechrande erforderlich. Sie bestehen beim inneren Hauptträger aus Flacheisen 160 · 22 zu beiden Seiten des Stegblechs, beim äußeren Hauptträger aus einem innen aufgeschweißten Flacheisen 200 · 25 mm. Die Ansichtfläche ist also vollkommen glatt und wird lediglich über den Stützen durch drei dicht nebeneinanderliegende, senkrechte Versteifungsrippen unterbrochen, die den Auflagerdruck vom Stützenkopf in das Stegblech weiterleiten.

Überhöhung. Die Durchbiegungen aus ständiger Last von 48 mm in einem 40,5-m-Endfelde und von 24 mm in den 42,0-m-Mittelfeldern wurden durch Überhöhung in der Werkstatt ausgeglichen.

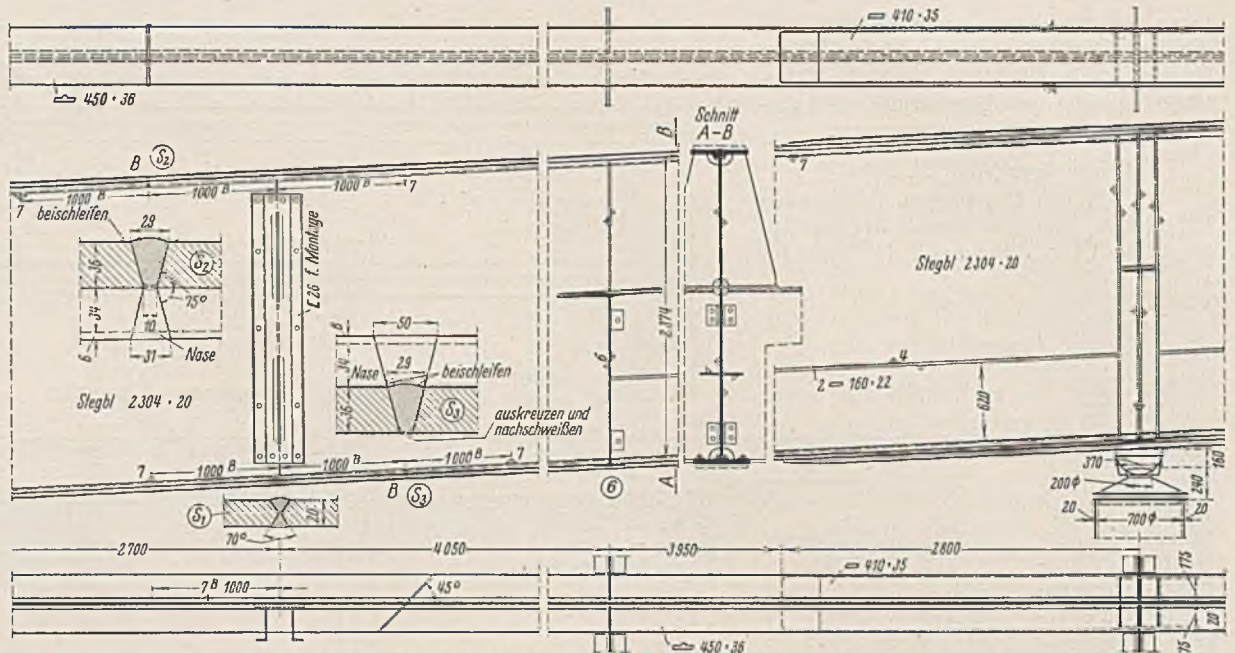


Abb. 17. Einzelheiten des Hauptträgers.

Normale Querträger.

Die Querträger sind Balken über vier elastischen Stützen (den Hauptträgern). Sie haben nicht nur die Längsträgerbelastungen auf die Hauptträger weiterzuleiten, sondern auch die Lastverteilung der Hauptträger untereinander zu übernehmen. Für ständige Last wirkt der Querträger praktisch wie ein Durchlaufbalken über vier starren Stützen. Der Einfluß der Verkehrslast leitet sich aus den Einflußlinien der Hauptträgerbelastungen Abb. 15 ab. Die Momenteneinflußlinien sind in Abb. 20 wiedergegeben. Der 1350 mm hohe Nasenprofilträger aus St 44 ist nur in Brückenmitte mit 1250 kg/cm² annähernd ausgenutzt (Abb. 21). Abb. 22 zeigt die konstruktive Ausbildung. Der beim Anschluß an die mittleren Hauptträger vorwiegend gedrückte Untergurt wird an den Hauptträgeruntergurt stumpf angeschweißt, während der im wesentlichen gezogene Obergurt mit durch das Hauptträgerstegblech hindurchgeschlitzten Zuglaschen mit Kehlnähten gelascht wird. An den Durchdringungen des Windverbandes durch die Hauptträger dient das ebenfalls durchgeschlitzte Knotenblech als Zuglasche.

Querträger über den Stützen (Abb. 22, rechts).

Zum Unterschiede von den normalen sind die Querträger über den Stützen nicht bis an die Hauptträgerstegbleche

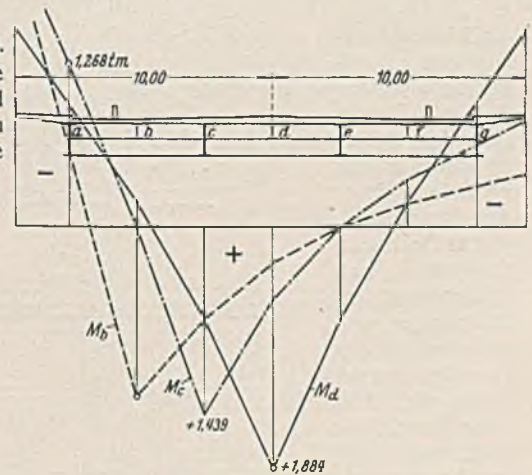


Abb. 20. Momenteneinflußlinien der lastverteilenden Querträger.

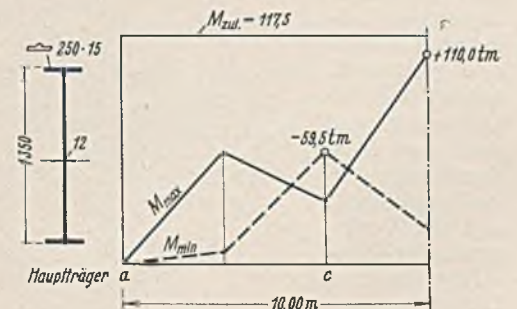


Abb. 21. Momentendeckung des Querträgers.

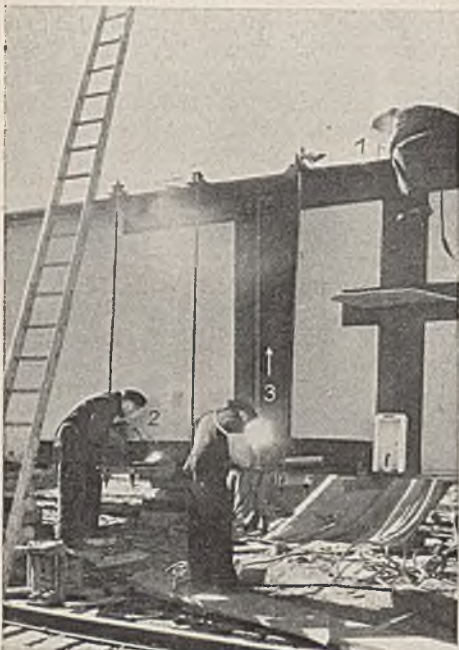


Abb. 18. Schweißen eines Hauptträgerstoßes.



Abb. 19. Nachschleifen der ausgekreuzten Nahtwurzel.

herangeführt, sondern an die mittlere der drei Aussteifungsrippen angeschlossen. Diese ist etwa in halber Höhe durch die Querträgerzuglasche unterbrochen und wird darüber durch Konsolbleche fortgesetzt.

Längsträger (Abb. 22, links).

Die auf den Querträgern aufliegenden Längsträger sind geschweißte Nasenprofilträger von 1,1 m Höhe aus St 44. Diese für eine Stützweite von 7 m ungewöhnliche Höhe, die eine Spannungsausnutzung von nur 575 kg/cm² ermöglicht, soll der auf den Hauptträgern verhältnismäßig starr gelagerten Eisenbeton-Fahrbahnplatte eine ebenfalls möglichst steife Unterstützung gewährleisten. (Die Nachgiebigkeit der Längsträger ist in der Plattenberechnung berücksichtigt.) Da also ein Nietloch abzug keine Rolle spielt, so wurden die neben jedem zweiten Querträger gelegenen Stöße auf der Baustelle gelenket.

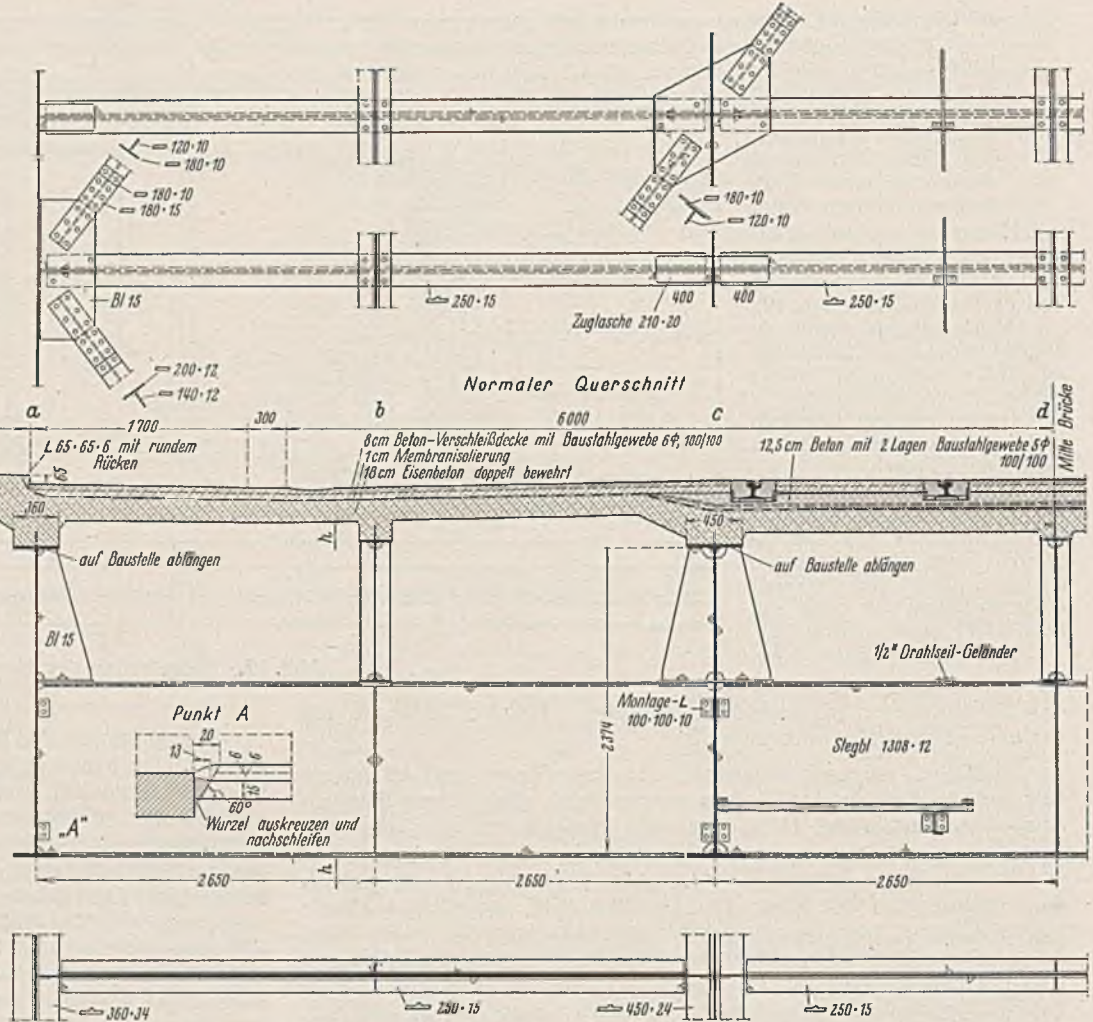
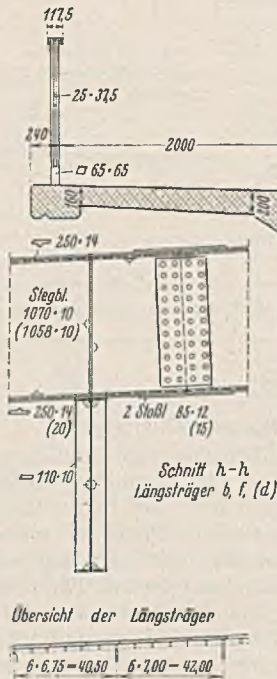


Abb. 22. Querträger und Längsträger der Strombrücke.

Windverband.

Das System der 165,0 bzw. 156,75 m weit gespannten Windverbände geht aus Abb. 13 hervor. Der Verband ist ungefähr in der neutralen Faser der Hauptträger, d. i. in Oberkante Querträger und Unterkante Längsträger angeordnet. An den Durchdringungen durch die mittleren Hauptträger sind, wie bereits erwähnt, die Stoßbleche des Windverbandes mit den Querträgerzuglaschen kombiniert. Die Stäbe sind geschweißt, haben T-förmigen Querschnitt und sind aus Montagegründen an die Knotenbleche und zur Verringerung der Knicklänge an die Längsträgeruntergurte angenietet (Abb. 22, oben).

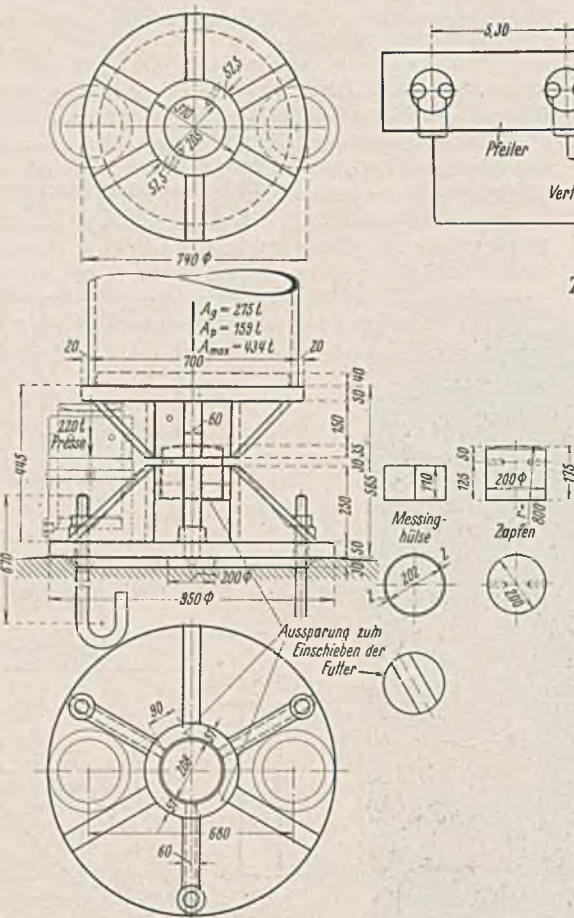
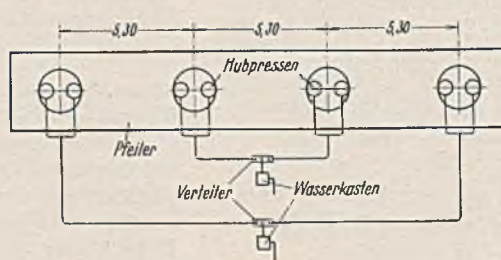


Abb. 23.

Stützenfüße der Strombrücke mit Hubvorrichtung.



Zu Abb. 23.

Am Ende der Windverbände ist ein Bremsverband zur Verteilung der durch die Straßenbahn entstehenden Bremskräfte angeordnet.

Stützen, Lager und Hubvorrichtung.

Die 11,8 bis 15,6 m langen Pendelstützen sind als geschweißte Rohre aus St 44 ausgeführt. Auch bei der 1932 bis 1934 gebauten Straßenbrücke über den Mälarsee in Stockholm¹⁾ wurden Rohrstützen, die ja statisch die beste Querschnittsform eines Druckstabes darstellen, ausschließlich angewendet. Die dortigen Rohrstützen haben gelenkete Längs- und Querstöße; die Decklaschen sind inwendig angebracht, die Niete außen versenkt und die Fugen durch Dichtungsnähte geschlossen, so daß also die Säulen außen vollkommen glatt sind. Die Gothenburger Säulen haben im Gegensatz hierzu elektrisch stumpfgeschweißte Rundnähte und autogen geschweißte Längsnähte. Die letzteren haben für die Tragfähigkeit der Stützen nur untergeordnete Bedeutung. Die Quernähte sind als Stumpfnähte zweiter Güte, d. h. ohne Nachschweißen der Wurzel, ausgeführt und mit höchstens 85% der im Material zugelassenen Spannung beansprucht. (Für den Nachweis der Knicksicherheit wurde mit dem vollen Trägheitsmoment gerechnet.) Der äußere Säulendurchmesser beträgt durchweg 700 mm, die Wanddicke liegt zwischen 16 und 25 mm. Die Stützen sind in der Mitte gestoßen, die Rohrstücke hatten also vor dem Zusammenschweißen die beachtliche Länge von etwa 7,6 m. Die Rohre sind luftdicht abgeschlossen. Die Innenseiten erhielten außer einem zweimaligen Bleimennigeanstrich einen Anstrich aus dickflüssigem Rostöl. Ferner hat jede Säule am oberen und am unteren Ende durch Gewindestopfen verschlossene 1/2"-Löcher, durch die Rostöl eingefüllt und wieder abgelassen werden kann, falls sich dies später einmal als notwendig erweisen sollte. Die Säulen, die in unmittelbarer Nähe von Verkehrswegen liegen, sind mit Rücksicht auf Stoßwirkung 2 m hoch mit Beton gefüllt.

Die Ausbildung der Stahlgußlager am Kopf der Säulen ist aus Abb. 17 zu ersehen. Der Stützenfuß (Abb. 23) ist so ausgebildet, daß eine spätere Höhenregulierung zum Ausgleich ungleichmäßiger Stützensenkungen

¹⁾ E. Nilsson, Bautechn. 1934, Heft 40, S. 507.

möglich ist. Der den Lagerzapfen umschließende Stahlbüßzylinder hat an zwei einander gegenüberliegenden Stellen 90 mm breite und 50 mm hohe Aussparungen, durch die dreiteilige Futterbleche unter den Lagerzapfen eingeschoben werden können. Eine 2 mm dicke Messinghülse soll das Anrosten des Zapfens an den Lagerfuß verhindern.

Montage der Strombrücke.

Die Montageübersicht (Abb. 24) zeigt die Lagerplätze, Fördergleise usw., Einteilung und Reihenfolge der Bauabschnitte mit den für die Montage benutzten Geräten, ferner die Lage der Baustellenstöbe.

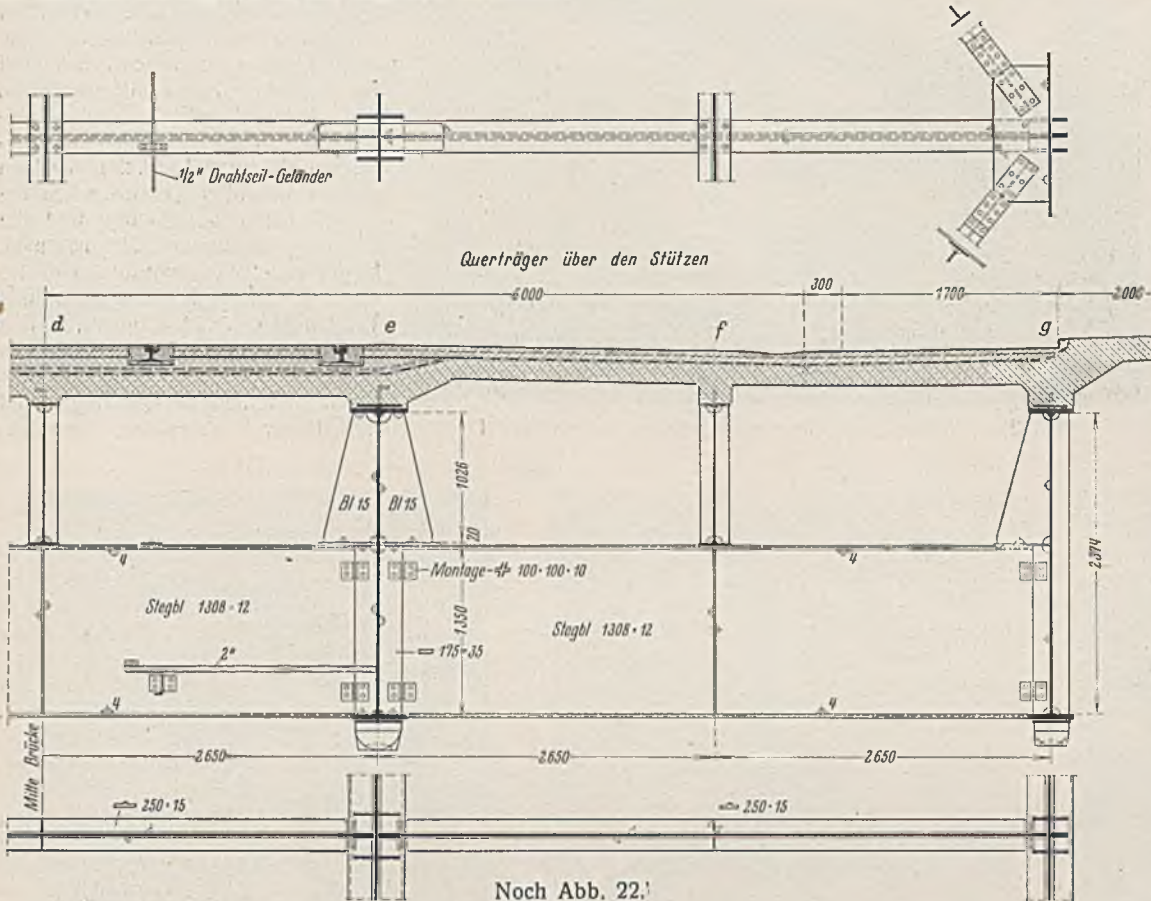
Sämtliche Baugeräte und etwa $\frac{3}{4}$ der gesamten Stahlkonstruktion wurden von Dortmund auf dem Kanalwege nach Rotterdam und von dort mit der regelmäßigen Dampferlinie nach dem Gothenburger Packhuskaj, der etwa 600 m unterhalb der Brücke gelegen ist, verfrachtet. Von dort aus geschah die Weiterbeförderung teils mit Prahm zum Ausladerrick am Nordufer, teils mit Lastwagen, Pferdefuhrwerk oder mit der Hafeneisenbahn an verschiedene Stellen. Die bis zu 27 m langen und 22 t schweren Hauptträgerstücke der Strombrücke, die in den Laderäumen des Dampfers keinen Platz fanden, wurden paarweise mit der Staatsbahn über die Fahrstrecke Saßnitz-Trälleborg nach Gothenburg versandt, wo sie teils nahe der Einbaustelle auf dem südlichen Kaj, teils im Freihafengelände am Nordende der Brücke entladen wurden.

Die beiden Landöffnungen I—II—III auf dem Südufer und die Landöffnung X—IX auf der Nordseite wurden mit einem auf dem Boden stehenden, in Drahtseilen verankerten, eisernen Montagemast von 22 t Tragkraft auf hölzernen Gerüstböcken montiert, wie dies Abb. 25 zeigt. Die Rohrstützen wurden zunächst paarweise mit hölzernen Querzangen und Rundseil-Spannkreuzen auf dem Boden zusammengelegt, dann auf-

gestellt und in der Längsrichtung behelfmäßig vertäut. Die Träger wurden einzeln hochgezogen, mit Hilfe der Montagewinkel und Bleche verschraubt und später geschweißt.

Die fünf über Wasser gelegenen Stromöffnungen wurden folgendermaßen hergestellt:

Sämtliche vier Rohrstützen einer Stützenreihe im Gesamtgewicht von rd. 35 t wurden, auf einer schwimmenden Plattform unter dem Ausladerrick liegend, durch Fachwerkquerriegel am Kopfende, hölzerne Zangen am Fußende und Spannkreuz zu einem steifen Gebilde zusammengebaut. Danach wurden sie mit dem 80-t-Schwimmkran der Hafenverwaltung in die senkrechte Lage hochgeklippt, ausgeschwommen, auf die Lagerfüße



Noch Abb. 22.

Die Hubvorrichtung (Abb. 23) besteht aus acht hydraulischen Hebeböcken von je 220 t Tragkraft, die in der Querachse zwischen den Rippen vom Ober- und Unterlager Platz finden. Die vier Hebeböcke der beiden äußeren und die vier Hebeböcke der beiden inneren Stützen werden getrennt durch je eine Handpreßpumpe bedient, so daß trotz der verschieden großen Stützendrücke ein gleichmäßiges Anheben möglich ist. Die Hubvorrichtung wurde übrigens schon während der Ausführung der Fahrbahndecke in Gebrauch genommen, um vor dem Betonieren der über den Stützen liegenden Abschnitte die Stützen um etwa 8 cm zu heben und vier Wochen nach dem Betonieren wieder abzusenken. Dadurch entstehen Druckvorspannungen im Beton.

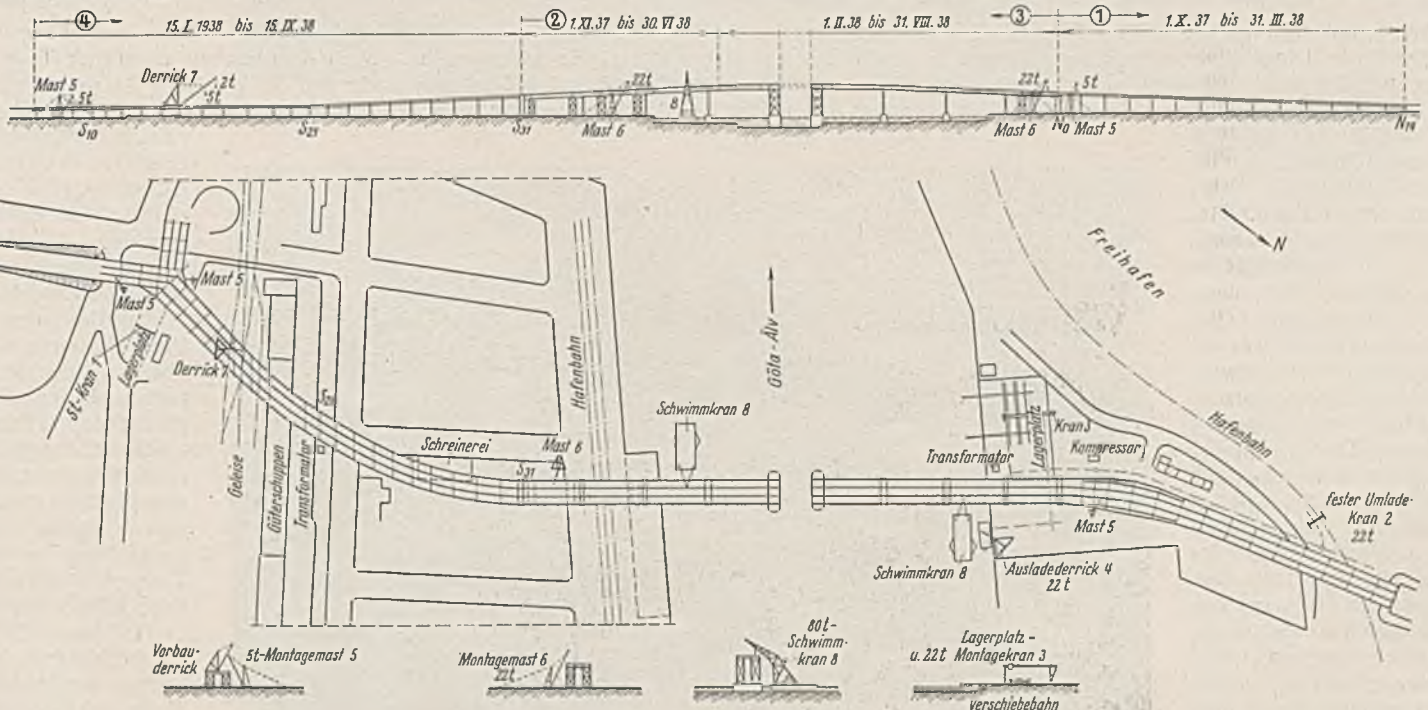


Abb. 24. Montageübersicht.

abgesetzt und durch Spannstrangen, die in etwa $\frac{1}{3}$ der Säulenhöhe eingreifen, an vorher eingegossene Halteisen im Betonpfeiler in der Längsrichtung regulierbar verankert (Abb. 26a bis c).

Auf der behelfsmäßigen Zulage unter dem fahrbaren Lagerplatzkran am Nordufer wurden je zwei Hauptträger mit Querträgern und Windverband zu einem 35 bis 45 m langen Teilüberbau zusammengesetzt (Abb. 27). Nach dem Zusammenbau mit der richtigen Überhöhung wurden zunächst die ungefähr in halber Länge gelegenen Hauptträgerstöße in der weiter oben beschriebenen Art und Weise geschweißt (Abb. 18 u. 19). Danach konnten die Querträger (zuerst Untergurtstumpfnähte, dann senkrechte Nähte) mit Zuglaschen, Windverbandsknotenblechen und Aus-

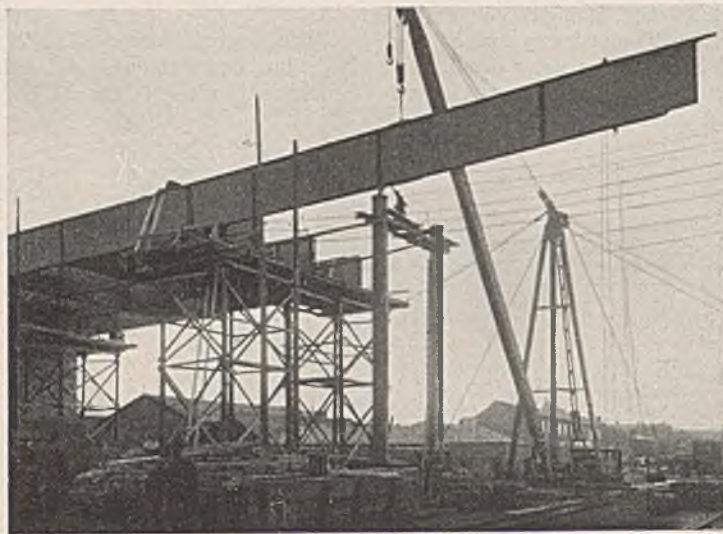


Abb. 25. Einbau eines Hauptträgerstückes über Stütze II.

Voith-Heidenheim, der dem Kran aus eigener Kraft, d. h. also ohne die sonst üblichen Schlepper, freie Bewegung nach allen Richtungen ermöglicht. An Ort und Stelle wurde zunächst jedes Mal das rückwärtige Ende des im Kran hängenden Brückenstückes auf eine an dem schon montierten Brückenteil vorkragende Schnabelkonstruktion, dann das vordere Ende auf die Kopf-lager der vorher aufgestellten Rohrstützen abgesetzt (Abb. 29). Sodann wurden die Montagehilfslaschen am Stegblechstoß verschraubt und die Anschlagvorrichtung abgenommen. In derselben Weise wurde das zweite zu einer Brückenöffnung gehörende Trägerpaar eingeschwommen, worauf dann mit dem 15-t-Hilfszug am Auslegerende des Schwimmkrans die noch fehlenden Querträger und Längsträger eingebaut wurden.



Abb. 26a.



Abb. 26b.



Abb. 26c.

Abb. 26a bis c. Hochkippen, Ausschwimmen und Absetzen einer Stützenreihe.

steifungseckblechen angeschweißt und der Windverband teilweise genietet werden. Die Längsträger mußten im allgemeinen wegen der auf 80 t begrenzten Tragkraft des Schwimmkrans zunächst wegbleiben. Hierauf wurde das Trägerpaar auf vier Verschlebewagen abgesetzt und auf zwei auf Pfahljochen liegenden Verschlebebahnen mittels Handkabelwinden über Wasser ausgefahren. Am Ende der Verschlebebahn, an der genügende Wassertiefe vorhanden ist, wurde der Hubkloben des Schwimmkrans mit der aus Walzträgern und Flachisen-gehängen bestehenden Anschlagvorrichtung gekoppelt und das Trägerpaar, das mit der Anschlagvorrichtung nahezu 80 t wiegt, von den Verschlebewagen abgehoben und ausgeschwommen (Abb. 28). Der Schwimmkran konnte bei der wenn auch geringen Strömung und bei leichtem Wind durchweg sehr gut manövriert werden, dank dem kürzlich eingebauten Voith-Schneider-Schiffsantrieb von

(Abb. 30 zeigt einen Zwischenzustand. Quer- und Längsträger im Mittelfelde fehlen noch.) Nach dem Einbau sämtlicher Teile konnten dann die vier Hauptträgerstöße und die mittleren Querträger geschweißt, der Windverband und die Längsträger fertig genietet werden, worauf dann die Schnabelkonstruktion zum Absetzen der nächstfolgenden Brückenöffnung an das vordere, überkragende Ende vorversetzt wurde.

Beim Anschluß an die Stützpfiler der Klappe (Abb. 31) waren die Lageroberteile der Rollenlager noch nicht an den hochgezogenen Hauptträgeruntergurt angeschweißt, sondern wurden erst nach dem Fertigschweißen der ganzen Brücke in der genauen, der herrschenden Temperatur entsprechenden Lage festgeschweißt.

Im Januar 1938 wurde mit der Montage der Strombrücke begonnen. Am 31. August 1938 wurde das letzte Trägerpaar eingeschwommen (Abb. 32).

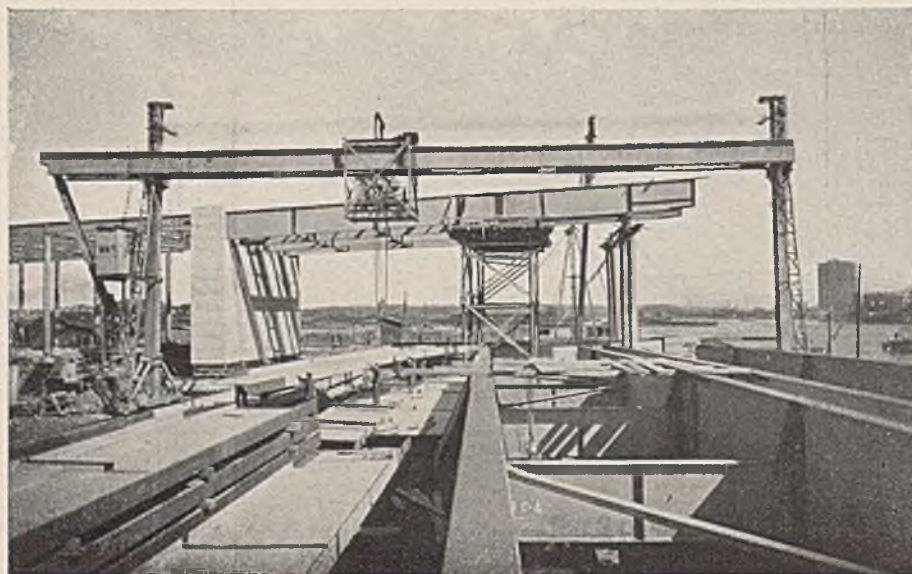


Abb. 27. Lagerplatz und Zulage auf der Nordseite. Strombrücke X-IX montiert.

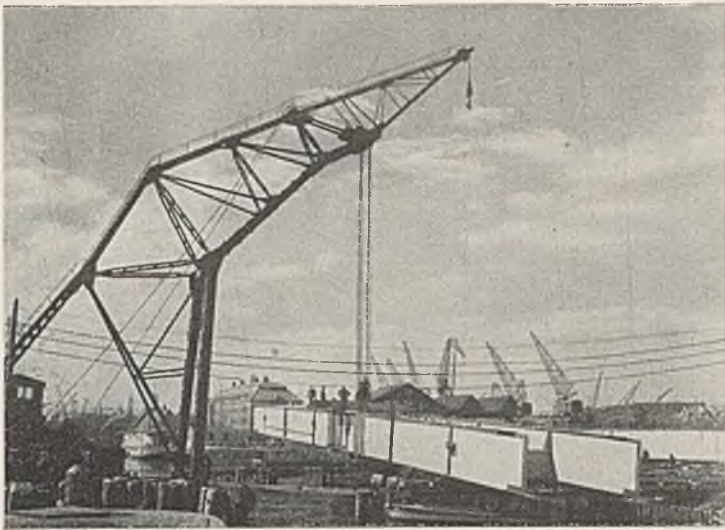


Abb. 28. Abheben eines Trägerpaares von der Verschiebebahn.

c) Südliche und nördliche Rampe.
Allgemeine Anordnung.

Die Südrampe (Abb. 33) besteht aus vier zusammenhängenden Überbauten von grundsätzlich derselben Bauweise: Sieben Hauptträger im Abstände von normal 2,65 m bilden eine über mehrere Stützen durchlaufende Balkenkonstruktion, die in jeder Stützenreihe durch einen Querträger und vier Pendelsäulen getragen wird. In der Mitte jedes Feldes werden die Hauptträger durch lastverteilende Zwischenquerträger miteinander verbunden. Haupt-, Quer- und Zwischenquerträger sind geschweißte Nasenprofilträger gleicher Höhe aus St 44.

Jeder dieser vier Bauwerksabschnitte ist am einen Ende fest, am anderen Ende auf Betonpfeilern längsbeweglich gelagert.

An der Vereinigungsstelle der beiden südlichen Einzelauffahrten befindet sich eine in jeder Richtung steife Rahmenkonstruktion von dreieckförmigen Grundriß, das „Stützdreieck“, das den drei anschließenden Brückenabschnitten von 31,3 m, 36,7 m und 138 m Länge als festes Auflager dient. Der vierte, 142,1 m lange Rampenabschnitt ist auf dem Übergangspfeiler zur Strombrücke fest gelagert. Die beweglichen Endlager der beiden längeren Abschnitte liegen gemeinsam auf einem schmalen Betonpfeiler an der Märten Krakowstraße.

Die beiden längeren Rampenabschnitte sind im Grundriß gekrümmt. Ferner ist der größere Teil der Querträger entsprechend der Hauptrichtung der darunterliegenden Verkehrswege wechselnd schiefwinklig zur Brückenachse. Die gesamte stählerne Brückentafel ist im Bereich der Krümmung quergeneigt. Da ferner noch die Stützweiten von Feld zu Feld und innerhalb eines Feldes zwischen 8,2 und 17,7 m wechseln, so ist kaum ein Stück dem anderen gleich, so daß für diesen besonders unregelmäßigen Teil der Brücke eine überdurch-

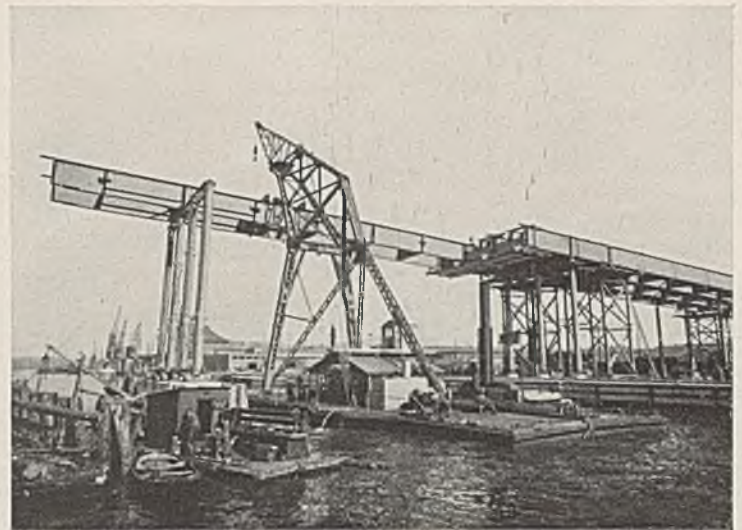


Abb. 29. Einschwimmen der Strombrücke III—IV.

schnittliche Rechen- und Zeichenarbeit aufgewendet werden mußte. Zum Ausgleich der zu erwartenden Abweichungen in der Lage der Fundamente wurden ferner für jeden der beiden längeren Abschnitte zwei Montagepaßfelder vorgesehen.

Die Nordrampe (Abb. 34) besteht aus einem rd. 233 m langen zusammenhängenden Bauwerk mit 14 Feldern von 13,5 bis 17,5 m Stützweite. Die ursprüngliche Absicht, dieses Rampenbauwerk ebenso wie die bis zu 142 m langen Abschnitte der Südrampe nur auf allseitig beweglichen Pendelstützen zwischenzulagern, wurde fallengelassen, da ein solches System infolge der bei Schiefstellung der Stützen (z. B. Wind) durch das Eigengewicht entstehenden Seitenkräfte ohne Mitwirkung der Fahrbahn in waagerechter Hinsicht nicht stabil war. Anstatt den als Gurtung eines 233 m weit gespannten Windverbandes wirkenden äußeren Hauptträger unmaßig stark auszubilden, wurde ungefähr in halber Länge eine elastische Querstützung in Form eines vierstieligen Pendelrahmens eingefügt.

Der nördliche Rampenteil ist gerade und rechtwinklig, der südliche ist im Grundriß gekrümmt und im Bereich der vorgesehenen Straßenbahnhaltestelle mit Treppenaufgang um 5,85 m breiter als normal, weshalb in vier Feldern neun Hauptträger anstatt normal sieben und in drei Stützenreihen fünf anstatt normal vier Stützen vorhanden sind.

Hauptträger.

Die Belastungsanteile der einzelnen Hauptträger unter Berücksichtigung der lastverteilenden Wirkung der Zwischenquerträger wurden mit Hilfe der von Zivilling. Porell (Stockholm) aufgestellten Zahlentafeln der Einflußordinaten bestimmt. Zwei Einflußlinien der Hauptträgerbelastungen für den Fall $l = 14$ m und J -Hauptträger = J -Riegel sind in Abb. 35 wiedergegeben, wobei zum Vergleich der Grenzfall des starren Quer-

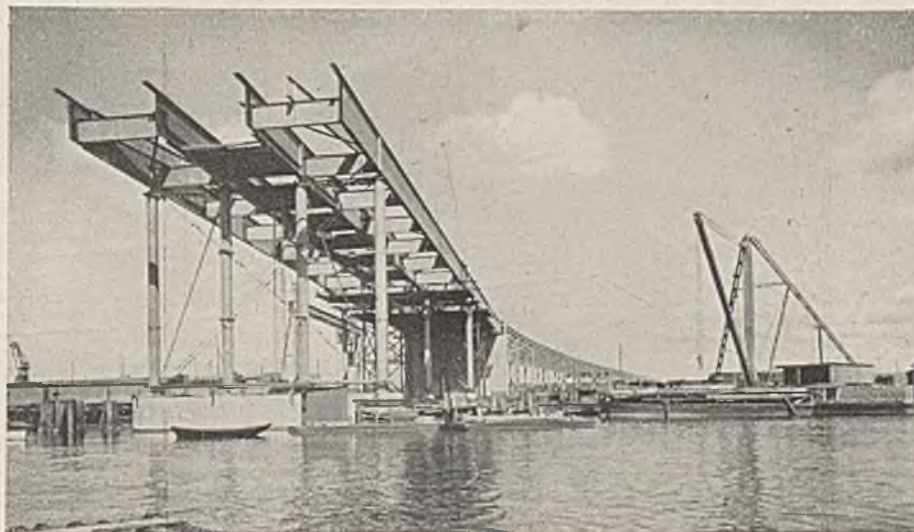


Abb. 30. Strombrücke X—VIII und Nordrampe. Ausladederrick.



Abb. 31. Einsetzen des letzten Überbaues.

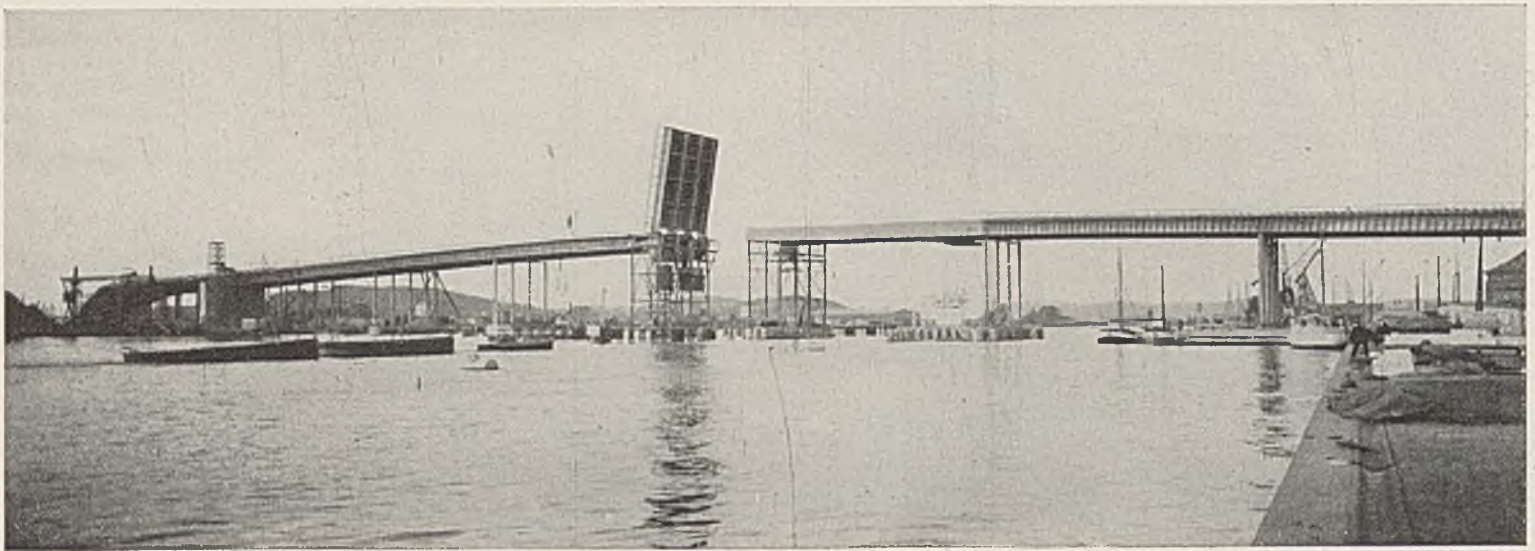


Abb. 32. Strombrücke fertig montiert (31. 8. 1938).

riegels gestrichelt eingetragen ist. Diese Einflußlinien gelten streng genommen nur für in Feldmitte quer wandernde Einzellasten, während es sich tatsächlich eher um Belastung im Längsstreifen handelt. Wenn man die gleichmäßig verteilte Hauptträgerbelastung Q durch eine Einzellast P gleicher Durchbiegung ersetzt, so läßt sich mit Hilfe eines korrigierenden Faktors, der hier zu 0,9 bis 1,1 (je nachdem welcher Hauptträger und ob Feld- oder Stützmoment) ermittelt wurde, die Einflußlinie auch für Streifenbelastung (Belastungsgleichwerte) benutzen.

Die ständige Last, die ohne Querriegel die beiden äußeren und den mittleren Hauptträger sehr viel stärker als die übrigen belasten würde, wird durch die Regel fast gleichmäßig auf sämtliche sieben Hauptträger verteilt. Die Verteilung der

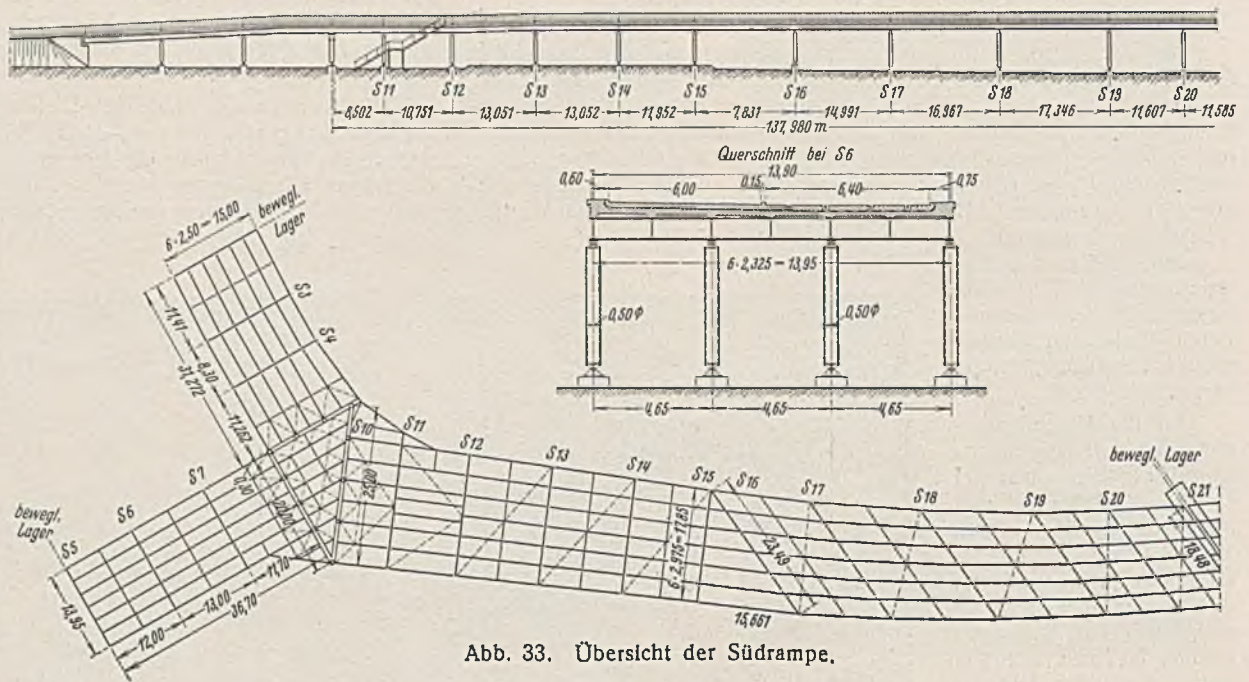
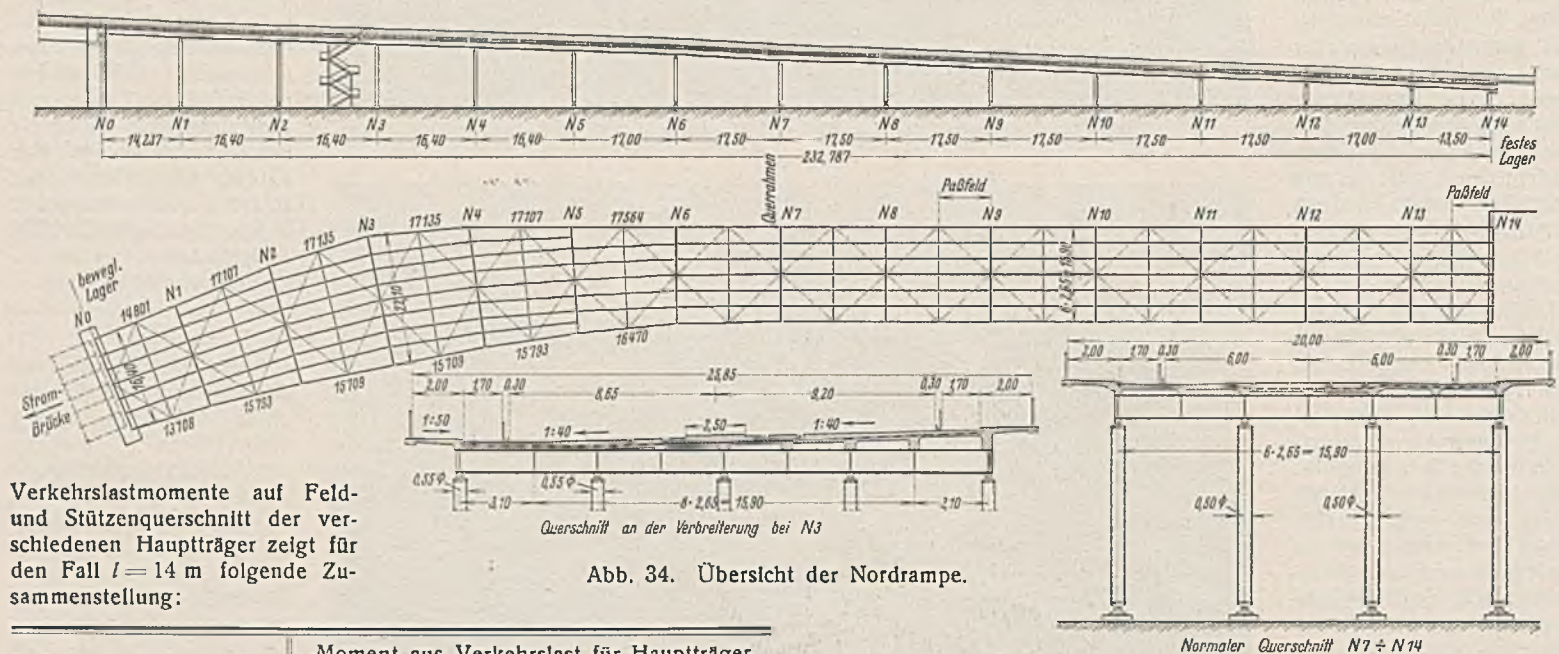


Abb. 33. Übersicht der Südrampe.



Verkehrslastmomente auf Feld- und Stützenquerschnitt der verschiedenen Hauptträger zeigt für den Fall $l = 14$ m folgende Zusammenstellung:

Abb. 34. Übersicht der Nordrampe.

	Moment aus Verkehrslast für Hauptträger			
	a äußerer	b	c	d mittlerer
Feldmoment . . . tm	+ 36,1	+ 32,9	+ 30,1	+ 35,6
Stützenmoment . . tm	- 40,2	- 31,5	- 38,3	- 52,2

Hiernach genügt es im allgemeinen, den mittleren Hauptträger zu berechnen und alle übrigen gleich stark auszubilden.

Die Hauptträger sind nach dem Feldmoment bemessen. Über der Stütze sind die Hauptträger unterbrochen. Der Grundquerschnitt ist überall ein geschweißter Nasenprofilträger St 44 von innerhalb eines

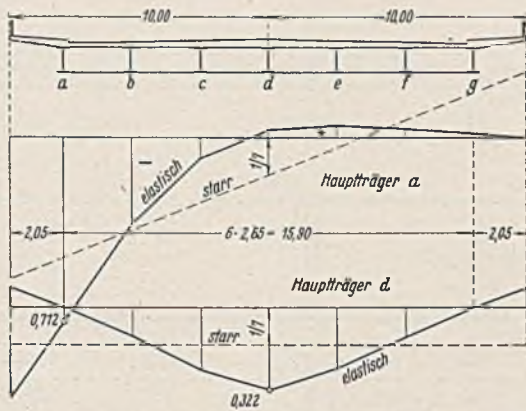


Abb. 35. Einflußlinien der Hauptträgerbelastungen (Querverteilung).

Brückenabschnittes gleichbleibender Trägerhöhe von 850, 900 und 950 mm und mit Union-Nasenprofilen von 250 mm Breite bei 10 bis 18 mm Dicke und von 320 mm Breite bei 18 bis 27 mm Dicke. Das Stützenmoment

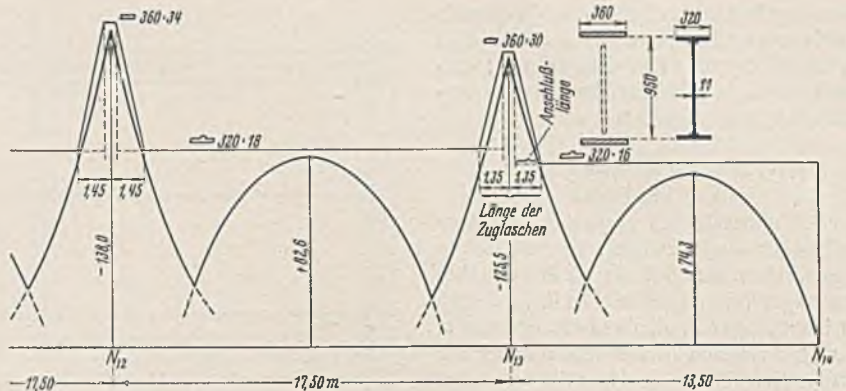


Abb. 36. Beispiel für die Hauptträgermomentendeckung.

gurtlaschen mußten ebenfalls breiter als das Gurtprofil gemacht werden, um eine zu große Dicke und damit einen zu starken Einschnitt in die an der Unterseite bewehrte Eisenbetonfahrbahntafel zu vermeiden. Um nun nicht den ganzen Anschluß überkopf schweißen zu müssen, sind die Laschenenden fingerförmig ausgeschnitten. Dadurch ergeben sich zwei weitere, von oben schweißbare Kehlnähte und insgesamt geringere Nahtdicken und geringeres Schweißvolumen als im Untergurt. Die Laschenenden sind auf 300 mm Länge keilförmig abgehobelt, um Überbeanspruchungen der Schweißnähte infolge des Querschnittwechsels zu begegnen.

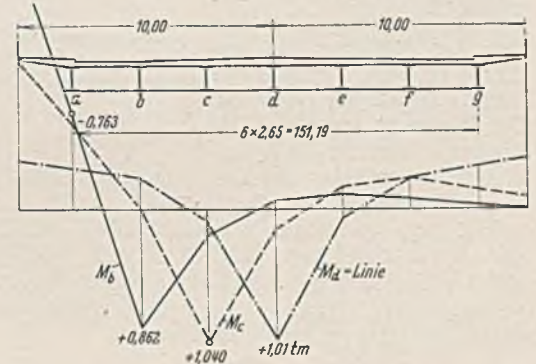
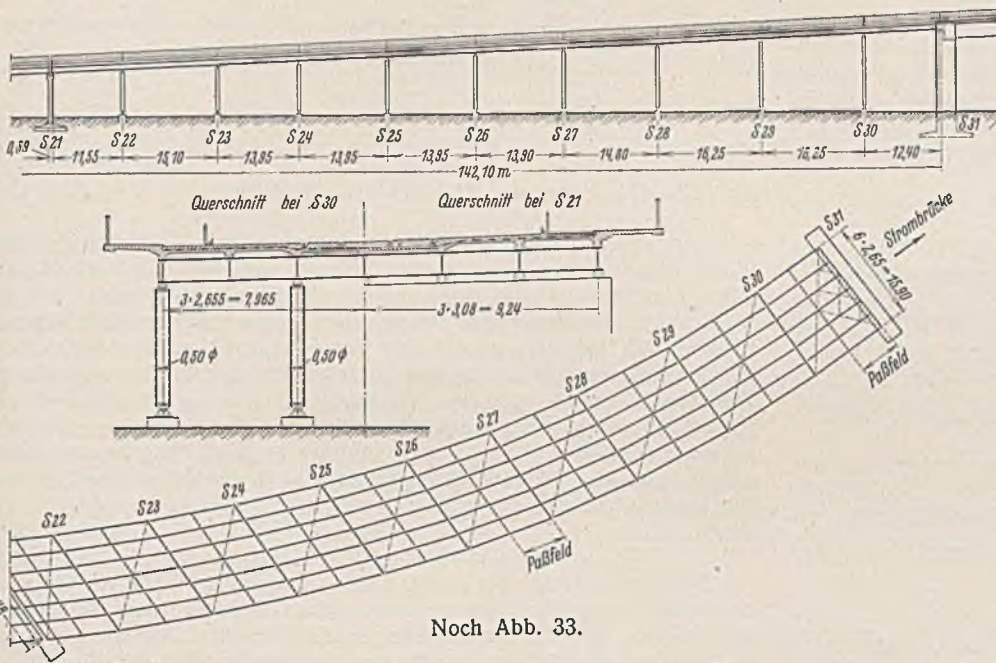


Abb. 38. Momenteneinflußlinien der lastverteilenden Zwischenträger.

wird durch Kontinuitätslaschen im Obergurt und Untergurt aufgenommen, deren Länge durch die Momentendeckungslinie bestimmt wird, wie im Beispiel der Abb. 36 veranschaulicht. Die Laschen im Untergurt sind breiter als das Nasenprofil und werden also in der Hauptsache durch von oben zu schweißende Kehlnähte angeschlossen (Abb. 37). Die Ober-

Bekanntlich treten sowohl bei genieteten wie bei geschweißten Stoßlaschen an den Enden oftmals stärkere Beanspruchungen der Niete bzw. Schweißnähte auf als in der Anschlußmitte.

Obwohl man im allgemeinen auf diese Spannungsspitzen mit Recht keine Rücksicht nimmt, so traten doch Bedenken gegen die Anwendung der üblichen Berechnungsweise gleichmäßiger Spannungsverteilung auf die hier vorhandenen, bis zu 1,2 m langen Kehlnähte auf. Die Bedenken wurden durch Versuche des Bauherrn mit Zuglaschen natürlicher Größe zerstreut: In der Nähe der rechnerischen Tragkraft der Schweißnähte mußte der Versuch wegen Erreichung der Streckgrenze im Versuchsbalken aus St 37 am Laschenende abgebrochen werden.

Lastverteilende Zwischenquerträger.

Aus den Einflußlinien der Hauptträgerbelastungen Abb. 35 ergeben sich die Einflußlinien für die Momente in den lastverteilenden Querträgern Abb. 38 und die Größtmomente und Querkräfte. Die Zwischenquerträger sind beim Anschluß an die Hauptträger durch schmalere Zuglaschen auf dem Obergurt und breitere Zuglaschen am Untergurt miteinander verbunden, vgl. Abb. 39. Es sei bemerkt, daß Stumpfnähte zwischen Riegel- und Hauptträgergurt bei den geltenden zulässigen Schweißnahtspannungen nicht nur stärkere Riegel-

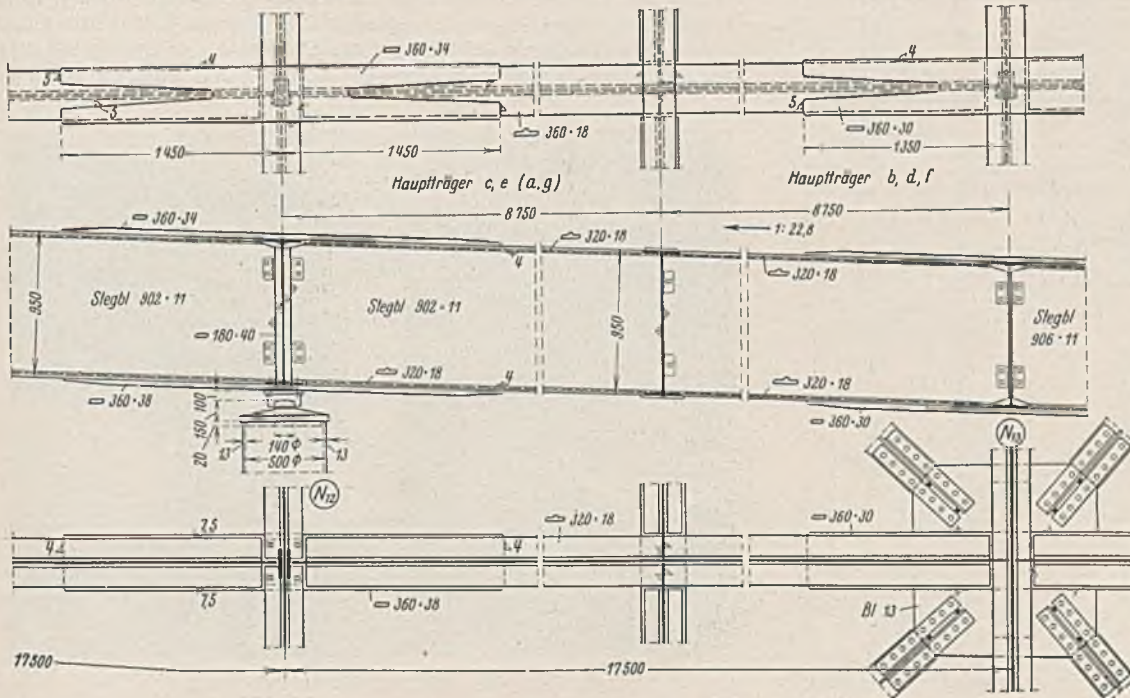


Abb. 37. Hauptträger der Nordrampe.

gurt ergeben hätten, sondern, da oftmals der Hauptträger nicht stärker als der Riegl ist, auch dickere Hauptträgergurte; dadurch wäre die Materialzugabe unverhältnismäßig groß geworden.

Querträger über den Stützen
(Abb. 39, links).

Die ebenfalls als geschweißte Nasenprofilträger ausgebildeten, normal 15,9 m langen, über vier Stützen durchlaufenden Querträger übertragen die Auflagerdrücke der Hauptträger *b, d, f* auf die Stützen *a, c, e, g*, an deren Stellen gleichzeitig die dort angeschlossenen Hauptträger ihren Auflagerdruck durch das Stegblech abgeben. Da der durch die Stegbleche über dem Stützenkopf gebildete Kreuzquerschnitt zu schwach war, um den Auflagerdruck aus beiden Trägern aufzunehmen, wurde der sonst vollkommen glatte Querträger durch auf die Untergurtnase eingepaßte Flacheisen parallel zum Stegblech verstärkt.

Schiefe Anschlüsse. In den schiefwinkligen Feldern der Südrampe wurden die lotrechten Stegblechanschlüsse an den Kreuzungspunkten der Haupt-, Quer- und Zwischenquerträger in der Art der Abb. 40 ausgeführt, die sich für solche Fälle durch Vergleichsversuche¹⁾ und Ausführungen — zuletzt schiefe Reichsautobahnbrücken über die Seseke und über den Mittellandkanal bei Dedensen — als zweckmäßig herausgestellt hat.

Quer- und Längsneigung der Brücke. Bei dem im Grundriß gekrümmten Teil der Südrampe ist, wie früher erwähnt, die gesamte Stahlkonstruktion quer geneigt. Die Stegbleche sämtlicher Träger stehen lotrecht. Die Nasenprofilgurte der Hauptträger in diesen Feldern und der Quer- und Zwischenquerträger in allen Feldern mit Längsneigung sind aus der rechtwinkligen Lage verdreht, so daß alle Zuglaschen ohne Kellfutter auf den Gurten liegen. Bei einer Ausführung mit genieteten oder gewalzten Balken wären hierfür erhebliche Mehrkosten entstanden, die durch das Schweißen fast ganz wegfallen.

Windverbände.

Das System der Windverbände zeigen Abb. 33 u. 34. Die kurzen Einzelauffahrten südlich des Stützdreiecks S 8—9—10 haben keinen Windverband und werden durch die Fahrbahtafel versteift.

¹⁾ Schmidt, Geschweißte Träger mit Nasenprofilen, 1938, H. 6.

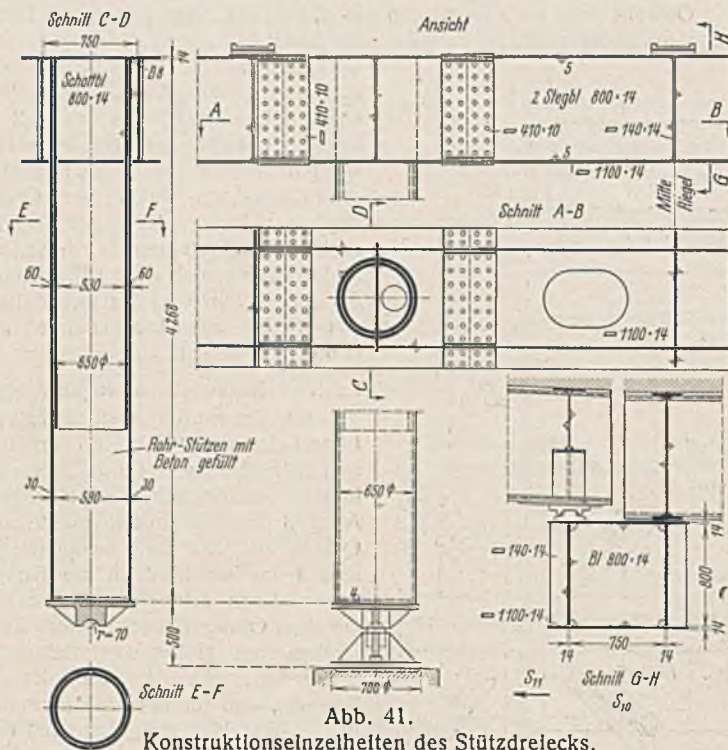


Abb. 41. Konstruktionseinzelheiten des Stützdreiecks.

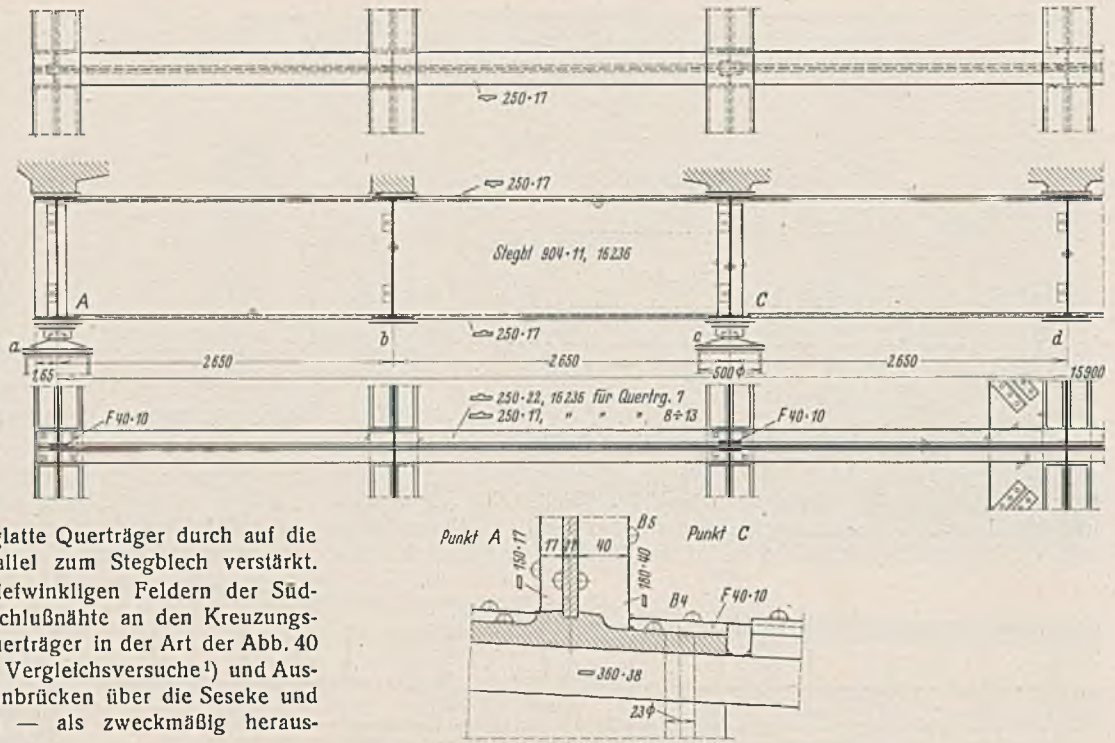


Abb. 39. Querträger und Windverband (Nordrampe).

Der Windverband liegt in der Ebene des Untergurts. Jeder einzelne Windverbandstab zwischen einem äußeren und dem mittleren Hauptträger besteht aus einem unter den Hauptträgern durchgehenden und an ihnen angeschweißten Flacheisen mit drei senkrechten Verstärkungsrippen zwischen den Hauptträgern (Abb. 39). Transport und Montage eines solchen Stabes sind zwar etwas unbequem, bereiten jedoch keineswegs besondere Schwierigkeiten, so daß eine Trennung in kurze Stücke mit Stoß an jedem Kreuzungspunkt gerechtfertigt wäre. Die Anschlüsse der geschweißten Stäbe sind aus Montagegründen genietet. Die Knotenbleche sind teils an die dickeren Hauptträgerlaschen durch V-Nähte seitlich angesetzt, teils mit den Zuglaschen der Zwischenträger kombiniert.

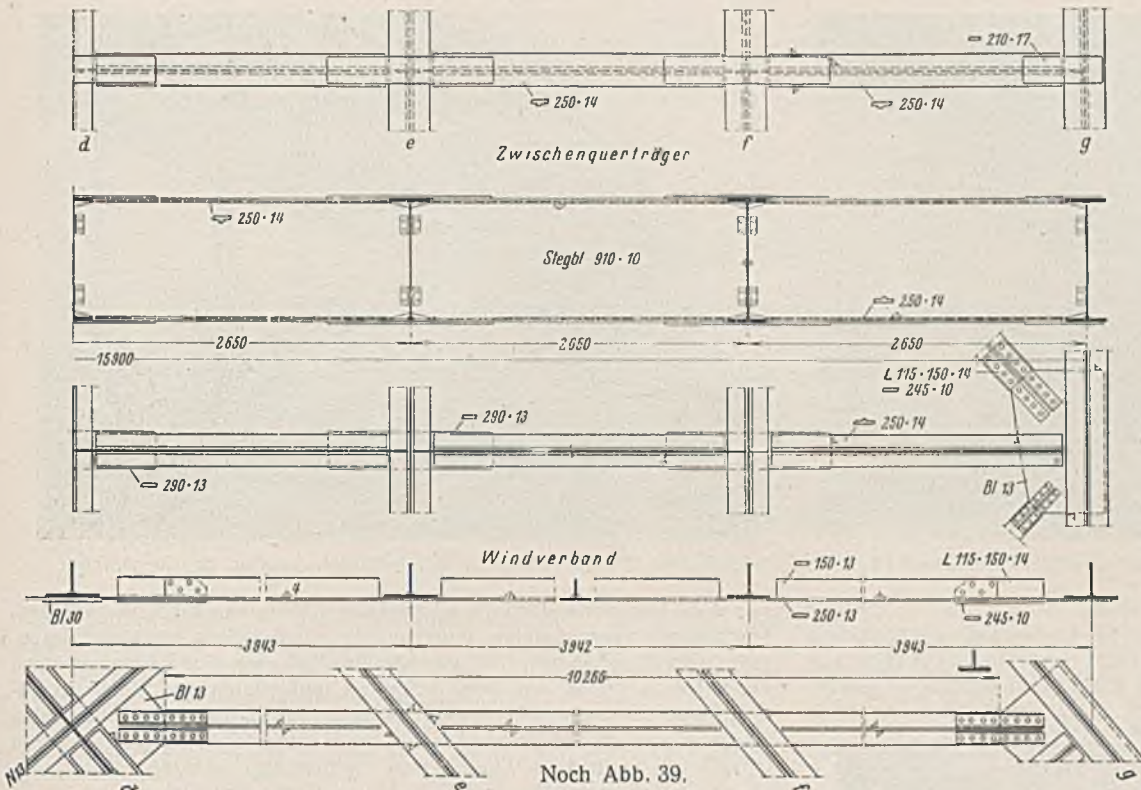
Stützen und Stützenlager.

Die runden Säulen der Rampen sind in derselben Weise vollkommen geschweißt ausgeführt wie die weiter oben beschriebenen Säulen der Strombrücke. Die Stützen der Südrampe haben durchweg einen Außendurchmesser von 500 mm und 13 mm Blechdicke. Bei der Nordrampe ist von N 1 bis N 6 der Außendurchmesser auf 550 mm vergrößert bei derselben Blechdicke von 13 mm. Die über 8 m langen Säulen sind in der Mitte gestoßen.

Die durchweg in verkehrsreichem Gelände gelegenen Säulen der Südrampe sind mit Rücksicht auf mögliche Stoßwirkung von Fahrzeugen bis auf 2 m Höhe mit Beton gefüllt. Die acht Säulen S 18, S 19 im Güterschuppen sind wegen der Brandgefahr ganz mit Eisenbeton gefüllt, so daß im Falle des Weichwerdens des Stahlrohrs der Eisenbeton trägt. Ebenfalls wegen erhöhter Brandgefahr sind die drei Rohrstützen in der



Abb. 42. Ansicht des Stützdreiecks.



Schreiner S 27, S 28 nicht nur mit Eisenbeton gefüllt, sondern außerdem mit einem 10 cm dicken Betonmantel umgossen. Durch diese Maßnahmen kann der Überbau selbst natürlich nicht als brandsicher gelten. Es war daher bei der Planung überlegt worden, ob man nicht die betreffenden Gebäude entfernen soll. Dem stellten sich jedoch große Schwierigkeiten entgegen, so daß man das Brandrisiko schließlich in Kauf nahm, das allerdings nach dem Einbau feuersicherer Decken- und Wandbekleidungen sowie selbsttätiger Alarmvorrichtungen von den Sicherheitsbehörden als gering erachtet wurde.

Die Stützenlager sind in derselben Weise wie bei der Strombrücke (Abb. 23) konstruiert und mit einer Hubvorrichtung aus hydraulischen 80-t-Hebeböcken versehen, die ebenfalls zur Erzielung von Druckvorspannungen im Fahrbahnbeton bereits benutzt wurde.

beibehalten. Die Säulen sind mit 700 mm Außendurchmesser und 25 mm Wanddicke ausgeführt und im oberen Teil durch inwendig aufgenietete, entsprechend der Rundung gebogene Flachhelsen 185-30 verstärkt. An das oben durchgeschlitzte Eckblech schließen sich die geschweißten, einwandigen Riegel an. Die Säulen sind zur Erhöhung der Rahmensteifigkeit, und um das Einknicken der Eckbleche und Rohrwandungen in der Rahmenecke zu verhüten, ganz mit Beton gefüllt.

Montage der Rampen.

Aus der Montageübersicht Abb. 24 ist auch für die Rampen die Baustelleneinrichtung zu ersehen.

Die gesamte Nordrampe und die Südrampe bis S 14 wurde durch einen auf dem Boden stehenden, in Drahtseilen verankerten 5-t-Montagemast, der mit Hand zu Feld verrückt wurde, montiert (Abb. 45). Die durchweg über Eisenbahngleisen, Straßen und Gebäuden liegende Strecke S 14 bis S 31 der Südrampe wurde dagegen von einem eisernen, auf der Brückentafel verfahrbaren 5-t-Vorbauderrick aufgestellt (Abb. 46). Das Material wurde durchweg auf dem Boden auf Bodengleisen oder Kraftwagen zur Einbaustelle transportiert.

Im einzelnen war der Vorgang bei der Montage eines Feldes überall der gleiche:

Zuerst wurden die Stützen paarweise mit hölzernen Querzangen und Rund-eisenspannkreuzen liegend zusammengebaut, hochgeklippt, auf die vorher aufgelegten Lagerfüße aufgesetzt und in der Längsrichtung be-

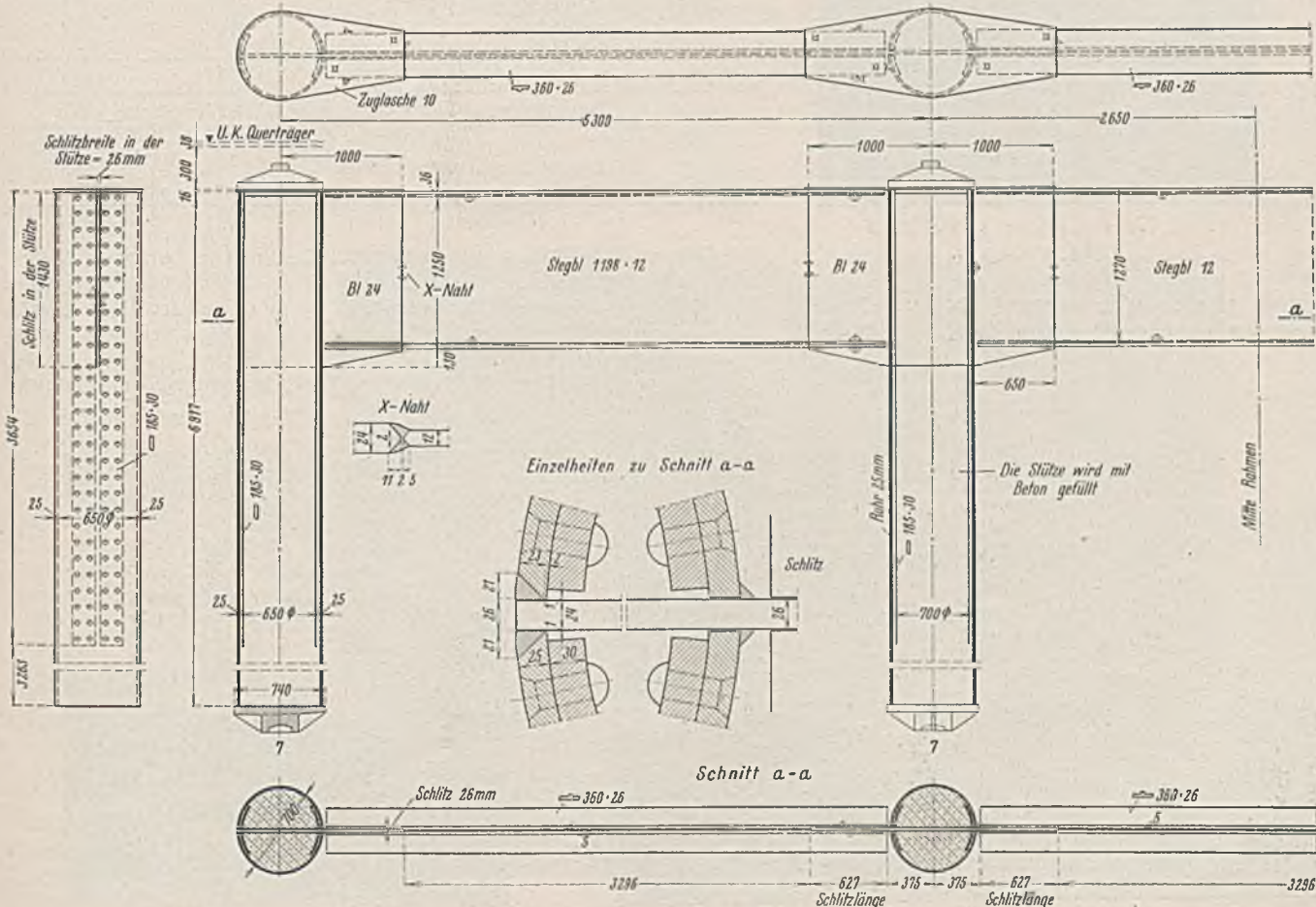


Abb. 43. Querrahmen bei N 7.



Abb. 44. Querrahmen bei N7 und Nordrampe N7—N14.

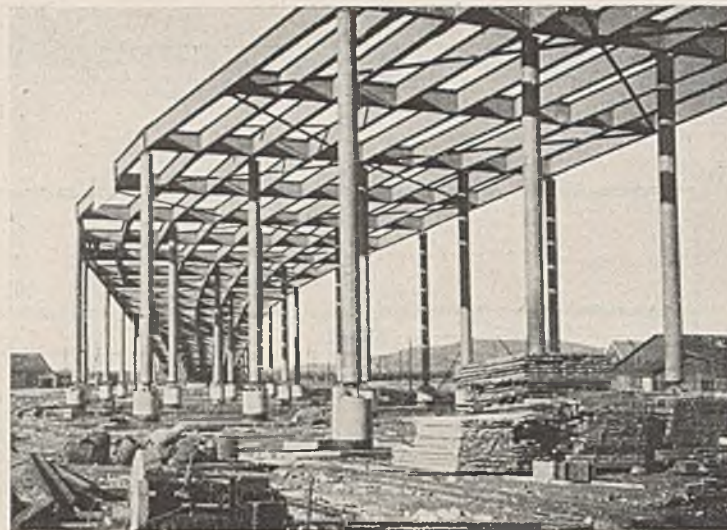


Abb. 48. Durchblick durch die Stahlkonstruktion der Nordrampe.

helfmäßig verankert (Abb. 46). Hiernach wurde, wo erforderlich, der von der Betonfabrik fertig bezogene Beton mittels am Kranhaken hängendem Betonkübel mit Bodenentleerung eingefüllt und die Kopflager aufgesetzt. Der Querträger wurde vor dem Einbau auf Klotzlager gesetzt, wo die rd. 3 m langen Hauptträgerzuglaschen und darunter die Lagerobertelle der Stützköpfe untergebaut und mit dem Querträgeruntergurt verschraubt wurden. Der so vorbereitete Querträger wurde hochgezogen, auf die Stützköpfe aufgesetzt und durch Zugschrauben mit den Querzangen so verbunden, daß er nicht kippen kann (Abb. 47). Danach wurden die sieben Hauptträger nacheinander auf die beiderseits der Querträger vorstehenden Zuglaschen aufgesetzt und am Steg durch Montagewinkel verschraubt. Zuletzt wurden die sechs kurzen Zwischenquerträger und der Windverband eingesetzt.



Abb. 47. Aufstellung von Stützen und Querträgern.

Zum Schweißen und Nieten wurden mindestens drei Felder durch eine zusammenhängende hölzerne Rüstung unterbaut. Beim Schweißen wurden wie üblich bei jedem Anschluß

zuerst die Stehnähte, dann die waagerechten Nähte von der Mitte nach dem Laschenende vorgenommen, ferner wurde grundsätzlich von der Brückenmitte nach dem Randträger zu geschweißt. Erst nach dem Fertigschweißen eines Feldes wurde mit dem Aufreiben und Nieten der Windverbandanschlüsse begonnen und die Windverbandstäbe an die zwischenliegenden Hauptträger heftgeschweißt. Die für die Montageschweißung der Rampen (ausgeführt durch A.-B. Elektrosvels, Gothenburg) verwendete Elektrode ist die Preßmantelelektrode OK 52 P von Esab (Gothenburg).

Abb. 48 u. 49 zeigen fertig montierte Rampenteile.

d) Sonstige Angaben.

Das Ausführungsgewicht der festen Stahlüberbauten ist 2859 t und verteilt sich wie folgt auf die verschiedenen Stahlsorten und Bauteile:

Werkstoff	Bauteil	Stahlgewicht		
		Rampen t	Strombrücke t	Zusammen t
St 44	Längsträger . .	—	163	163
	Querträger . .	238	168	406
	Hauptträger . .	854	31	885
	Windverbände .	41	40	81
	Säulen	219	105	324
	Laufsteg	—	25	25
	Σ St 44	1352	532	1884
St 52	Hauptträger . .	—	817	817
Stg Stc St 37	Lager	113	45	158
	insgesamt	1465	1394	2859

Das auf die Einheit der gesamten Brückenfläche bezogene Stahlgewicht beträgt somit bei der Strombrücke (321,75 · 20 = 6435 m² Grundfläche) 216 kg/m², bei den Rampen (rd. 12 100 m² Grundfläche) 121 kg/m². Beim Vergleich mit anderen Ausführungen mit unmittelbarer Auflagerung auf Betonpfeilern sind die Säulen und ein erheblicher Teil des Lagergewichts abzuziehen, wodurch



Abb. 45. Montage der Südrampe am Stützdreieck.



Abb. 46. Rampenmontage mit Vorbauderrick.

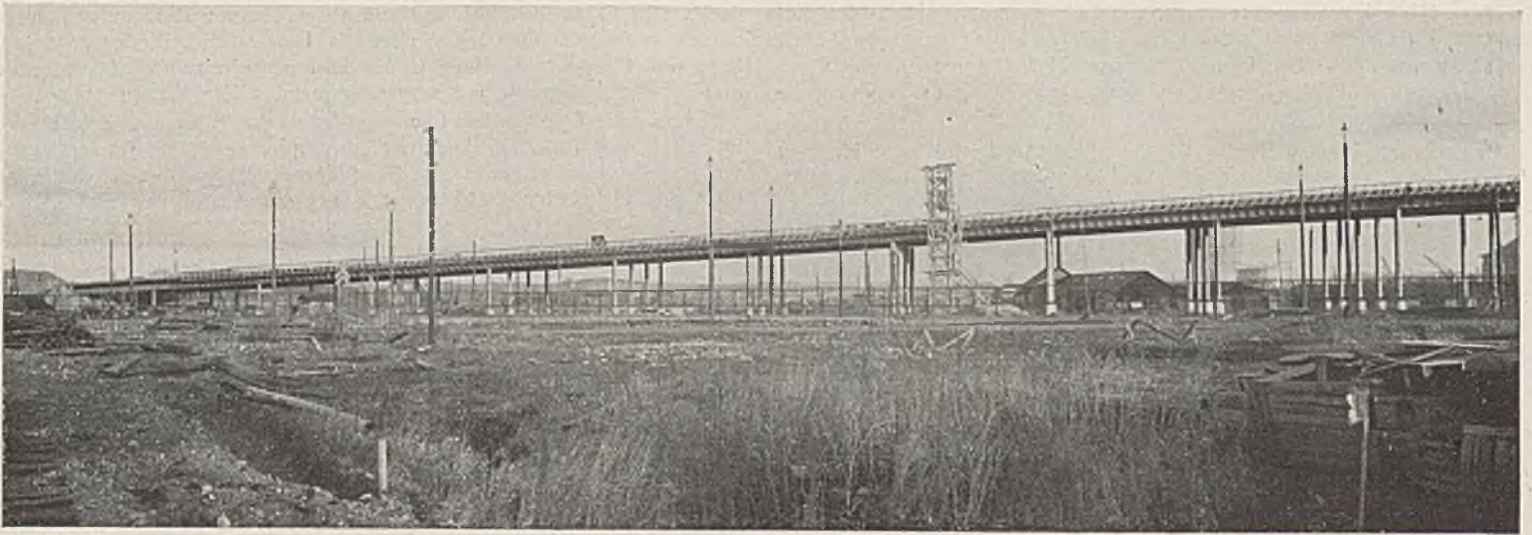


Abb. 49. Teilansicht der Nordrampe (Fußwege für das Betonieren eingeschalt).

die Einheitsgewichte bei der Strombrücke auf rd. 197 kg/m², bei den Rampen auf rd. 100 kg/m² sinken.

Die Fahrbahnübergänge, Geländer und sonstigen Nebenteile sind in den angegebenen Gewichten nicht enthalten.

Die gesamten festen Stahlüberbauten lieferte und montierte die Dortmunder Union Brückenbau AG. in Dortmund zum vertraglichen Pauschpreis von rd. 1 730 000 Schw. Kronen.

Der Auftrag wurde am 14. April 1937 erteilt, worauf sofort mit der Berechnung und der Anfertigung der über hundert Werkzeichnungen begonnen wurde. Im September desselben Jahres begann die Anlieferung des Walzmaterials und bald darauf die Werkstattarbeit. Im Dezember 1937 wurde mit der Montage der Nordrampe, im Januar 1938 mit der Strombrücke und im März 1938 mit der Montage der Südrampe begonnen. Am 15. Oktober 1938, dem im Verträge festgesetzten Endtermin und rd. 17 Monate nach Auftragserteilung, war die Stahlkonstruktion fertiggestellt — ein in der Zeit starker Stahlknappheit immerhin beachtliches Ergebnis, das von den Exportbemühungen der deutschen Industrie ein bereites Zeugnis ablegt.

IV. Die Klappbrücke.

Die Klappbrücke hat, wie bereits eingangs erwähnt, eine freie Durchfahrhöhe von 20 m und in geschlossenem Zustande eine freie Höhe von 19,5 m zwischen Trägerunterkante und Wasseroberfläche.

Klappenpfeiler und Anschlagpfeiler sind als geschweißte Fachwerkstrukturen aus St 44 ausgeführt.

Die Klappe ist einarmig, hat 22 m theoretische Spannweite und pendelnde Gegengewichte. Sie besitzt vier vollwandige Hauptträger von 2,2 m Höhe und Querträger alle 1,0 m. Die Stahlkonstruktion ist aus St 44 und vorwiegend geschweißt.

Der Belag besteht aus 6" dicken Tragbohlen aus imprägnierter Kiefer und einer Verschleißlage aus 32 mm dicken Asbestasphaltbohlen.

Zur Bewegung der Klappe dient ein elektrischer Antrieb, der im oberen Teil des Klappenpfeilers untergebracht ist. Als Reserveantrieb ist ein Dieselmotor mit Generator vorhanden.

Die Lieferung und Aufstellung der Klappe mit Ausrüstung geschah durch die A.-B. Landsverk in Landskrona (Schweden) zur Auftragsumme von rd. 675 000 Schw. Kronen.

Alle Rechte vorbehalten.

Deutsche Hallenkonstruktionen im Auslande.

Von Dr.-Ing. Hubert Rüsck, Berlin-Wilmersdorf.

Vortrag auf der Tagung des Deutschen Beton-Vereins 1939 in Wien.

Die wichtigsten der in Deutschland unter der Verwendung der Schalbauweise System Zeiß-Dywidag zur Ausführung gekommenen Hallenbauten sind durch die deutschen Fachzeitschriften bekanntgeworden. Dagegen ist sehr wenig über die Verwendung dieser Bauweise im Auslande in die Öffentlichkeit gedrungen, obgleich sie in den meisten Staaten der Erde schon eine weitgehende Verbreitung gefunden hat. Bei diesen Auslandsbauten handelt es sich fast ausschließlich um Konstruktionen, deren Berechnungen und Zeichnungen in Deutschland angefertigt wurden. Die Bauausführung dagegen blieb meist in der Hand von örtlich ansässigen Firmen, denen jedoch jeweils bei der ersten Ausführung eines Schalbaues die nötige Sondererfahrung durch einen den Bau beaufsichtigenden Ingenieur vermittelt wurde.

Die Tatsache, daß selbst für Bauten in Übersee sämtliche Konstruktionseinzelheiten in Deutschland durchgezeichnet wurden, ist an sich ungewöhnlich. Der Grund hierfür liegt darin, daß die Beherrschung der

Theorie der Flächentragwerke außergewöhnliche Anforderungen an das mathematische Können des Ingenieurs stellt und daß außerdem eine weitreichende Erfahrung auf diesem Sondergebiete Voraussetzung für eine erfolgreiche Anwendung dieser Bauweise ist. Dies gilt besonders hinsichtlich der durch die Randstörungen verursachten Spannungen, die gerade bei Flächentragwerken vielfach von ausschlaggebender Bedeutung sind.

Um die Verwendung dieser Bauweise nicht auf das Inland zu beschränken, war die Firma Dyckerhoff & Widmann K.G. gezwungen, ihre Mitarbeit bei ausländischen Bauten zur Verfügung zu stellen und im Auslande vielfach die Rolle beratender Ingenieure zu übernehmen.

Die im folgenden beschriebenen Bauten zeigen nur einen kleinen Ausschnitt aus dieser Auslandsarbeit. Im Zusammenhang mit ihrer Beschreibung soll versucht werden, die wesentlichen Unterschiede darzustellen, die in den verschiedenen Ländern hinsichtlich der Bauausführung bestehen.

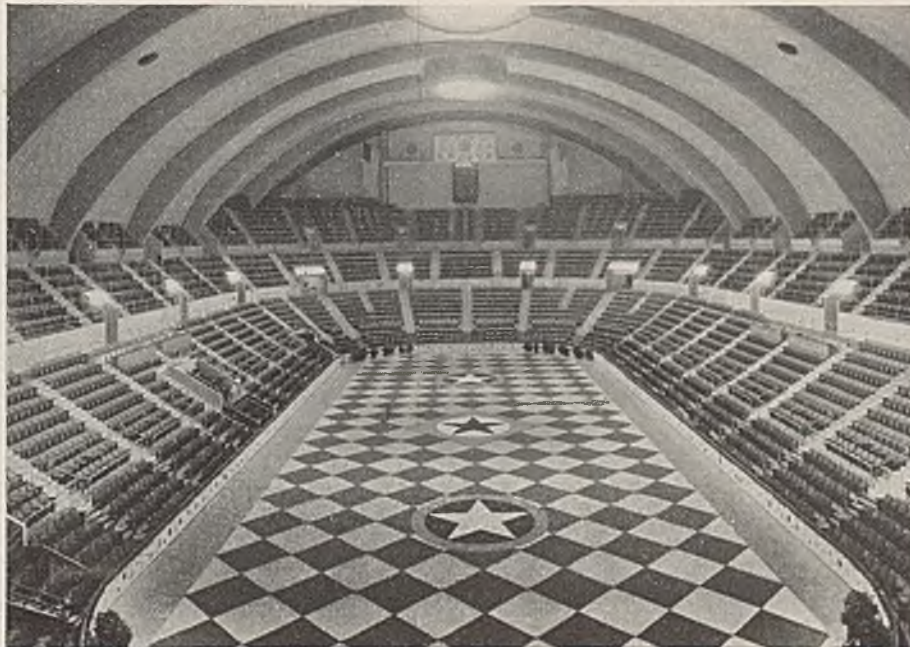


Abb. 1. Sportarena in Hershey (USA).
Innenansicht der Halle mit farbig behandelter Eisbahn.

Abb. 1 bis 4 zeigen eine amerikanische Sportarena¹⁾ für 10000 Zuschauer. Es handelt sich hierbei um eine Halle von außergewöhnlich großen Spannweiten. Die Grundfläche von 71×104 m wird durch ein in der Längsrichtung des Raumes angeordnetes Tonnengewölbe frei über-

¹⁾ Bauherr: Hershey Estates, Hershey (Penn). Ausführung: Hershey Lumber Cy. Literatur: Anton Tedesco, „Large Concrete Shell Roof Covers Ice Arena“, Eng. News-Rec., 8. April 1937.

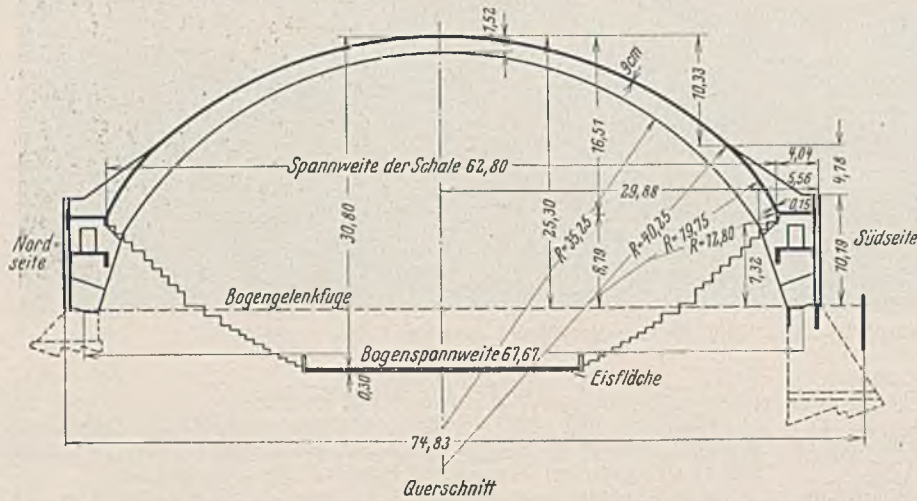


Abb. 2. Querschnitt durch die Sportarena in Hershey (USA.)

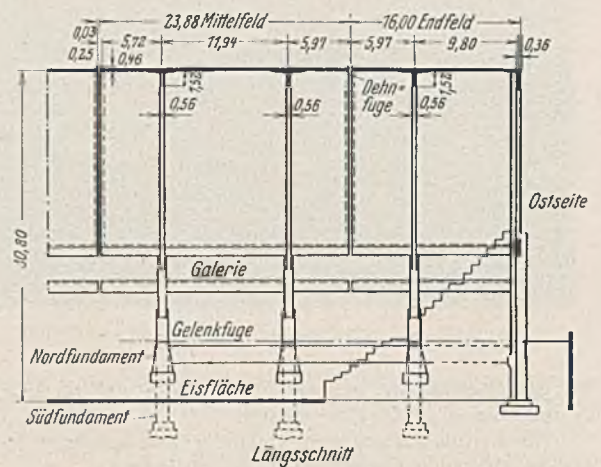


Abb. 3. Längsschnitt durch die Sportarena in Hershey (USA.)

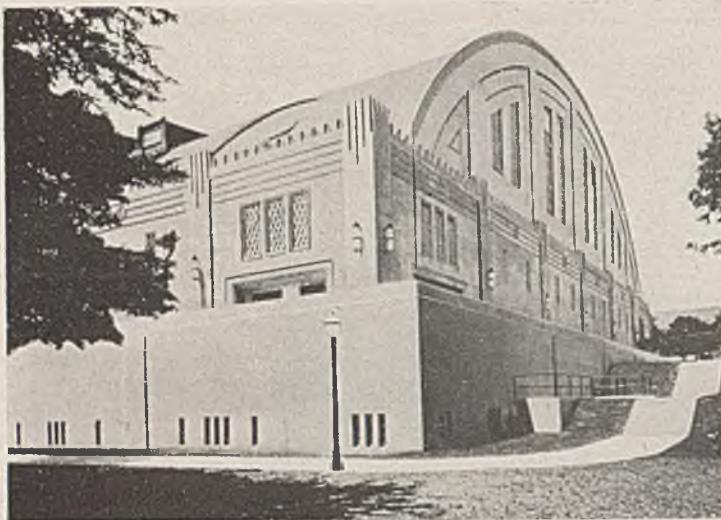


Abb. 4. Außenansicht der Sportarena in Hershey (USA.)



Abb. 5. Klinkerhalle in Hudson (New York).

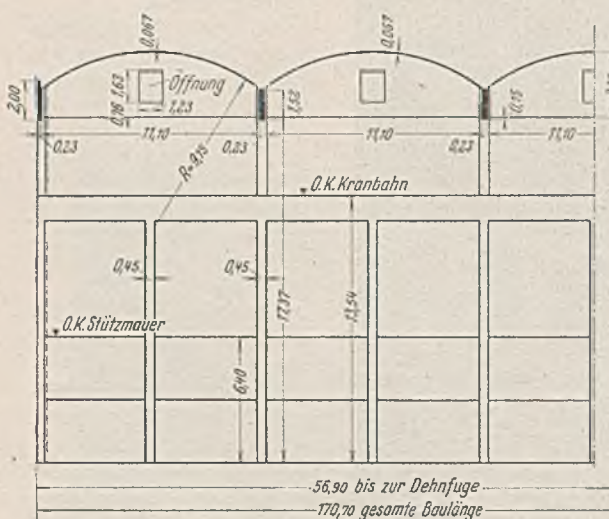


Abb. 7. Längsschnitt durch die Klinkerhalle in Hudson (New York).

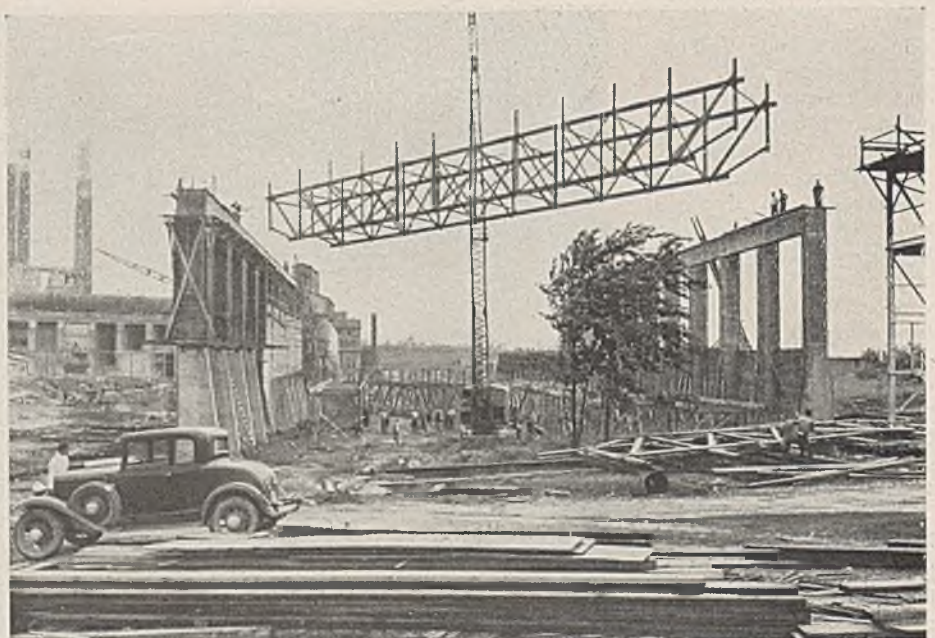


Abb. 8. Klinkerhalle Hudson. Versetzen der Rüstung.

deckt. Die 10 cm dicke Schale ist in Abständen von 12 m durch Rahmenbinder ausgesteift und krägt über ein Paar solcher Binder nach jeder Seite 6 m frei aus. Die Halle ist auf der Innenseite mit schalldämmenden und auf der Außenseite mit wärmedämmenden Korkplatten isoliert.

Abb. 5 bis 7 zeigen den Bau einer Klinkerhalle für eine Zementfabrik im Staate New York. Die Halle ist durch quer gespannte Tonnengewölbe von 32 m Spannweite überdeckt. Das Bauwerk ist einschließlich der Wände ganz aus Eisenbeton errichtet. Die bei der Ausführung dieses Baues

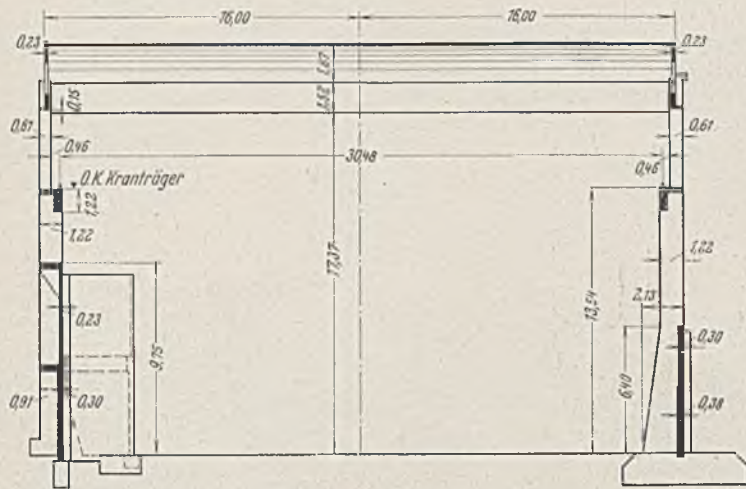


Abb. 6. Querschnitt durch die Klinkerhalle in Hudson (New York).

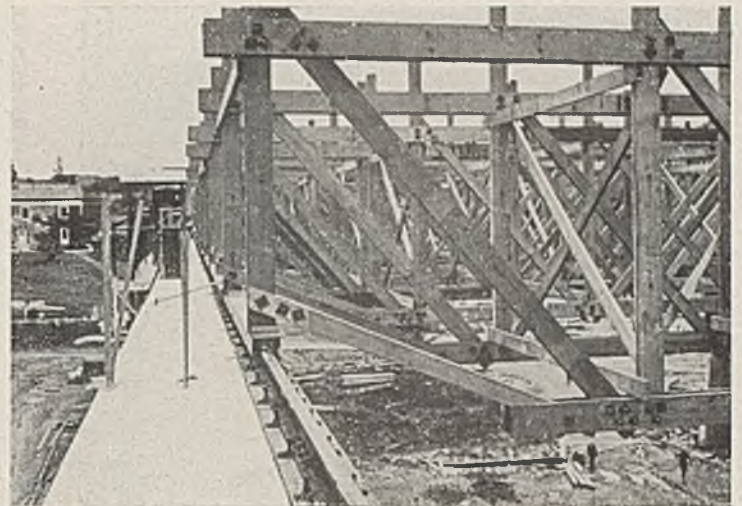


Abb. 9. Klinkerhalle Hudson. Verschiebbares Auflager der Rüstung.

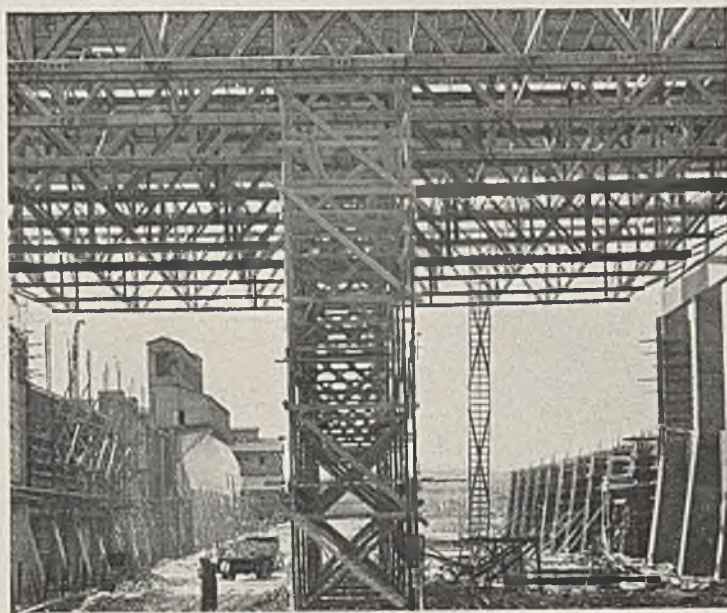


Abb. 10. Klinkerhalle Hudson. Verschiebbarer Rüstturm und Fachwerkträger.



Abb. 11. Klinkerhalle Hudson. Schalung der Gewölbe mit Sperrholzschalung; im Vordergrund Abspindeln der Lehrgerüstbogen.

angewendeten Methoden können als typisch für den nordamerikanischen Eisenbetonbau gelten. Für die Facharbeiter werden hohe Löhne bezahlt. In Chicago kostet die Zimmermanns-Stunde $1\frac{1}{2}$ \$. Der Baubetrieb wird deshalb soweit als tunlich mechanisiert, damit möglichst wenig Arbeitslöhne auf der Baustelle anfallen. Vor allem hinsichtlich der Gerüste wird in dieser Richtung mehr getan, als bei uns üblich ist. Hallen, die auf einmal ganz eingerüstet werden, gibt es überhaupt nicht. Schon die Konstruktion der Halle wird in jedem Falle so entworfen, daß eine vielfache Verwendung der Gerüste möglich ist. Es ist erstaunlich, wie weitgehendes Verständnis der reale Sinn der amerikanischen Bauherren dieser Notwendigkeit entgegenbringt, und es wird selbst in dem raschlebigen Amerika die damit verbundene Verlängerung der Bauzeit in Kauf genommen.

Abb. 8 bis 11 zeigen die bei diesem Bau verwendete Rüstung, die aus Brettern

zusammengeschraubte Fachwerkbinder vorsteht. Ein auf Raupen fahrbarer Kran von außergewöhnlicher Höhe versetzt diese Fachwerkbinder für die erste Verwendung des Gerüsts (Abb. 8) auf die schon vorher betonierten Seitenwände. Die Schiene des hier später laufenden Werkkrans wird als Auflager benutzt (Abb. 9).

Die Auflagerung der Binder geschieht so, daß das ganze Gerüst für die zweite Verwendung in der Längsrichtung verschoben werden kann. In der Mitte der Halle werden sie noch durch eine Turmreihe unterstützt, die ebenfalls in der Längsrichtung verschieblich auf Schwellen aufgelagert ist (Abb. 10). Die Rüstung kann nach jeder Verwendung als Ganzes in der Längsrichtung verschoben werden und ist sofort wieder verwendungsbereit. Auf die Fachwerkbinder (Abb. 11) werden die Tonnengewölbe mit leichten Lehrbogen aufgerüstet. Diese Lehrbogen müssen vor dem Verschieben jeweils umgelegt werden. Die Schalung besteht aus großen Sperrholztafeln.

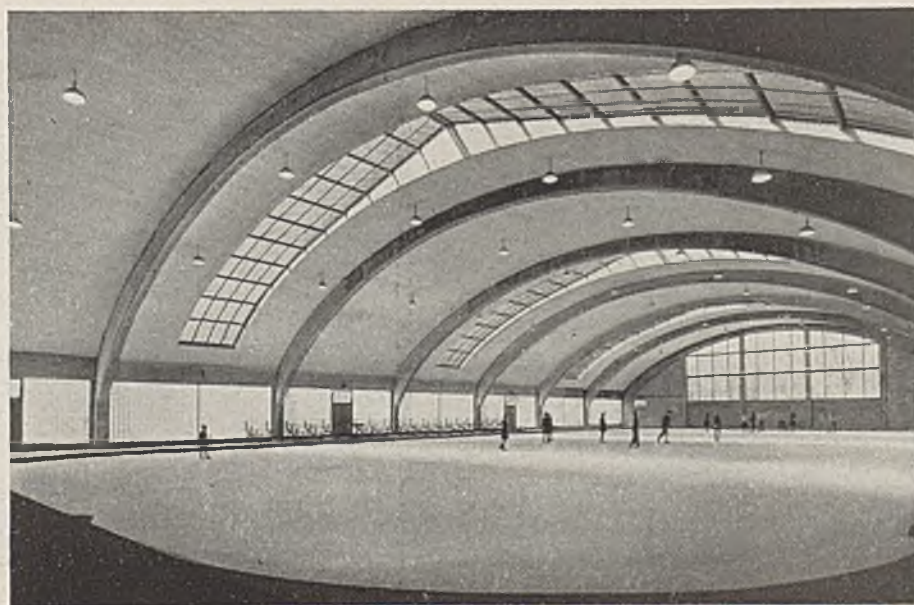


Abb. 12. Eislaufhalle in Haverford (USA.).

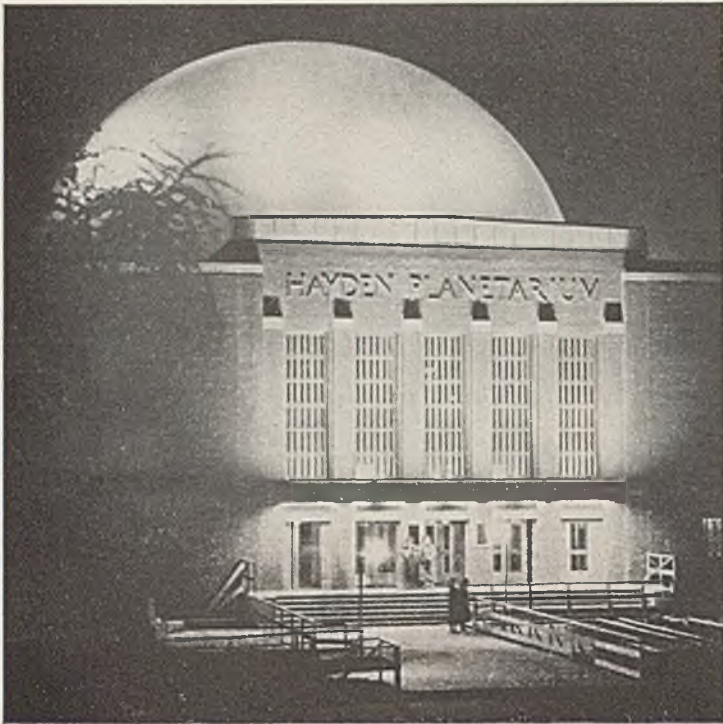


Abb. 13. Planetarium in New York. Nachtaufnahme.



Abb. 14. Rüstung der Kuppel für das Planetarium in New York.

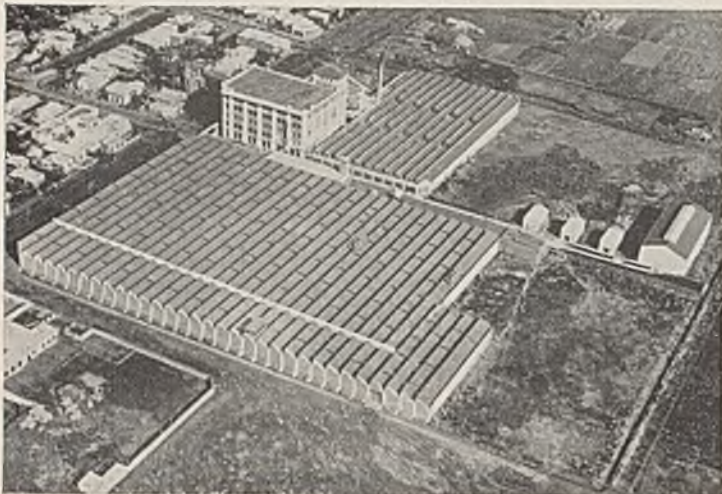


Abb. 15. Shedbau der Textilfabrik Grafa in Buenos Aires.

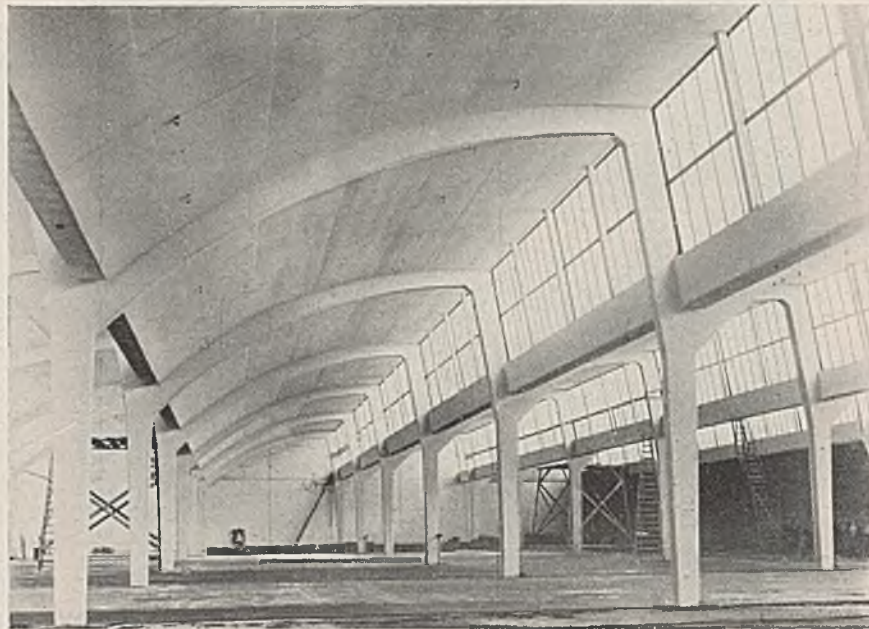


Abb. 16. Textilfabrik Grafa in Buenos Aires.

Diese Bilder sind im Hinblick auf unsere derzeitigen Bemühungen zur Einsparung an Bauholz und wirtschaftlicheren Verwertung der vorhandenen Arbeitskräfte besonders interessant. Die bei uns zur Regel gewordenen außergewöhnlich kurzen Bauermine verbieten es aber meist, diesen Weg zu beschreiten.

Kurze Bauermine und Sparmaßnahmen schließen sich fast immer gegenseitig aus. Als weiteres Beispiel amerikanischer Bauten soll noch die Eislauhalle in Haverford²⁾ gezeigt werden.



Abb. 17. Textilfabrik Grafa im Bau.

Links: Aufstellen der Rüstung und Blechschalung. Mitte: Verlegen der Eisenbewehrung. Rechts: Betonieren der Schale.

²⁾ Architekt E. Nelson Edwards.

Selbst dieser verhältnismäßig kleine Bau mit nur 2300 m² Grundfläche wurde unter vierfacher Verwendung der Gerüste erstellt. Jeder Bauabschnitt besteht aus zwei Bindern, und die Schale krägt nach beiden Seiten über die Binder frei aus (Abbild. 12). Die zwischen den einzelnen Bauabschnitten liegenden raupenförmigen Oberlichter zeigen die Lage der Dehnungsfugen.

Auch bei dem Bau des Planetariums in New York (Abb. 13), einer Kuppel von 24,5 m Spannweite, wurde eine interessante Gerüstkonstruktion verwendet. Die Kranzhölzer sind am

oberen und unteren Ende so eingeschnitten, daß sie sich gegen Druckringe abstützen. Diese Ringe sind aus Gasrohren gebogen. Auf diese Weise wurden die Kranzhölzer zu einer Kuppel zusammengefügt (Abb. 14). Diagonal aufgenagelte Latten geben die notwendige Versteifung und das Auflager für die aus Platten bestehende Schalung. Sämtliche nordamerikanischen Bauten kamen in Zusammenarbeit mit der Firma Roberts & Schaefer in Chicago zur Ausführung.

Abb. 15 bis 17 zeigen als Ausschnitt aus den südamerikanischen Arbeiten den Bau der Textilfabrik Grafa³⁾, bei der rd. 50 000 m² Fabrik-

³⁾ B. u. E. 1936, Heft 10, S. 159.

fläche mit Schalensheds überdeckt wurden. Auch bei diesem Shedbau, der zum Teil von Dyckerhoff & Widmann und zum Teil von der Firma F. H. Schmidt in Buenos Aires gebaut wurde, ist die Rüstung in Hinblick auf einen möglichst geringen Arbeits- und Holzbedarf und eine möglichst oftmalige Wiederverwendbarkeit sorgfältig durchkonstruiert. Es kamen Rüsttürme und Fachwerkbinder zur Verwendung, die auf einfache Weise zusammengesetzt werden können. Die Schalung besteht aus 2 m² großen Blechplatten, die durch hochkant stehende Bretter unterstützt werden.

Eine große Anzahl von Bauten kam auch in den Balkanländern zur Ausführung. Abb. 18 bis 21 zeigen eine Flugzeughalle mit 3300 m² Stellfläche. Die Dachkonstruktion besteht aus drei Gewölben mit je 24,5 m

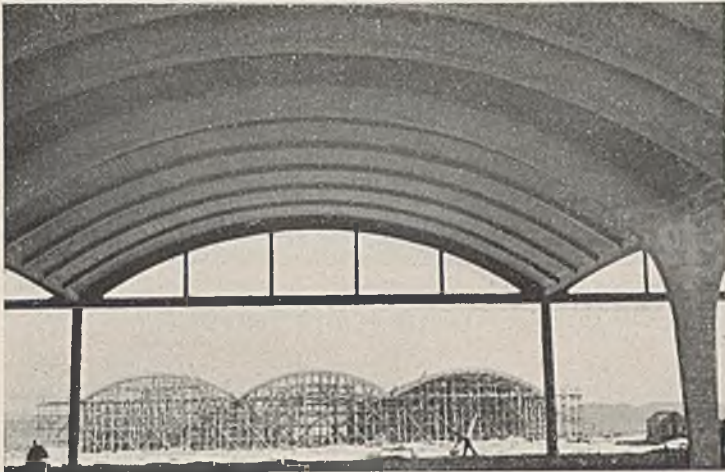


Abb. 18. Flugzeughalle im Balkangebiet. Blick gegen die Torfront.



Abb. 21. Flugzeughalle im Balkangebiet. Innenansicht.

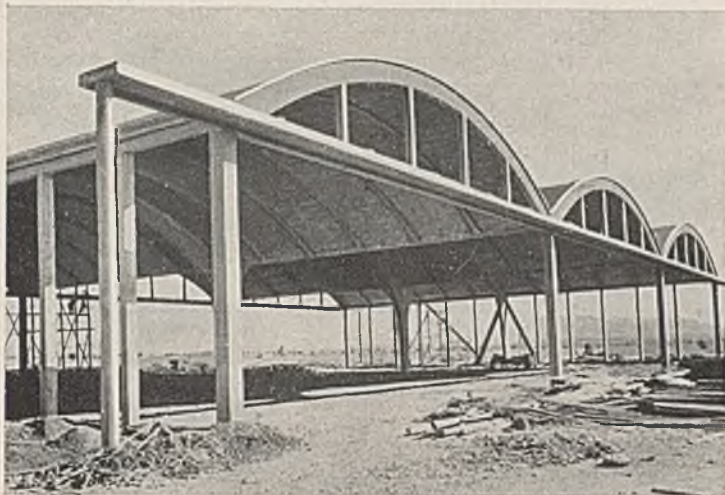


Abb. 19. Flugzeughalle im Balkangebiet. Torfront der entschalteten Halle.

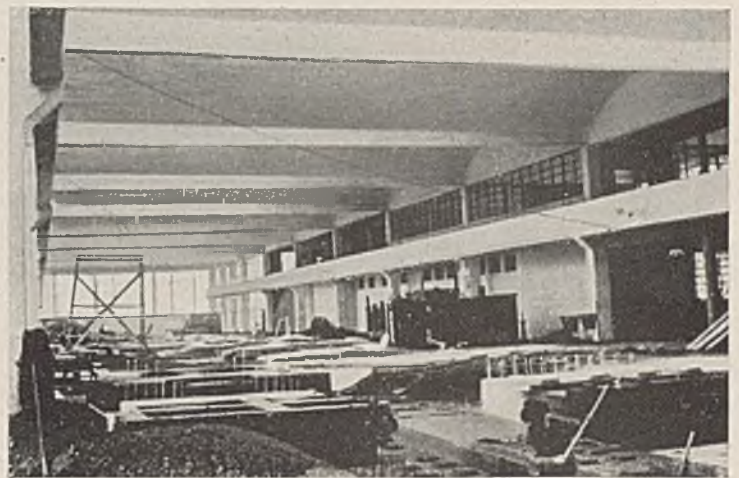


Abb. 22. Walzwerkhalle in Bukarest.

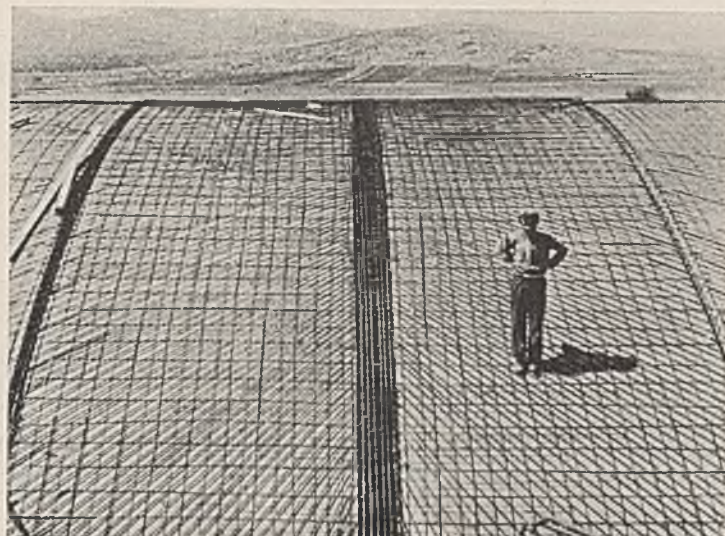


Abb. 20. Flugzeughalle im Balkangebiet. Eisenbewehrung eines Schalengewölbes.

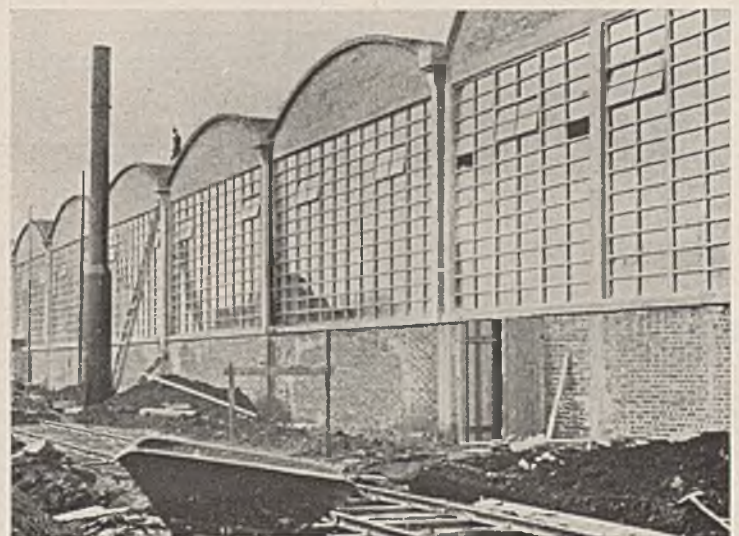


Abb. 23. Walzwerkhalle in Bukarest. Verglasung mit Hilfe von Betonsprossen.



Abb. 24.
Spinnerei Corona in Kronstadt.

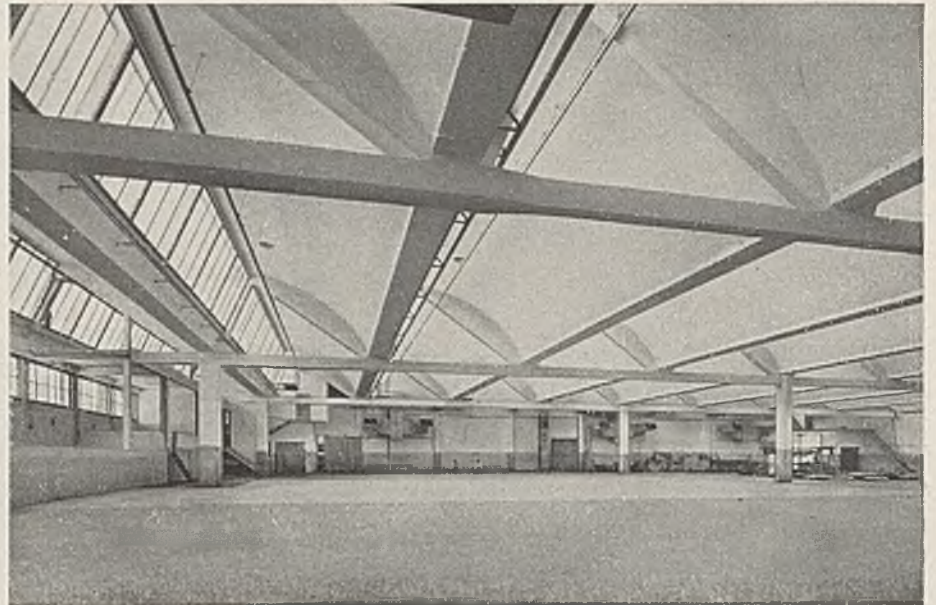


Abb. 26. Bindfadenfabrik Schaffhausen.
Blick auf die Abfangung der Schalensheds durch Fachwerkträger.

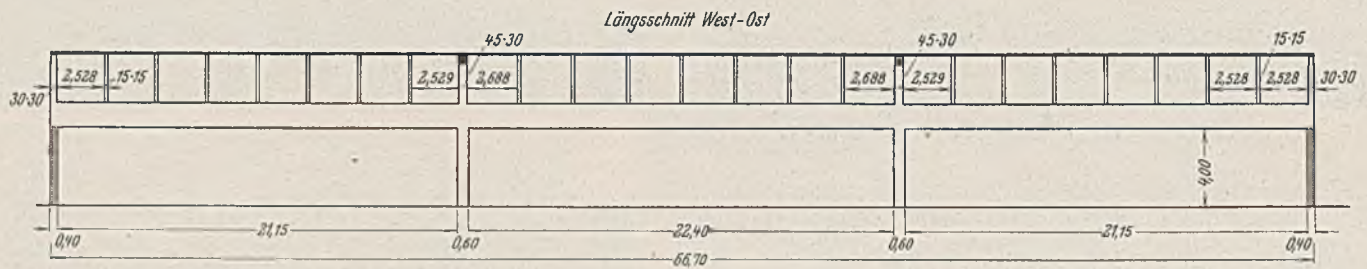
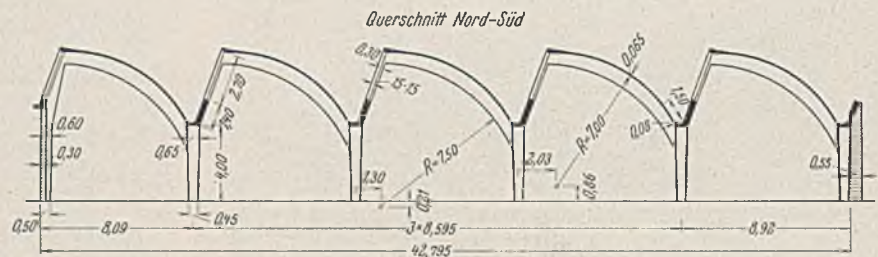


Abb. 25.
Spinnerei Corona in Kronstadt.
Längs- und Querschnitt
durch die Schalengewölbe der Sheds.



Spannweite, die zur Erhöhung der Knicksicherheit mit leichten Bogenrippen ausgesteift sind. Derzeit sind sieben solcher Flugzeughallen im Bau, die teilweise wesentlich größere Spannweiten aufweisen. In den Balkanländern stehen billige Arbeitskräfte zur Verfügung. Die Bauindustrie geht deshalb hier den umgekehrten Weg wie in Nordamerika. Man spart möglichst an Einrichtungen und vor allem an Materialien, die aus dem Auslande bezogen werden müssen.

Abb. 22 u. 23 zeigen den Bau einer Walzwerkhalle in Bukarest mit einer überdeckten Grundrißfläche von 12 000 m². Die einzelnen Tonnengewölbe haben eine Spannweite von 20 × 10 m. Interessant ist, daß für die Fensterflächen zur Einsparung von Walzprofilen ausschließlich Eisenbetonsprossen zur Verwendung kommen. Es lassen sich dabei schöne architektonische Wirkungen erzielen. Diese Betonsprossen haben sich so gut bewährt, daß sie in vielen Ländern allgemein zur Verwendung kommen. Die Bauausführung besorgte die Firma Jasz, Bukarest.

Abb. 24 u. 25 zeigen einen Shedbau in Siebenbürgen mit Spannweiten von 23 m. Auffallend ist dabei die außergewöhnliche Gleichmäßigkeit der Belichtung, die auf die günstige Reflexwirkung der gewölbten Schale zurückzuführen ist. Dieser Vorzug der Schalensheds, zu dem noch ihre besondere Wirtschaftlichkeit tritt, hat zu einer vielfachen Verwendung dieses Typs im Industriebau geführt.

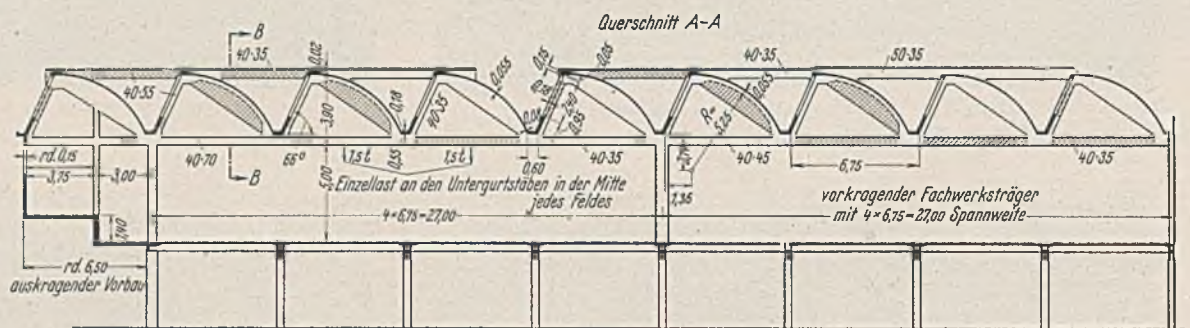


Abb. 27. Bindfadenfabrik Schaffhausen.

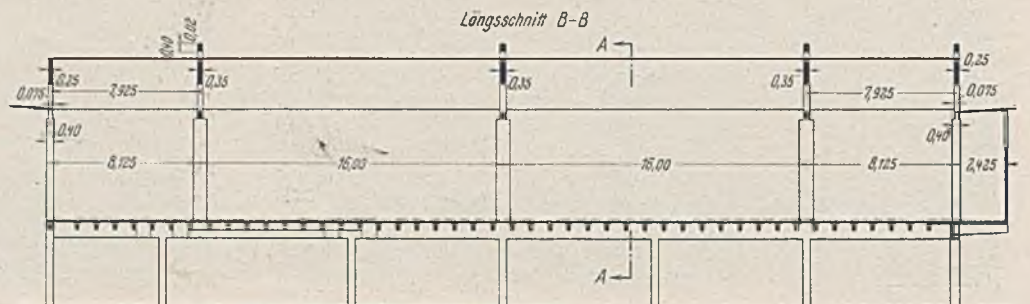


Abb. 28. Bindfadenfabrik Schaffhausen.

Eine weitere Anwendung dieser Bauweise zeigen Abb. 26 bis 29 von dem Neubau der schweizerischen Bindfadefabrik in Schaffhausen. Die Sheds haben eine Spannweite von $6,75 \times 16$ m. Durch Abfangen von je vier Sheds durch einen Fachwerkträger wurde der Abstand der Stützen auf 27 m gesteigert. Der Fachwerkträger kam als vorgespannte Konstruktion „Bauart Flisterwalder“ zur Ausführung. Man erhielt auf diese Weise sehr große stützenfreie Räume. Auch Abb. 26 zeigt anschaulich die gute Belichtung. Bei diesem Bau wirkte Prof. Maier-Leibnitz als Berater der Bauherrschaft, während die Firma Locher in Zürich die Ausführung besorgt.

Zum Schluß sollen noch einige Bauten aus England

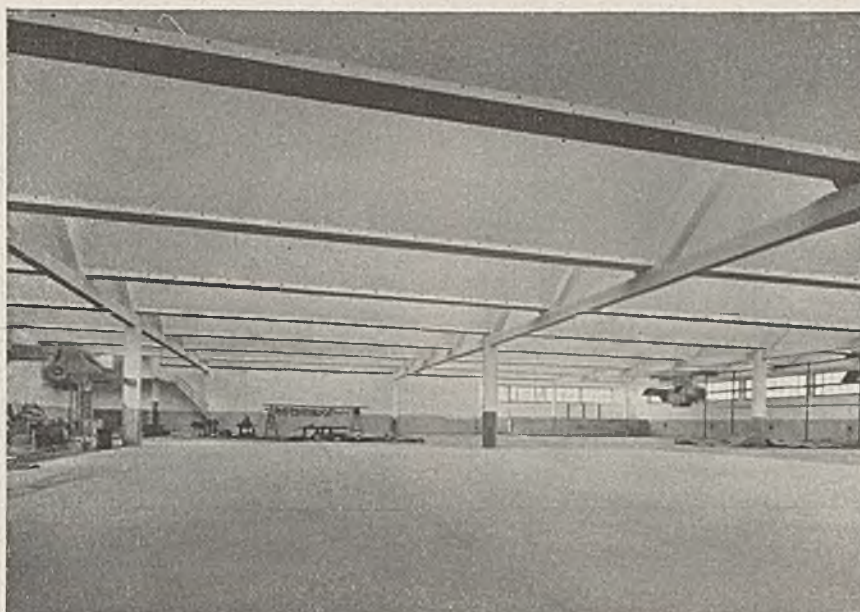


Abb. 29. Bindfadefabrik Schaffhausen.
Blick in Richtung des einfallenden Lichtes.

Erwähnung finden, die in Zusammenarbeit mit der Firma Architectural Services Ltd., London, entstanden. Obgleich sich in dem konservativen England der Eisenbeton nur langsam Eingang verschafft, sind schon eine Anzahl von Hallen in Schalenbauweise zur Ausführung gelangt. Abb. 30 zeigt eine Autogarage in London, Abb. 31 ein Bahnsteigdach auf einer Vorortlinie von London und Abb. 32 bis 36 eine der Flugzeughallen in Doncaster. In England werden Eisenbetonkonstruktionen fast ausschließlich unter Verwendung von Stahlrohrgerüsten ausgeführt (Abb. 34). Bei diesen Gerüsten geschieht die Kräfteübertragung zum großen Teil durch Reibungsverbindungen (Abb. 35). Man ist dabei sehr auf die Zuverlässigkeit der Arbeiter an-

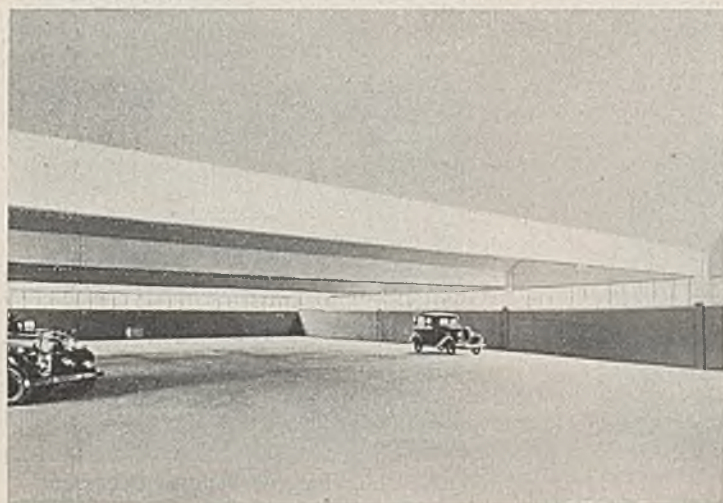


Abb. 30.
Autogarage in London.



Abb. 31.
Bahnsteigdach Malden Manor (Southern Railway), London.

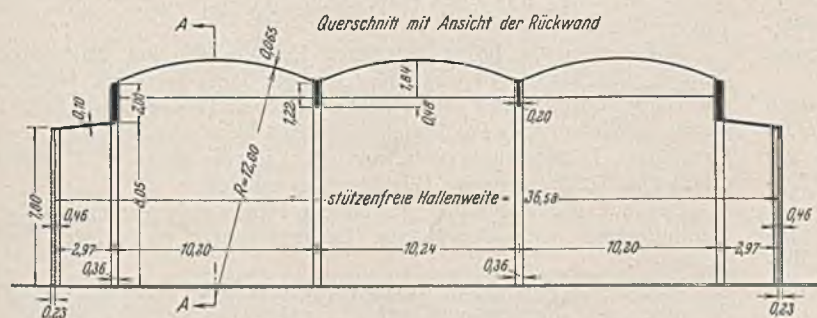
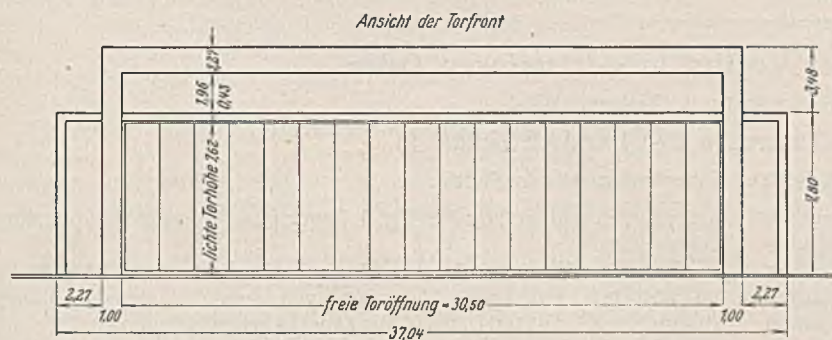


Abb. 33. Flugzeughalle in Doncaster.

gewiesen. Es besteht die Gefahr, daß sich diese Verbindungen durch die Erschütterungen des Baubetriebes lockern können. Die weite Verbreitung dieser Rüstungsart in England scheint aber doch darauf hinzuweisen, daß sich in der Praxis keine besonderen Mißstände ergeben haben. Die in Abb. 36 gezeigte Anwendung bei der Einschaltung einer Säule erscheint dagegen reichlich umständlich. — Derzeit sind in Manchester für einen Autobusbahnhof Hallen von außerordentlich großer Spannweite im Bau, und zwar eine Abstellhalle mit 55 m freier Spannweite und 100 m Länge und eine Werkstatthalle mit 45 m Spannweite und 70 m Länge.

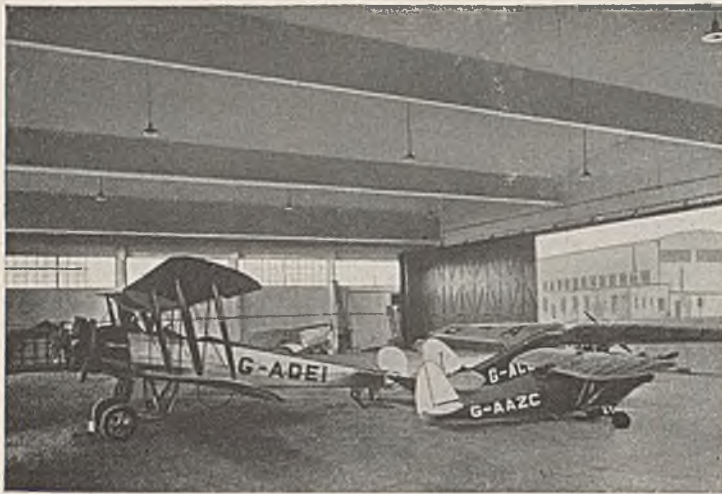


Abb. 32. Flugzeughalle in Doncaster.
Blick durch die Tore auf eine ähnliche Halle.



Abb. 35. Flugzeughalle in Doncaster.
Einzelheit des Stahlrohrgerüsts.

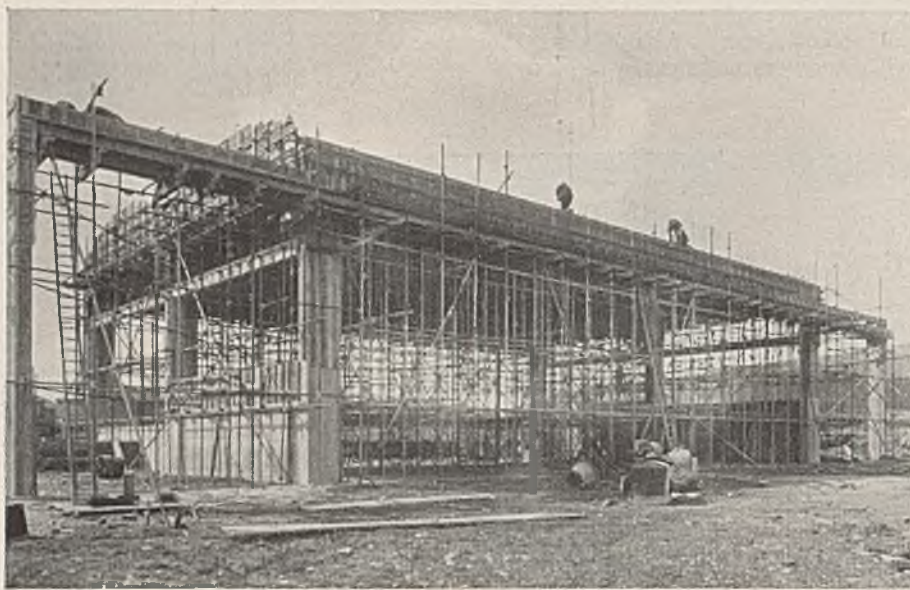


Abb. 34.
Stahlrohrgerüst der Flugzeughalle in Doncaster.



Abb. 36. Flugzeughalle in Doncaster.
Schalung einer Hauptsäule.

Die Firma Dyckerhoff & Widmann hat sich dieser Auslandsarbeit trotz der angespannten Lage auf dem deutschen Bauparkt im Interesse der deutschen Devisenwirtschaft mit aller Energie gewidmet. Bislang sind im Auslande

rd. 300 000 m² Hallenfläche in Schalenbauweise zur Ausführung gekommen. Manche dieser Bauten gehören zu den bedeutendsten Eisenbetonbauwerken dieser Länder und werben so für das Ansehen unseres Vaterlandes.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Verbesserung der Vorflut in der unteren Oder

nach dem Gesetz vom 4. August 1904.

IV. Maßnahmen im Interesse der Landwirtschaft. *)

Von Oberbaurat Erich Badke, Kulturbaubeamter in Stettin.

Das Preußische Gesetz vom 4. August 1904 betr. die Verbesserung der Vorflut in der unteren Oder stellte nicht nur Mittel für einen großzügigen Ausbau des Stromes zur besseren Abführung der Hochwässer und für eine Verbesserung der Schifffahrtstraße zur Verfügung, sondern ermöglichte auch die Durchführung von Maßnahmen zur vollkommenen wirtschaftlichen Ausnutzung der im unteren Odertal gelegenen wertvollen Wiesen.

Diese Maßnahmen waren erforderlich, weil fast in jedem Jahre mehrmals eine Überflutung des Grünlandes stattfand, wodurch die an Futterwert und Masse reiche Heuernte gefährdet oder vernichtet wurde.

Die hohen Wasserstände und die damit verbundenen unzeitigen Überflutungen der Oderwiesen wurden teils durch Hochwasser der Oder selbst, teils durch den bei Nordwind auftretenden Rückstau von der Ostsee und vom Haff her erzeugt, worüber Aufsatz I unter B. 2 (Bau-techn. 1938, Heft 23/24, S. 256 ff.) nähere Ausführungen bringt.

Diese unzeitigen Überflutungen verursachten eine ständig fortschreitende Versumpfung der Wiesen im unteren Odertal, und die Versumpfung hatte zur Folge, daß die wertvollen Futtergräser immer mehr

zurückgingen und an ihrer Stelle sich Seggen und wertlose Sumpfkrauter breit machten.

Das ebene Wiesengebiet war früher fast ausschließlich mit Süßgräsern von höchstem Futterwert bestanden, von denen *Phalaris arundinacea* (Rohrglanzgras), *Glyceria spectabilis* (Ansehnliches Mannagras), *Poa fertilis* (Fruchtbare Rispe) und *Alopecurus pratensis* (Wiesenfuchsschwanz) untermischt mit *Lotus uliginosus* (Sumpfschotenkiee) in den tieferen Lagen vorherrschten.

Auf den etwas höher gelegenen Rehnen, die aus Mineralboden (Schlick untermischt mit mehr oder weniger Sand) bestehen, setzte sich die Narbe überwiegend aus *Festuca pratensis* (Wiesenschwingel), *Poa pratensis* (Wiesenrispe), *Poa trivialis* (Gemeine Rispe), *Agrostis alba* (Weißes Straußgras), *Festuca rubra* (Rotschwingel), *Lathyrus pratensis* (Wiesenplatterbse) und *Trifolium repens* (Weißklee) zusammen.

Das auf diesen Flächen gewonnene Heu wurde vordem auf dem Rohfuttermarkt unter dem Namen „Oderwiesenheu“ zu höchsten Preisen gehandelt.

Nur in den schlecht entwässerten, von höheren Rehnen umgebenen Schlenken und Kesseln und auf den näher bei Stettin unterhalb des Mescheriner Dammes flach über dem Odermittelwasser gelegenen, über-

*) Fortsetzung aus Bautechn. 1939, Heft 13.

wiegend aus schlickhaltigem Niedermoor bestehenden Flächen herrschten Seggen verschiedenster Art, untermischt mit Sumpfkrautern, vor. *Calamagrostis lanceolata* (Lanzettliches Schilf) fand sich hier stellenweise in Reinbeständen.

Der außergewöhnlich wertvolle Bestand des größten Teiles der Wiesen war darauf zurückzuführen, daß die Hochwässer der Oder reiche Schlickmassen mit sich führten, die die Flächen auf natürlichem Wege düngten. Wenn nämlich das Wasser bei ansteigenden Wasserständen aus den eigentlichen Wasserläufen ausuferte und über die Wiesen floß, verlangsamte sich die Wassergeschwindigkeit so stark, daß der im Wasser mitgeführte Schlick sich ablagerte und die Wiesen düngte. Die Heuenernte war infolgedessen immer dann besonders gut, wenn ein starkes Winterhochwasser das Wiesental überflutet hatte.

Um diese Bestände während der Vegetationszeit vor Vernichtung durch Hochwasser zu schützen, mußten im Interesse der Landwirtschaft entsprechend den vorhergehenden Ausführungen Maßnahmen getroffen werden, die verhinderten, daß die Wiesen im Sommer überflutet werden konnten. Daneben sollte das düngende Hochwasser während der Vegetationsruhe möglichst gleichmäßig und ausgiebig über das ganze Wiesengebiet verteilt werden.

Diese beiden Forderungen wurden von den Eigentümern der im unteren Odertal gelegenen Wiesen bei allen Verhandlungen über die Ausführung der nach dem Gesetz vorgesehenen Maßnahmen gestellt. Nur einige vorausschauende Wiesenwirte traten schon damals für den Bau von hochwasserfreien Deichen ein, wobei sie bewußt auf die Ausnutzung der düngenden Wirkung des Winterhochwassers verzichten und dafür lieber ganz und gar Trockenwirtschaft betreiben wollten.

Die im Interesse der Landwirtschaft zu treffenden Maßnahmen mußten sich naturgemäß in den Plan einfügen, der zur Verbesserung der Vorflut und für den Ausbau einer brauchbaren Wasserstraße aufgestellt worden war. Dieser Plan sah in erster Linie den Ausbau der Oder am östlichen Talrande entlang als Hauptvorfluter für die aus dem oberen Stromlauf kommenden Wassermengen und als Schifffahrtstraße von Stettin nach Schlesien und den Ausbau eines Wasserlaufs am Westrande des Tales als Vorfluter für das Oderbruch und die unterhalb belegene Niederung und als Schifffahrtstraße von Stettin nach Berlin vor.

Durch den Ausbau dieses westlichen Wasserlaufs, der heutigen Stettin-Hohensaatener Wasserstraße, die selbst fast ohne Gefälle von Hohensaaten abwärts bis Friedrichsthal durch einen hochwasserfreien Deich vor dem Hochwasser der Oder geschützt wird, konnte der Ausgangspunkt für die natürliche Entwässerung der oberhalb Stützkow an der Oder gelegenen Flächen der Deichverbände im Ober- und Niederoderbruch bis nach Friedrichsthal flußabwärts verlegt werden. Hierdurch wurde die natürliche Vorflut für diese Verbände wesentlich verbessert und gleichzeitig erreicht, daß der Schöpfwerksbetrieb für die künstliche Senkung des Grundwasserspiegels im Gebiete der Verbände stark eingeschränkt werden konnte. Dem Deichverband im Niederoderbruch in Freienwalde ist deswegen die Unterhaltung des Flügeldiches am östlichen Ufer der Wasserstraße bis Friedrichsthal abwärts übertragen worden.

Der bei dem Ausbau der neuen Stromläufe gewonnene Boden wurde in Deiche eingebaut, um die nur niedrig über dem Mittelwasser der Oder gelegenen Wiesenflächen vor Sommerhochwasser zu schützen. Um die Deiche vor dem zerstörenden Einfluß des sie überflutenden Winterhochwassers möglichst zu bewahren, erhielten sie bei einer Kronenbreite von 2 m Außenböschungen im Verhältnis 1:6 und ganz flache Innenböschungen im Verhältnis 1:10.

Die Deiche haben den Angriffen durch Hochwasser bisher gut standgehalten. Nur dort, wo sie gleich nach ihrer Fertigstellung durch außergewöhnlich starkes Hochwasser überflutet wurden, waren Deichbrüche nicht zu vermeiden. Nachdem sich die Rasendecke genügend verwurzelt hat, sind erwähnenswerte Schäden an den Deichen nicht mehr aufgetreten.

Von der Wasserstraßenverwaltung wurden ferner die für eine möglichst gleichmäßige und intensive Verteilung des düngenden Winterhochwassers dienenden Bauwerke ausgeführt. Die Ausbreitung des Wassers auf den Wiesen mußte auch dann möglich sein, wenn das Winterhochwasser nicht so hoch anstieg, daß die Krone der Sommerdeiche überflutet wurde.

Zu diesen Bauwerken gehören die im Zuge der Deiche errichteten Einlaßbauwerke, Deichlücken, Schleusen und Siele, die im Aufsatz III: Bauwerke (Bautechn. 1938, Heft 45, S. 601 ff.) eingehend beschrieben worden sind.

Daneben regeln das Crleort und das Niedersaatener Einlaßbauwerk die Ableitung eines Teiles des Oderhochwassers aus dem Strom selber auf das zwischen den beiden Hauptwasserstraßen gelegene Wiesengebiet.

Die Überflutung der Wiesen wird im übrigen nach der unter dem 14. Juli 1931 von dem Reichsverkehrsminister und dem Preußischen Minister für Landwirtschaft, Domänen und Forsten erlassenen Polizeiverordnung zur Regelung der Wasserwirtschaft im Gebiete der unteren Oder (Wasserordnung) alljährlich durchgeführt. Diese Verordnung bestimmt, daß bei Freigabe der Polder für die Überflutung in erster Linie dafür gesorgt wird, daß in den Poldern selber ein ausreichendes Wasserpolster dadurch gebildet wird, daß man bei steigendem Wasserspiegel zunächst

die flußabwärts gelegenen Einlaßbauwerke der einzelnen Polder öffnet und durch das dann einfließende Wasser die Wiesen langsam überstaut. Erst wenn die einzelnen Polder einigermaßen gefüllt sind, werden die übrigen oberen Einlaßbauwerke geöffnet, womit dann die eigentliche Durchflutung beginnt. Durch diese Maßnahme wird erreicht, daß Zerstörungen an den landwirtschaftlich genutzten Flächen und an den Deichen durch zu stark strömendes Wasser vermieden werden.

Durch die Einlaß- und Auslaßbauwerke wird das Oderhochwasser nicht nur in südöstlicher Richtung, sondern auch von Osten nach Westen, quer zur eigentlichen Stromrichtung, von der Oder zur Westoder geleitet. Diese Querverteilung des Wassers bewirkt, daß immer neues Frischwasser, von dem Hauptstromlauf kommend, das ausgedehnte Wiesengebiet überströmt.

Bei den Hochwasserwellen, die nach Fertigstellung der Anlagen zum Abfluß kamen, konnte beobachtet werden, daß eine planmäßige und vollkommene Überflutung der Wiesen mit Hilfe der geschaffenen Anlagen möglich ist, daß diese also den an sie gestellten Anforderungen genügen.

Der Ausbau der Oder und der Stettin-Hohensaatener Wasserstraße hat das Wiesengebiet in zwei am westlichen und am östlichen Rande gelegene Randpoldergebiete und in das Mittelpoldergebiet aufgeteilt. Während der Bauausführung wurde der ursprüngliche Plan für die Einteilung des ganzen Gebiets in einzelne Mittel- und Randpolder mehrfach geändert.

Bei Erlass des Gesetzes vom 4. August 1904 bestanden in dem auszubauenden Teile der Oder bereits die Wassergenossenschaft Crlewen und die Wassergenossenschaft Schwedt. Erstere war im Jahre 1893, letztere im Jahre 1895 gegründet worden. Beide hatten vor Beginn der Oderregulierungsarbeiten Deiche zum Schutze ihrer Flächen errichtet, Gräben zur Entwässerung der Wiesen ausgebaut und je eine Schöpfwerk-anlage errichtet. Siele dienen zur Ableitung des Wassers aus den Poldern im Wege natürlicher Vorflut. Diese beiden Wassergenossenschaften sind im Jahre 1931 in Deichverbände umgewandelt worden.

Für das weiter unterhalb gelegene Wiesengebiet wurde im Jahre 1907 der Deichverband an der unteren Oder gegründet. Dieser Verband zerfällt in neun Randpolder, von denen fünf westlich der Stettin-Hohensaatener Wasserstraße und vier östlich der Oder liegen. Das Wiesengebiet zwischen den beiden Hauptwasserstraßen unterhalb der Querverbindung Schwedt-Nipperwiese zerfällt in drei Mittelpolder.

Neben den von der Wasserstraßenverwaltung ausgeführten Deichanlagen, Vorflutern und Kunstbauten hat der Deichverband selber eine große Zahl von Anlagen geschaffen, die dazu dienen sollen, die Vorbedingungen für eine landwirtschaftliche Bewirtschaftung der Flächen zu erfüllen.

Während die von der Wasserstraßenverwaltung ausgeführten Anlagen nach den von ihr selber aufgestellten Plänen durchgeführt wurden, geschah der innere Ausbau der einzelnen Polder nach Entwürfen der Kulturbauverwaltung.

In der nachstehenden Tabelle sind nähere Angaben über die Größe und die Ausführungskosten der für die einzelnen Polder des Deichverbandes an der unteren Oder geschaffenen Anlagen gemacht. Bemerkt sei hierzu, daß mit der Ausführung dieser Anlagen erst im Jahre 1925 begonnen wurde, so daß im Gegensatz zu den Arbeiten der Wasserstraßenverwaltung alle Ausgaben nach der Inflation getätigt worden sind.

Name des Polders	Größe	Ausführungskosten	Bemerkungen
	ha	RM	
Schloßwiesen-Polder	200,0	75 000	Randpolder
Polder oberhalb Friedrichsthal	61,5	12 200	"
Friedrichsthaler Polder . . .	653,0	254 000	"
Heiliggeistwiesen-Polder . .	20,7	6 000	"
Staffelder Polder	63,0	10 000	"
Fiddichower Polder	1510,0	365 000	Mittelpolder
Gartzer Polder	2088,0	715 000	"
Schillersdorfer Polder	2606,0	520 000	"
Marwitzer Polder	801,0	460 000	Randpolder
Greifenhagener Polder	90,0	85 000	"
Eichwerderer Polder	110,0	140 000	"
Sydowsauer Polder	108,0	130 000	"
Zusammen:	8311,2	2 772 000	

Schon während der Bauzeit nahm die düngende Wirkung des Winterhochwassers immer mehr ab. Diese Erscheinung ist darauf zurückzuführen, daß die Oder und ihre Nebenflüsse im Laufe der Jahre immer vollkommener ausgebaut und reguliert worden sind, und daß eine größere Zahl von Staubecken zur Aufnahme der Hochwasserwellen geschaffen worden ist. Hierdurch ist naturgemäß die Anreicherung des Hochwassers mit düngendem Schlick immer geringer geworden. Die Heuerträge im unteren Odergebiete sind infolgedessen nach Futterwert und Masse von Jahr zu Jahr immer geringer geworden. Die Überflutung der Wiesen im

Winter verursacht jetzt mehr Schaden als Nutzen, weil durch sie die für den Moor- und Schlickboden dringend notwendige Durchlüftung während der Vegetationsruhe mehr oder weniger verhindert wird.

Die Wiesenbesitzer glaubten zunächst, daß der nach und nach während der Bauzeit beobachtete katastrophale Rückgang der Erträge von den Grünlandflächen darauf zurückzuführen sei, daß die intensive Überflutung der Wiesen mit dem düngenden Hochwasser durch die Deiche verhindert wurde. Als man aber feststellen mußte, daß auch die Erträge auf dem vor den Deichen liegenden uneingedeichten Vorgelände von Jahr zu Jahr immer geringer wurden, erkannte man, daß die Mindererträge darauf zurückzuführen seien, daß die düngende Wirkung des Winterhochwassers stark zurückgegangen sei. Normale Erträge können infolgedessen jetzt nur dann erzielt werden, wenn die eingedeichten Flächen während des Winters nicht mehr überflutet, sondern in Trockenwirtschaft genutzt werden. Letztere ist aus betriebswirtschaftlichen Gründen aber nur dann möglich, wenn die bisherige Überflutung der Flächen während der Wintermonate unbedingt verhindert und der Grundwasserspiegel gerade während der Wintermonate möglichst tief abgesenkt wird.

Diese Überlegung hat dazu geführt, daß bereits während der Bauzeit die ursprünglich als Sommerdeiche geplanten Deiche einiger Randpolder von der Staatsbauverwaltung sofort als Winterdeiche hergestellt wurden. Dies war möglich, weil bei der Bemessung der Abflußquerschnitte für das höchste Winterhochwasser die Flächen der Randpolder nicht mit berücksichtigt worden waren. Inzwischen hat der Deichverband an der unteren Oder den Umbau der Sommerdeiche in Winterdeiche für die restlichen Randpolder in Angriff genommen und die Anlagen zum größten Teil schon fertiggestellt.

Über die innerhalb der Polder von dem Deichverband an der unteren Oder ausgeführten Anlagen ist in großen Zügen folgendes zu erwähnen.

Nach dem ursprünglichen Entwurf sollten auch die ganz kleinen Randpoldergebiete an der Wasserstraße Berlin—Stettin durch Deiche geschützt werden. Durch die Herstellung dieser Deiche wären jedoch so hohe Kosten erwachsen, daß der zu erwartende wirtschaftliche Vorteil zu teuer erkauft worden wäre. Bei diesen Flächen hat man deswegen auf die Ausführung der Deiche verzichtet und sich darauf beschränkt, die besonders niedrig gelegenen Flächen durch Mutterboden aufzuhöhen. Dieser Boden wurde bei der Verbreiterung der Hauptwasserläufe gewonnen und durch Spüler auf die Flächen verteilt. Hierdurch erreichte man, daß die schon bei geringem Ansteigen des Wasserspiegels gefährdeten, außerordentlich tief gelegenen Wiesenteile soweit aufgehöhht wurden, daß sie einlegetmaßen sicher bewirtschaftet werden können.

Da die Flächen der eingedeichten Polder ganz flach über dem MW der Oder liegen, muß der Grundwasserspiegel künstlich gesenkt werden, wenn die eingedeichten Flächen intensiv bewirtschaftet werden sollen.

Die Leistung der Schöpfwerkmaschinen ist so bemessen worden, daß das zum Abfluß gelangende Niederschlagwasser — in den Randpoldern unter Berücksichtigung des Zuflusses aus dem benachbarten Fremdgebiete — so schnell gefördert werden kann, daß Schäden an den Kulturen nicht erwachsen.

Druckwasser infolge hoher Flußwasserstände brauchte bei der Bemessung der Maschinenleistung nicht berücksichtigt zu werden, weil das im Mündungsgebiete der Oder überall vorhandene stark mit Schlick durchsetzte Niederungsmoor und der reine Schlickboden selbst bei verhältnismäßig hohem Überdruck Wasser nicht durchlassen.

Das in geringen Mengen hinter den Deichen sich sammelnde Druckwasser wird in Grippen, die parallel zu den Deichen verlaufen, abgefangen und den Schöpfwerken zugeleitet.

Die Schöpfwerkmaschinen, in denen Zentrifugalpumpen mit senkrechter Welle betrieben werden, sind über die Polder so verteilt, daß die innerhalb der letzteren vorhandenen größeren Wasserflächen (Altarme) als Schöpfwerkbecken dienen können und daß die Anlagen möglichst im Zentrum der von ihnen zu entwässernden Flächen liegen. Hierdurch wird erreicht, daß totes Gefälle vermieden und daß das abzuführende Niederschlagwasser auf möglichst kurzem Wege aus dem Polder entfernt wird. Die Pumpen sind im übrigen überall so tief eingebaut worden, daß selbst bei außergewöhnlich starken Sackungen immer noch eine ausreichende Entwässerung durchgeführt und daß auch bei Nutzung der Polderflächen als Acker der Grundwasserspiegel überall genügend tief abgesenkt werden kann.

V. Die Erd- und Böschungsarbeiten.

Von Landesbaurat a. D. Blumenthal in Berlin und Regierungs- und Baurat Wilhelm, Münster i. W.

A. Allgemeine Gesichtspunkte.

In der dem Gesetze zugrunde gelegten Denkschrift war davon ausgegangen, daß die gesamten Erd- und Böschungsarbeiten im staatlichen Eigenbetriebe ausgeführt werden sollten. Dabei war angenommen, daß die erforderlichen Geräte vom Baufonds erworben und durch die Arbeiten abgeschrieben werden sollten, so daß sie nach Durchführung des Unter-

Diese Maßnahme hat sich bereits in dem Schloßwiesen-Polder, dem Sydowsauer Polder und in dem Friedrichsthaler Polder sehr gut bewährt. Der erstgenannte Polder wird schon fast ganz und der Sydowsauer Polder zum weitaus größten Teile als Acker genutzt, während in dem Friedrichsthaler Polder große Wiesenflächen in Ackerland umgewandelt worden sind.

Als Antriebmaschinen arbeiten überall dort Elektromotoren, wo die Zuleitung elektrischer Energie aus dem Netz der Überlandzentrale zu tragbaren Bedingungen möglich war. Nur dort, wo die Zuleitung des Stromes zu teuer wurde, fanden Dieselmotoren Verwendung. Die Leistung der einzelnen Schöpfwerkmaschinen, von denen elf in Betrieb genommen, während fünf weitere geplant worden sind, schwankt zwischen 90 l/sek und 3,5 m³/sek. Der Crlwener und der Schwedter Deichverband besitzen Dampfschöpfwerke älterer Konstruktion mit einer Leistung von je 13 m³/sek.

Das Grabennetz in den Poldern ist so ausgebaut worden, daß jede einzelne Parzelle Anschluß an die Hauptvorflut erhalten hat. Binnengräben sind schon auf einem großen Teil der Polderflächen zur Ausführung gekommen. Das Binnengrabennetz muß allerdings mit fortschreitender Kultivierung der Flächen noch bedeutend enger gezogen werden.

Für die Abfuhr des Heues, die nach dem ursprünglichen Plan für die Vorflutverbesserung überwiegend auf dem Wasserwege geschehen sollte, ist von dem Deichverband im Laufe der Jahre eine große Zahl von Wirtschaftswegen in den einzelnen Poldern ausgeführt worden. Diese Wege sind, um die Ausführungskosten auf einen Mindestbetrag zu beschränken, vornehmlich im Zuge der vorhandenen höher gelegenen Rehren angeordnet worden, die in der Regel an den Vorflutern entlang verlaufen.

Überall dort, wo diese Wege Gräben oder größere Vorfluter kreuzen, sind Betonrohrdurchlässe verlegt oder Holzbrücken errichtet worden.

Der Fiddichower Polder ist auf der Westseite über vier Wirtschaftsbrücken zu erreichen. Auf der Oder dient eine größere Zahl von Motor- und Hand-Seilfähren dazu, den Fuhrwerksverkehr zwischen dem am rechten Ufer der Oder gelegenen Ortschaften und dem Polder zu vermitteln.

Ähnliche Einrichtungen sollen für den Gartzter Polder geschaffen werden, der im übrigen über die Gartzter Wirtschaftsbrücke und die beiden Straßenbrücken im Zuge des Mescheriner Damms zu erreichen ist.

Dieselben beiden Brücken dienen zum Anschluß des Schillersdorfer Polders, für den noch fünf Fähren beschafft werden sollen.

Bei der Bewirtschaftung der hochwasserfrei eingedeichten, ausreichend entwässerten Randpolderflächen und der teilweise verhältnismäßig hoch über dem Grundwasser gelegenen Mineralböden des Crlwener und des Schwedter Deichverbandes hat sich ergeben, daß diese Flächen nach Umwandlung in Acker bedeutend höhere Erträge bringen als bei der Nutzung in Form von Grünland. Bei dem Überfluß an Grünland, der zum großen Teil im unteren Odertal herrscht, ist die Umwandlung von Wiesen und Weiden in Acker nicht nur für die beteiligten Bauern, sondern auch für die gesamte Volkswirtschaft von Bedeutung. Die Beteiligten sind deshalb inzwischen überall dort, wo es betriebswirtschaftlich einlegetmaßen zu vertreten war, dazu übergegangen, die hochgelegenen und daher ausreichend entwässerten Mineralböden als Acker zu nutzen. Reiche Erträge an Hackfrüchten und Sommerung lohnen die aufgewendete Mühe.

Diese Umstellung in der Wirtschaftsform ist natürlich ohne Risiko nur dort möglich, wo die Flächen hochwasserfrei eingedeicht worden sind. Es ist deswegen im ganzen Odergebiet der Wunsch laut geworden, auch die Mittelpolder durch Aufhöhung der bisher nur als Sommerdeiche ausgeführten Deiche sicher gegen alle Hochwasserwellen zu schützen.

Der für die hochwasserfreie Eindeichung der Mittelpolder im unteren Odertal von Crlwert abwärts bis Klütz-Sydowsaue aufgestellte Entwurf hat bereits die Genehmigung der zuständigen Stellen erfahren. Mit den vorgesehenen Arbeiten ist im Frühjahr 1938 begonnen worden.

Da das Odertal von Marienhof abwärts bereits im Mündungsgebiet des Flusses liegt, ist ein nennenswerter Aufstau des Hochwassers auf der Strecke unterhalb Marienhof bei hochwasserfreier Eindeichung der Mittelpolder durch Aufhöhen der bereits bestehenden Sommerdeiche nicht zu befürchten. Für die weiter oberhalb gelegenen Polder sind hochwasserfreie Deiche parallel zu den bestehenden Sommerdeichen vorgesehen, wodurch Vorpolder geschaffen werden, unter deren Mitbenutzung der Abfluß des Winterhochwassers ermöglicht wird.

Durch die geplanten Anlagen werden rd. 7000 ha besten Acker-, Weide- und Wiesenlandes für unsere Volksernährung wirtschaftlich erschlossen.

nehmens für die Unterhaltungsarbeiten unentgeltlich zur Verfügung gestanden hätten. Als man vor Beginn der Ausführung im Jahre 1907 aber bei Einteilung der Arbeiten unter Berücksichtigung der vorgesehenen Bauzeit von 15 Jahren, die nicht verlängert werden durfte, wenn die Beteiligten in absehbarer Zeit in den Genuß der Vorteile des Unternehmers gelangen sollten, den Bedarf an Geräten überschlug, ergab sich bei der

zu fördernden Masse von rd. 30 Mill. m³, das waren jährlich rd. 2,0 Mill. m³, die Notwendigkeit eines so großen Geräteparkes, daß man für ihn später keine ausreichende Verwendung bei den Unterhaltungsarbeiten gehabt hätte. Hierzu kam, daß mit der Verabschiedung der Vorflutgesetze für Oder, Spree und Havel vom 4. August 1904 und der Kanalgesetze vom 1. April 1905, die deutsche Unternehmerschaft in Aussicht der bevorstehenden umfangreichen Arbeiten an die Vergrößerung und Verbesserung ihrer Geräteeinrichtungen und -bestände gegangen war. Es schien daher volkswirtschaftlich nicht gerechtfertigt, den Unternehmern von den ansehnlichen Posten an der unteren Oder gar nichts zukommen zu lassen. Man entschloß sich infolgedessen, einen Mittelweg zu wählen und die Teile zu vergeben, wo Unternehmer arbeiten konnten, ohne mit ihren Betrieben Rücksicht auf die Schifffahrt nehmen zu müssen, und ohne anderseits von der Schifffahrt in ihren Arbeiten behindert zu werden. Das waren vor allem die im Zuge der künftigen Oder (s. Abb. 2)¹⁷⁾ liegenden großen Durchstichstrecken Niedersaathen—Nipperwiese (Meglitzedurchstich) und Marienhof—Greifenhagen (Marwitzer Durchstich), ersterer mit 6,5 Mill., letzterer mit 9,3 Mill. m³ Aushubmasse, ferner die Kanalstrecken am westlichen Lauf „Hohensaaten—Stützkow“ und „Crewen—Schwedt“ sowie einige kleinere Teile. Infolge dieser Verteilung sind nahezu 50% der gesamten Bodenförderungen von Unternehmern geleistet worden.

Dagegen wurden die Baggerungen zur Verbreiterung und Vertiefung der vorhandenen Stromstrecken und sonstiger von der Schifffahrt benutzten Wasserarme im Eigenbetriebe ausgeführt, weil hier das Wagnis für die Behinderung der Arbeiten durch die Schifffahrt zweckmäßig von der Verwaltung übernommen wurde. Die für diese Arbeiten erforderlichen Geräte wurden, soweit nicht vorhandene Geräte zur Verfügung gestellt werden konnten, aus dem Baufonds beschafft; die dadurch bedingte Vergrößerung des Geräteparkes im Regierungsbezirk Stettin reichte, unter Berücksichtigung zu erwartender Abgänge, gerade aus, um die Infolge der Oderregulierungsarbeiten zu veranschlagende Mehrunterhaltungsarbeit später leisten zu können. Die von der Verwaltung bei den Arbeiten regelmäßig benutzten Geräte sind in Tafel I aufgeführt. Gelegentlich wurden für besondere Zwecke noch besondere Geräte (Greifer, Elevatoren u. dgl.) von den benachbarten Bauämtern herangezogen.

Bei den Arbeiten wurde an dem Grundsätze festgehalten, daß die Deiche stets von dem hergestellt wurden, der die Baggerungen auf der betreffenden Strecke ausführte, weil ja der Aushubboden zum Teil in den Deichen unterzubringen war. Bei der Anlage ihrer Deichstrecken hat die Verwaltung an Stelle des Eigenbetriebes vielfach den Kleinunternehmer (frühere Vorarbeiter und Schachtmeister) als Stücklohnunternehmer eingeschaltet. Auf Grund bisheriger Beobachtungen und Erfahrungen wurde ein Preis je lfd. m fertigen Delches vereinbart. Die Wasserbauverwaltung stellte dabei nur ihren Bauaufseher, der die sach-

gemäße Ausführung zu überwachen hatte, und das erforderliche Gerät und Loren zur Verfügung. Der Unternehmer sorgte für die Gespanne und die Mannschaften. Jede Strecke von etwa 200 bis 300 m Länge wurde neu vergeben und abgerechnet. Dabei konnte man etwaige Irrtümer in der Preisbemessung leicht berichtigen und den Boden- und Geländeverhältnissen ohne Mühe Rechnung tragen. Das Verfahren hat sich bewährt.

Den bauleitenden Beamten (Bauamtsvorständen und den ihnen beigegebenen Regierungsbaumeistern) lag, wie an anderer Stelle (Sonderaufsatz VI) ausführlicher dargelegt werden wird, neben ihrer bautechnischen Tätigkeit die Durchführung des gesamten sowohl nach der Fläche wie nach der Zahl des in Frage kommenden Grundbesitzes besonders ausgedehnten Grunderwerbes ob. Der Umfang dieser Tätigkeit wurde im wesentlichen durch die Erdarbeiten bestimmt, die in ihren verschiedenen Auswirkungen (Durchstiche, Abbaggerungen, Aufhöhungen, Verfüllung von Schlenken und Altarmen, Seitenablagerungen, Deichbauten usw.) beträchtliche Geländeflächen in Anspruch nahmen. Die Beamten waren daher in Verbindung mit ihrer technischen Tätigkeit nahezu tagtäglich gezwungen, Wünsche und Einwendungen der Anlieger, insbesondere auch hinsichtlich der Durchführung der Erdarbeiten entgegenzunehmen und darüber zu verhandeln. Diese Verhandlungen wurden häufig dadurch erschwert, daß ein Teil der Anlieger dem ganzen Unternehmen von vornherein mißtrauisch gegenüberstand, und, nachdem seine Durchführung nicht mehr abzuwenden war, den verständlichen Versuch machte, in möglichst großem Umfange Sondervorteile für sich zu erlangen. Das galt für die Großgrundbesitzer in demselben Maße wie für die kleinen Landwirte. Wenn diese durch die Beharrlichkeit und Überredung der leitenden Beamten in der Regel nach und nach belehrt werden konnten, so nahmen jene, die fast durchweg Beziehungen zu maßgebenden Kreisen der Regierung und Verwaltung hatten — im Bauamtsbezirk Schwedt waren z. B. einige der Hauptbeteiligten Mitglieder des Preußischen Herrenhauses — mit jeder Klage die beteiligten Minister unmittelbar in Anspruch. Die damit verbundenen Rückfragen haben fast immer hemmend auf den Gang der Arbeiten eingewirkt. Infolgedessen war es daher für die bauleitenden Beamten, die alle, ohne Ausnahme, bestrebt waren, die Arbeiten nach Kräften voranzubringen, nicht immer ganz leicht, zwischen der Skylla des Vorwurfes, die staatlichen Belange nicht genügend wahrzunehmen, und der Charybdis, durch die Minister zurechtgewiesen zu werden, den richtigen Mittelweg zu finden. Aber alle diese kleinen Widerwärtigkeiten, die vielfach nur dadurch möglich waren, daß der Grundsatz „Gemeinnutz vor Eigennutz“ damals noch nicht mit dem Nachdruck heutiger nationalsozialistischer Staatsführung zur Geltung gebracht werden konnte, haben keinem der beteiligten Beamten jemals die Freude an der großen Landeskulturarbeiten, an der sie mitwirken durften, nehmen können. Sicher denken, wie die Verfasser, heute alle mit Humor an jene Unannehmlichkeiten und mit Dankbarkeit an die Jahre zurück, die vielleicht die arbeitsreichsten ihrer Laufbahn waren,

¹⁷⁾ s. Bautechn. 1938, Heft 23/24, S. 287.

Tafel I.

Zusammenstellung der in den Bauamtsbezirken Stettin und Greifenhagen im Eigenbetriebe verwendeten Bagger- und Spülgeräte.

Lfd. Nr.	Gerät	Erbauer	Baujahr	Kosten	Länge	Breite	Tiefgang	Hauptmasch.	Eimerinhalt	Leistung in Sand	Be-satzung		Bemerkungen	
				d. Neubaues Mark	über alles m	über alles m					m	PSI		l
1	D. E. Bagger IX	Möller u. Holberg, Stettin	1861 1884 1909	114 000 10 000 16 830 ^{b)}	25,10	7,48	1,55	70	180	150	4	6	b) Überholung und Verbesserung des Gerätes	
2	„ X	Gebr. Sachsenberg, Roßlau	1908	411 935	43,16	8,91	2,10	225	530	250	4	7		
3	„ XI	Oderwerke AG, Stettin	1908	280 480	30,30	8,34	1,75	140	320	150	4	6		
4	„ XIII	Maschinenbau-Gesellsch. Mannheim	1890 1914	35 000 19 400	34,30	7,61	1,50	120	300	200	4	6	Das Gerät wurde 1914 alt zum Preise von 35 000 Mark gekauft und umgebaut	
5	Spüler I	Lübecker Masch.-Ges.	1896	180 800	21,78	5,75	1,85	220	800	200	4	4	375	
6	„ II	Oderwerke AG, Stettin	1908	231 320	30,25	8,25	1,65	400	800	250	5	5	450	
7	„ III	Lübecker Masch.-Ges.	1908	195 200	29,80	7,77	1,75	300	800	215	4	4	375	
8	„ VIII	A. G. Weser, Bremen	1890 1914	10 000 25 000	20,00	5,55	1,40	90	200	100	4	5	330	Das Gerät wurde 1914 alt zum Preise von 10 000 Mark gekauft und umgebaut
9	Spülbagger V	Wens u. Co., Weinmeisterhorn	1908	75 930	22,15	5,00	0,80	70	600	45	3	4	220	Das Gerät wurde im Jahre 1912 vom Meliorationsbauamt Cottbus zum Preise von 20 000 Mark erworben und für die Zwecke der Oderregulierung umgebaut
10	Schleppdampfer „Wobnitz“	Klawitter, Danzig	1909	43 000	18,30	4,90	1,80	150			2	2		
11	16 Spülerprahme O. R. I bis 16		1907 bis 1908	30 720	38,00	6,60	2,00	—						

und die ihnen daher zu einer unvergänglichen und schönen Erinnerung nicht nur an den Ort ihrer Tätigkeit, sondern auch an alle ihre Mitarbeiter aus der Beamten-, Angestellten- und Arbeiterschaft geworden sind.

B. Die Arbeiten im Bezirke des Neubauamts Schwedt.

Vorbemerkung: Die Erd- und Böschungsarbeiten innerhalb des Bauamts Schwedt umfaßten (s. Übersichtsplan Abb. 2)¹⁸⁾ die Oderstrecke von Crieort gegenüber Petzig (Oder-km 682,45) und Nipperwiese (Oder-km 696,80) sowie die westliche Wasserstraße von Hohensaaten bis zur Westoder bei Friedrichsthal (km 93,0 bis km 133,0), ferner die erst später dazugekommene Arbeit zur Herstellung der Querdeiche auf der Strecke Niedersaathen—Schwedt und Schwedt—Nipperwiese und die Nachbaggerungen auf der Strecke Niedersaathen—Nipperwiese.

Der besseren Übersicht halber sollen nachstehend, ohne Rücksicht auf den Zeitpunkt der Inangriffnahme und Beendigung der Arbeiten, die verschiedenen Baustrecken nach Maßgabe der einzelnen Sonderentwürfe — jeweils am oberen Ende beginnend — erläutert werden. Eine Zusammenstellung der insgesamt geförderten Massen wird am Schlusse dieser Ausführungen gegeben werden.

1. Die Oder von Crieort bis Nipperwiese (km 682,45 bis 696,80).

Das Ziel des Ausbaues dieser Strecke war die unschädliche Abführung des sogenannten Entwurfshochwassers von 1600 m³/sek bei Wasserständen die vor dem Ausbau ohne die Erhöhung und Neuherstellung der Sommerdeiche bei Abführung dieser Wassermenge eingetreten waren. Nach den umfangreichen hydraulischen Berechnungen ergab sich für die Strecke von Crieort bis Niedersaathen die Notwendigkeit der Herstellung eines Querschnitts von 135 m Sohlenbreite, beiderseitig dreifachen Böschungen und einer Tiefe von 7 m unter Entwurfshochwasser (Abb. 28), während für die Strecke von Niedersaathen bis

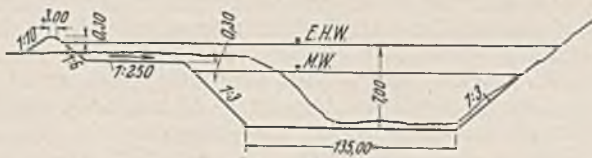


Abb. 28.

Nipperwiese infolge des geringeren Gefälles die Herstellung eines Querschnitts von 140 m Sohlenbreite vorgesehen werden mußte. In beiden Fällen war auf dem linken Ufer eine Breite des am Ufer 0,30 m über Sommermittlerwasser liegenden Vorlandes von 70 m vorgesehen. Im einzelnen ist über den Ausbau folgendes zu sagen:

a) Ausbau der Oder von Crieort bis Niedersaathen (Oder-km 682,450 bis 686,870).

In dem allgemeinen Plan, der dem Gesetz über die Verbesserung der Vorflut in der unteren Oder zugrunde gelegen hatte, waren für die Strecke Crieort—Niedersaathen keine Baggerungen im Strom vorgesehen, sondern nur eine Erhöhung des Oderdeichs längs des Crieortener Polders (A) zur Kehrung des Entwurfshochwassers und die Erweiterung der im Crieortener Flügeldelch vorhandenen Einlaßschleuse. Bei der erstmaligen Bearbeitung und Prüfung des Sonderentwurfs für diese Strecke im Jahre 1908 wurde bereits die Frage erörtert, wie nach Erhöhung des Oderdeichs die Verteilung der oberhalb Crieort geschlossen zwischen dem hochwasserfreien Deich des Lunow-Stolper Polders und dem östlichen Höhenrande herangeführten großen Hochwasser auf die Stromoder und das Odertal in Zukunft stattzufinden habe, ohne daß eine Erhöhung der Höchstwasserstände in der Stromoder oder eine unzulässig starke Inanspruchnahme der Einlaßbauwerke und des erhöhten Sommerdeichs des Crieortener Polders (A) befürchtet werden mußte. Die Schwierigkeit dieses ganzen Problems, die noch erhöht wurde durch Wünsche nach teilweise hochwasserfreier Eindeichung, die von den Beteiligten des Crieortener Polders (A) mit der starken Absenkung der Grundwasserstände infolge des Ausbaues der Hohensaaten-Friedrichsthaler Wasserstraßen begründet wurden, werden deutlich veranschaulicht durch die Tatsache, daß es erst nach Aufstellung einer großen Zahl der verschiedensten Sonderentwürfe im Jahre 1924, also 16 Jahre nach Aufstellung des ersten Sonderentwurfs, gelang, eine Einigung mit den Beteiligten über Art und Umfang der Durchführung der Arbeiten zu erzielen. In dem der Bauausführung zugrunde gelegten Entwurf waren Erdarbeiten von insgesamt 316 000 m³ vorgesehen, von denen zwischen Strom-km 685,400 und 686,870 rd. 210 000 m³ durch Naßbaggerung und zwischen Strom-km 684,450 und 686,900 rd. 106 000 m³ landseitig der zukünftigen Uferkante im Trockenbetrieb gefördert werden sollten.

¹⁸⁾ s. Bautechn. 1938, Heft 23/24, S. 287.

Die Erdarbeiten wurden am 24. Mai 1925 der Firma Lerche & Nippert zum Preise von 1,35 RM je m³ feste Masse für die Naßbaggerung und 1,12 RM je m³ für die im Trockenen auszuführenden Arbeiten einschließlich der teilweisen Verbauung der geförderten Bodenmenge in den zu erhöhenden Sommerdeich übertragen. Der Einheitspreis von 1,12 RM je m³ wurde wegen inzwischen eingetretener Lohnerhöhungen vom 1. September 1925 ab auf 1,24 RM je m³ erhöht.

Der größte Teil des geförderten Bodens, soweit er nicht im Trockenbetrieb zur Auffüllung des Oderdeichs verwendet wurde, wurde in Altarmen und Schlenken innerhalb des Crieortener Polders (A) teils im Spülbetrieb, teils im Trockenbetrieb untergebracht.

Die Arbeiten wurden, nachdem sie mehrfach durch Oderhochwasser gestört waren, im Herbst 1926 beendet. Die endgültige Abrechnung enthält folgende Angaben über die tatsächlich geförderten Bodenmengen:

204 400 m ³ Naßbaggerung, je 1,35 RM,
132 300 m ³ Trockenaushub, davon
48 000 m ³ zu je 1,12 RM und
84 290 m ³ zu je 1,24 RM.

Außerdem wurden 6 700 m³ Mutterboden ausgehoben und auf den Deichkörper aufgebracht, davon

4 000 m ³ bis zum 1. September 1925, je 2,— RM und
2 700 m ³ nach dem 1. September 1925, je 2,36 RM.

Der erhöhte Sommerdeich wurde im Trockenbetrieb hergestellt.

b) Ausbau der Oder von Niedersaathen bei Nipperwiese (Strom-km 686,870 bis 696,80).

Querschnitt s. Abb. 5, Nr. 1a.

Die Arbeiten zum Ausbau der Oder von Niedersaathen bis Nipperwiese auf einer rd. 10 km langen Strecke umfaßten die Erweiterung des vorhandenen, Meglitz genannten, am östlichen Talrande entlangfließenden Oderarmes auf einen Querschnitt von 140 m Sohlenbreite beiderseits dreifachen Böschungen und einer Wassertiefe unter Entwurfshochwasser von 7 m, sowie unter Belassung eines linksseitigen Vorlandes von rund 70 m die Herstellung eines Sommerdeichs mit wasserseitig dreifacher, polderseitig zehnfacher Böschung, dessen 3 m breite Krone 0,30 m über Entwurfshochwasser liegen sollte. Nach dem im Jahre 1907 aufgestellten und im November 1907 zur Ausführung genehmigten Entwurf waren rd. 5 820 000 m³ Naßbaggerung und 726 400 m³ Trockenarbeiten zum Abtragen der Vorländer und alten Deiche auszuführen. Hiervon sollten rd. 635 000 m³ zur Deichschüttung, rd. 412 000 m³ zur Herstellung von Sperrdämmen und Regulierung der Vorländer verbaut und der Rest von 5 499 400 m³ in dem bei km 695 abzweigenden Tale der Rörrike untergebracht werden. Die Arbeiten wurden im Frühjahr 1908 öffentlich ausgeschrieben und auf Grund dieser Ausschreibung der Fa. Gebrüder Goedhart AG in Düsseldorf mit einer Vollendungsfrist bis Ende 1911 übertragen. Es waren folgende Einheitspreise vereinbart:

Die in den fertigen Sommerdeich verbauten Massen wurden nach Aufmaß im Auftrag, ohne Berücksichtigung des Sackmaßes, mit 1,20 M/m³ vergütet.

Die zur Regulierung der Vorländer und zur Verbauung von Altarmen verwendeten Massen (nach Aufmaß im Auftrag) wurden mit 0,65 M/m³ vergütet.

Für alle übrigen im Rörriketal unterzubringenden Bagger- und Abtragsmassen war, einschließlich der Ausbaggerung der Rörrike zur Schaffung einer Fahrstraße für die Spüler und Baggerprahme, ohne Rücksicht auf die Transportweiten, ein einheitlicher Preis von 0,70 M/m³, im Abtrag gemessen, vorgesehen.

Die Arbeiten wurden in den Jahren 1908 bis 1911 unter zeitweiser Verwendung von fünf Eimerbaggern und drei Spülern mit einer Tagesleistung von zusammen rd. 17 500 m³ planmäßig durchgeführt. Nach der Abrechnung haben die gesamten Abtragsmassen 6 104 800 m³ betragen, wovon 816 880 m³ zur Herstellung des Deiches, Regulierung der Vorländer und Verbauung von Altarmen verwendet und der Rest von rd. 5 287 900 m³ im Rörriketal untergebracht worden sind.

Die Herstellung des Deiches sollte ursprünglich unter Verwendung des auf der linksseitigen Rehne der Meglitz vorhandenen, für die Deichschüttung besonders geeigneten Lehm- und Schlackbodens im Trockenbetrieb geschehen. Auf Vorschlag des Unternehmers wurde bereits im Herbst 1908 von dieser Herstellungsart abgewichen und an ihrer Stelle die Spülung des Deiches mit Sandboden aus der Naßbaggerung und seine Bekleidung mit 30 cm Mutterboden vereinbart. Eine Änderung der vereinbarten Einheitspreise trat dabei nicht ein. Aus dieser Herstellungsart ergaben sich in den ersten Jahren nach der Fertigstellung der Deiche beträchtliche Schwierigkeiten bei der Schaffung einer einwandfreien und für die Standfestigkeit des Deiches beim Überströmen durch Winterhochwasser unbedingt erforderlichen dauerhaften Grasnarbe. Die 30 cm hohe Mutterbodenschicht zeigte sehr erhebliche Risse, so daß man sich im Herbst 1913 genötigt sah, die Deichflächen in einer Größe von rd. 9 ha mit dem Pfluge umzubrechen und im folgenden Frühjahr nach einer

kräftigen Düngung mit Kall und Phosphorsäure neu anzusäen. Auch diese Arbeiten hatten, trotz sorgfältigster Ausführung, infolge anhaltender Dürre im Jahre 1914 nicht den gewünschten Erfolg. Es mußten vielmehr bis zum Jahre 1926 Nacharbeiten zur Instandsetzung der Grasnarbe ausgeführt werden, ehe sie dem Deichverband im Jahre 1931 übergeben werden konnten.

Für die Aufspülungsarbeiten im Rörriketal wurden auf dem linken (südwestlichen) Ufer der Rörrike Flächen von rd. 140 ha Größe, die größtenteils aus Torflöchern, minderwertigsten Seggenwiesen und Weldengestrüpp bestanden, angekauft und, soweit der verfügbare Baggerboden reichte, hochwasserfrei aufgehöhht. Auf dem rechten (nordwestlichen) Ufer der Rörrike wurden, auf besonderen Wunsch der Anleger, die Aufspülungsflächen nur für die Dauer der Bauausführung gepachtet und nach Fertigstellung der Arbeiten und Aufbringung einer hinreichend hohen Schicht guten Bodens an die Anleger zur Bewirtschaftung als Ackerland zurückgegeben. Die an die Talflächen angrenzenden Waldbestände der Kgl. Hofkammer wurden von dieser zur Aufhöhung bis an den Höhenrand heran ebenfalls vorübergehend zur Verfügung gestellt, wobei vereinbart war, daß die durch die Einspülung für die Nutzung verlorengehenden Holzbestände zu vergüten waren. Nachträglich stellte es sich heraus, daß der hauptsächlich aus Klefern bestehende Aufwuchs die Einspülung nicht überdauerte, sondern einging und abgeholzt werden mußte. Auf den vom Wasserbauamt angekauften Aufhöhungsflächen, soweit sie hochwasserfrei aufgehöhht waren, wurde teils im Eigenbetrieb des Bauamts, teils durch Verpachtung Ackerbau betrieben. Abb. 29 zeigt das Ergebnis eines Haferanbaues aus dem Jahre 1913.



Abb. 29.

In dem ursprünglichen Entwurf für den Ausbau der Oder von Niedersaathen bis Nipperwiese, war für das im Abbruch liegende Hochufer zwischen Niedersaathen und Niederkränig eine kräftige Ufersicherung unter Verwendung von Buschklappen und Steinen vorgesehen, um einem weiteren Abbruch infolge der erhöhten Inanspruchnahme durch Hochwasser und Schifffahrt vorzubeugen. Die Ausführung dieser Ufersicherung wurde zunächst zurückgestellt. Später wurde ihre Notwendigkeit jedoch grundsätzlich anerkannt, und es wurde auf Vorschlag des Bauamts eine Sicherung der Böschungen durch einen Bewurf mit Ziegelbrocken vorgenommen, der sich bewährt, aber noch nicht ausgereicht hat. Denn es hat sich später als notwendig erwiesen, auf weitere Strecken Uferdeckwerke aus Mitteln der laufenden Unterhaltung anzulegen. Außerdem wurde vor dem Nipperwieser Schöpfwerk, bei dem durch die Baggerarbeiten wegen der auf der anderen Seite unmittelbar an die Stromrinne herantretenden hohen Ufer das Vorland nahezu vollständig beseitigt werden mußte, eine kräftige Uferbefestigung aus steinbeschwerten Buschmatten und Pflasterungen hergestellt.

2. Ausbau des Oderbruchvorfluters von Hohensaaten bis Friedrichsthal (km 93,0 bis 133,0).

Der Ausbau des in die Westoder einmündenden Oderbruchvorfluters von Hohensaaten bis Friedrichsthal bezweckte die Verbesserung der Vorflut für das im Hohensaatener Wehr seinen unteren Auswässerungspunkt findende Oderbruch, für den Lunow-Stolper Polder und für den vor dem Ausbau unmittelbar oberhalb der Stadt Schwedt in die Oder entwässernden Crielwener Polder. Da dieser Vorfluter beträchtliche Abmessungen erhalten mußte, so sollte er zugleich als Schifffahrtsstraße für 600-t-Schiffe ausgebaut werden und so die Fortsetzung des durch die Herstellung des Hohenzollernkanals geschaffenen Großschifffahrtweges von Hohensaaten abwärts bis zur Westoder bei Friedrichsthal bilden (s. auch Aufsatz I).

Vor diesem Ausbau fand das Oderbruch bei Mittel- und Niedrigwasser seine Vorflut durch die Crielwener alte Oder in die Stromoder etwa 1 km unterhalb ihrer Abzweigung bei Niedersaathen, während bei Hochwasserständen, die den Crielwener Polder überfluteten, das Oderbruch seinen Rückstau am Ende des Crielorter Flügeldeiches bei rd. km 682 der Stromoder hatte. Diese von dem Oderbruch als unzulänglich empfundenen Vorflutverhältnisse wurden zunächst durch den Ausbau des Durchstichs von Crielwener bis Schwedt und die Verlängerung des hoch-

wasserfreien Deiches von Stützkow bis Schwedt dahin verbessert, daß für alle Wasserstände der Rückstau am Ende des Schöpfwerks des Crielwener Polders A oberhalb Schwedt verlegt wurde. Die Ausführung dieser Teilarbeit war im Gesetz über den Ausbau von Schifffahrtsstraßen vom 1. April 1905 dem Oderbruch als Entgelt für die Nachteile zugebilligt worden, die ihm angeblich aus der Herstellung des Großschifffahrtweges Berlin—Stettin durch die Einführung des Schleusungswassers beim Abstieg bei Niederflinow entstehen würden. Die Mittel für die Herstellung des Durchstichs Crielwener—Schwedt als Vorflutkanal und die Verlängerung des hochwasserfreien Deiches von Stützkow bis Schwedt waren deshalb auch nicht in dem Gesetz über die untere Oder, sondern in dem Gesetz über die Herstellung von Schifffahrtsstraßen vom 1. April 1905 vorgesehen.

Eine weitere Verbesserung der Vorflut für das Oderbruch, den Lunow-Stolper Polder und den Crielwener Polder A wurde durch die Herstellung des Durchstichs von Schwedt bis Friedrichsthal und die Verlängerung des hochwasserfreien Deiches vom Schwedter Schöpfwerk bis Friedrichsthal herbeigeführt.

In dem dem Gesetz vom 4. August 1904 zugrunde liegenden allgemeinen Entwurf war für die gesamte neu herzustellende Wasserstraße von Hohensaaten bis Friedrichsthal der auch bei der Herstellung des Großschifffahrtweges durchgeführte Kanalquerschnitt mit der Maßgabe vorgesehen, daß er unterhalb der Welsemündung um 2 m verbreitert war (Abb. 30 u. 31).

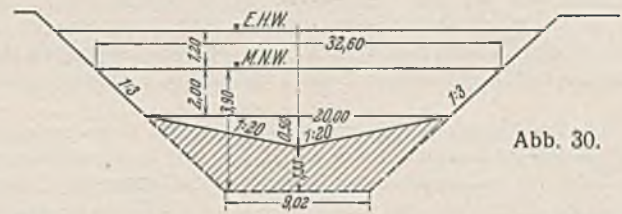


Abb. 30.

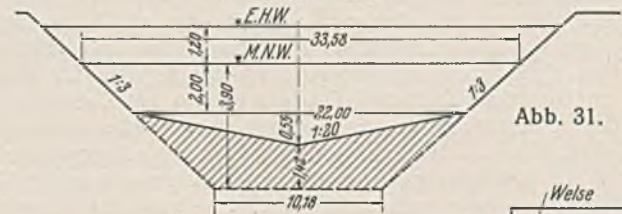


Abb. 31.

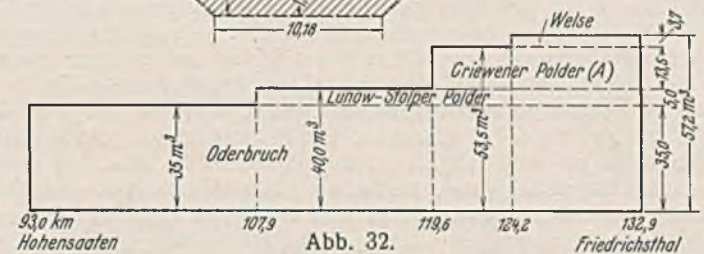


Abb. 32.

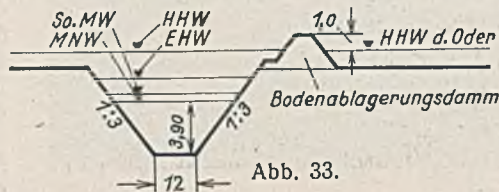
Bei der Bearbeitung des Sonderentwurfs entstand die Frage, ob dieser Querschnitt ausreichen würde, um ohne Gefährdung der Schifffahrt und des Kanalquerschnitts durch zu hohe Abflußgeschwindigkeiten die aus dem Oderbruch, dem Lunow-Stolperbruch, dem Crielwener Polder und der Welse abfließenden Wassermengen abzuführen. Eingehende Ermittlungen, Verhandlungen mit den in Frage kommenden Entwässerungsverbänden, Wassermessungen u. dgl. mehr führten zu dem Ergebnis, daß die Hohensaaten—Friedrichsthaler Wasserstraße bei EHW, also im ungünstigsten Falle folgende Hochwassermengen gleichzeitig abzuführen in der Lage sein müsse (Abb. 32):

- a) 1. aus dem Oderbruch rd. 35,0 m³/sek
 2. „ „ Lunow-Stolper-Bruch 5,0 „
 3. „ „ Crielwener Polder 13,5 „
 4. und
 - b) aus der Welse 3,7 „
- zusammen rd. 57,2 m³/sek.

Unter der Annahme, daß diese Wassermengen bei einem im wesentlichen aus dem Rückstau vom Stettiner Haff abhängenden Wasserstande bei Friedrichsthal von NN + 0,10 m abgeführt werden müßten, ergab sich die Notwendigkeit, die in den Abb. 30 u. 31 dargestellten Querschnitte so nach der Tiefe zu erweitern, wie die schraffierte Fläche zeigt. Es wurden also auf der Kanalstrecke oberhalb Schwedt die ursprünglich vorgesehenen Querschnitte im allgemeinen beibehalten, während in dem Durchstich unterhalb Schwedt bis Friedrichsthal eine Vertiefung des normalen Kanalquerschnitts auf 3,90 m unter dem mittleren Niedrigwasser-Abflußwasserstand des Jahres und für die Strecke unterhalb der Welsemündung außerdem eine Verbreiterung der Sohle um 1,20 m notwendig war. Die unter Zugrundelegung dieser Querschnitte angestellten Abflußberechnungen ergaben folgende, auch für die Schifffahrt zur Not noch tragbaren mittleren Abflußgeschwindigkeiten:

1. Im Durchstich unterhalb der Welsemündung 0,52 m/sek
2. Im Durchstich oberhalb der Welsemündung 0,51 m/sek
3. Im Durchstich Crielwen—Schwedt 0,45 m/sek
4. Im Hohensaatener Vorfluter unterhalb des Stolper Schöpfwerks 0,30 m/sek
5. Im Hohensaatener Vorfluter oberhalb des Stolper Schöpfwerks 0,34 m/sek

Bei der ministeriellen Prüfung wurde, um einen weiteren Sicherheitsfaktor einzuschalten, für den gesamten Durchstich von Schwedt nach Friedrichsthal eine weitere Verbreiterung des errechneten Querschnitts um 3 m angeordnet, wie sie in dem Querschnitt (Abb. 33) dargestellt ist.



Dies vorausgeschickt, ist über die Ausführung der Erd- und Böschungsarbeiten auf der Strecke von Hohensaaten bis Friedrichsthal folgendes zu berichten:

a) Ausbau des Vorfluters von Hohensaaten bis Stützkow (km 93,0 bis 110,0).

Der Ausbau geschah, abgesehen von kurzen Durchstichen bei Stolpe (km 105) und bei Stützkow (km 110) unter tunlichster Anpassung an den vorhandenen Vorflutkanal des Oderbruchs, wobei überall ein Mindesthalbmesser der Schifffahrtsstraße von 1000 m, eine Vergrößerung der Sohlenbreite in den Krümmungstrecken nach der vorspringenden Seite hin um 1 m und in den seenartigen Erweiterungen um 10 m durchgeführt wurde.

Nach den genehmigten Sonderentwürfen waren insgesamt rund 1 067 000 m³ Boden auszuheben, wovon rd. 38 000 m³ zur Fertigstellung des oberen Endes des hochwasserfreien Deiches bei Stützkow (vgl. Ziffer b) verbaut werden sollten, während der Rest von rd. 1 029 000 m³ auf den von der Bauverwaltung auf der ganzen Länge der rd. 17 km langen Kanalstrecke zur Verfügung gestellten Ablagerungsflächen unterzubringen war. Nachdem eine öffentliche Ausschreibung der Arbeiten im August 1910 nicht zu einem annehmbaren Ergebnis geführt hatte, wurden die Arbeiten mit Genehmigung der zuständigen Minister der Firma Gebrüder Goedhart AG. in Düsseldorf auf Grund eines Nachangebots zum Einheitspreise von 0,86 RM für das im Abtrag gemessene m³ einschließlich aller Nebenleistungen übertragen, zu denen u. a. auch die Bekleidung der Ablagerungsflächen mit einer 0,30 m hohen Schicht guten Bodens gehörte. Für die Verspülung der rd. 38 000 m³ in den hochwasserfreien Deich bei Stützkow wurde ein Einheitspreis von 1,30 RM je m³ als Zulage zu dem Einheitspreis von 0,86 RM vereinbart. Die Bereitstellung der Ablagerungsflächen stieß auf ungewöhnliche Schwierigkeiten, die zum Teil in den Umständen begründet waren, die in den einleitenden Ausführungen dieses Aufsatzes geschildert sind. Hinzu kam noch, daß nach den sehr sorgfältig, zum Teil durch Baggerschürfung durchgeführten Bodenuntersuchungen oberhalb Lunow an verschiedenen Stellen starke Stelnriffe zu beseitigen waren, es sich also um Baggergut handelte, das für die Verspülung ungeeignet war, und daß ferner an der oberen Strecke, wo die Hauptmassen lagerten, zwischen dem hochwasserfreien Deich einerseits und dem nördlichen Hochufer anderseits Ablagerungsflächen in nennenswertem Umfange nicht vorhanden waren. Hier wurde schließlich eine Lösung dadurch gefunden, daß in der oberen Spitze des Lunow-Stolper Polders (etwa bei Oder-km 670) eine bei etwa + 2,00 m NN liegende Fläche von nahezu 10 ha Größe angekauft und zur Aufspülung bis rd. NN + 7,00 m freigegeben wurde. Um Klappstellen für den nicht spülbaren Boden zu schaffen, wurde gegenüber dieser Aufspülungsfläche ein zur Gemarkung Lunow gehöriges Seitental angepachtet und dem Unternehmer zur Ausbaggerung mit der Bedingung zur Verfügung gestellt, daß es nach Unterbringung des steinigen Bodens wieder bis zur ursprünglichen Wiesenhöhe zu verfüllen, mit einer mindestens 30 cm hohen Schicht kulturfähigem Bodens zu bekleiden und wieder anzusäen sei. Der hier entnommene Baggerboden wurde mit einer über den Kanal hinweggeführten Rohr-

leitung in die Spülfläche an der oberen Spitze des Lunow-Stolper Polders gespült. Auf Ersuchen des Oderbruch-Deichverbandes wurde ein Teil des Aushubbodens zur Herstellung eines Banketts an der Binnenseite des am Vorfluter entlangführenden hochwasserfreien Deiches von Lunow bis Stolpe in einer Kronenbreite von 5 m verwendet, wofür das Oderbruch zu den dem Unternehmer zustehenden Baggerkosten von 0,86 RM einen Zuschuß von 1,15 RM je m³ zu zahlen hatte. Für alle übrigen Baggermassen wurden in mühsamer Kleinarbeit Schlenken im Vorland und Flächen innerhalb des Lunow-Stolper Polders beschafft und dem Unternehmer zur Verfügung gestellt, so daß die Arbeiten ohne Unterbrechung und planmäßig bis zum Herbst 1913 durchgeführt werden konnten.

Nach der Abrechnung haben die gesamten Aushubmassen rund 1 097 200 m³ betragen, wovon rd. 44 100 m³ in das obere Ende des hochwasserfreien Deiches bei Stützkow und rd. 49 500 m³ in das Deichbankett zwischen Lunow und Stolpe verbaut worden sind.

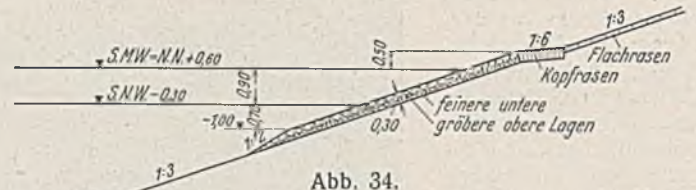


Abb. 34.

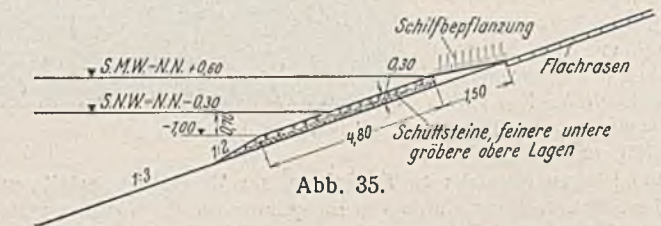


Abb. 35.

Um eine gegen die Einwirkungen der Schifffahrt standhaltende Uferbefestigung zu erhalten, war dem Unternehmer aufgegeben, bei allen Anschnittböschungen die dreifache Uferböschung notfalls unter Wasserhaltung bis mindestens zur Tiefe von NN im Handbetrieb sauber herzustellen und darüber hinaus dafür zu sorgen, daß auch unterhalb NN die im Naßbaggerbetrieb herzustellende Böschung tunlichst profilmäßig hergestellt wurde. Für die Uferbefestigung waren nach einem in der Ministerialinstanz nachgeprüften Entwurf die beiden in Abb. 34 u. 35 dargestellten Ausführungsarten vorgesehen. Es kamen nach dem Entwurf rund 10 000 m Befestigung nach Abb. 34 und rd. 15 000 m nach Abb. 35 in Frage. Die Kosten waren, unter Zugrundelegung eines Einheitspreises von 6 RM für 1 m³ Schüttsteine frei Kahn Baustelle, zu 15,30 RM und 13,30 RM veranschlagt. Die Ausführung sämtlicher Arbeiten ist im unmittelbaren Anschluß an die jeweilige Fertigstellung der Uferböschungen im Eigenbetriebe der Bauverwaltung durchgeführt worden. Die Steinschüttungen wurden, da die endgültigen tieferen Wasserstände erst nach Abschluß der Oder bei Schwedt eintreten konnten, zunächst nur bis etwa NN herabgeführt und die Herstellung des Fußes erst nach weiterer Absenkung der Wasserstände vorgenommen. Die gewählte Ausführung hat sich insofern nicht bewährt, als sie nicht weit genug in die Höhe geführt war. Da die Wasserstände stark (bis NN + 2,28) wechseln und bei sämtlichen Wasserständen ein reger Schleppverkehr herrscht, so haben umfangreiche Nachschüttungen vorgenommen werden müssen, so daß die Oberkante jetzt 1. M. auf NN + 1,50 liegt.

b) Ausbau des Vorfluters von Stützkow bis Schwedt (km 110,0 bis 120,0).

Die Arbeiten umfaßten:

α) die Herstellung eines Durchstichs in normalem Kanalprofil (s. Abb. 4, Querschnitt g)¹⁹⁾ von rd. 5 km Länge zwischen Crielwen und Schwedt mit einer Aushubmenge von anschlagnmäßig rd. 711 000 m³,

β) die Herstellung einer Schiffahrtsrinne in den vorstehend unter Abschnitt a) angegebenen Abmessungen auf der Strecke von Stützkow bis Crielwen mit einer Gesamtaushubmasse von anschlagnmäßig 267 000 m³. Von diesen Aushubmassen war eine kleine Teilmenge von rd. 6000 m³ in den westlichen Sommerdeich bei den Fuchswiesen und der gesamte Rest in den hochwasserfreien Deich von Stützkow bis Schwedt zu verbauen. Auf Grund einer öffentlichen Ausschreibung wurden die Arbeiten, nachdem die erforderlichen Mittel aus dem Gesetz über die Herstellung von Schifffahrtsstraßen vom 1. Mai 1905 in Höhe von 2 140 000 RM bereitgestellt waren, im September 1906 an die Firma Wilhelm Bruch Kanalbau-AG. in Berlin zu folgenden Einheitspreisen vergeben:

Aushub des Durchstichbodens im Trockenbaggerbetrieb und profilmäßige Verbauung in den hochwasserfreien Deich 0,78 M/m³,

¹⁹⁾ s. Bautechn. 1938, Heft 35, S. 450/451.

Baggerung auf der Strecke Stützkow—Crewen einschließlich Verbauung in den hochwasserfreien Deich und profilmäßige Herstellung des Deiches $0,75 + 0,40 = 1,15 \text{ M/m}^3$, Baggerung und Verbauung in den Sommerdeich $0,75 + 0,56 = 1,31 \text{ M/m}^3$.

Die gesamten Arbeiten sollten am 1. Juni 1909 fertig sein, waren in Wirklichkeit aber erst im Herbst 1910 fertig. Bei der Durchführung der Arbeiten entstanden insofern Schwierigkeiten, als ein erheblicher Teil der Kanalstrecke eine aus Geschiebemergel mit Steinen durchsetzte Endmoräne durchschneidet, die der Durchführung der Trockenbaggerarbeiten einige Schwierigkeiten bereitete. Ein daraufhin von der Unternehmerfirma gegen die Staatsbauverwaltung eingeleitetes Schiedsgerichtsverfahren, in dem eine Nachforderung von etwa $1\frac{1}{2}$ Mill. Mark gestellt wurde, wurde im wesentlichen zugunsten der Staatsbauverwaltung entschieden.

Wie bereits unter Abschnitt a) ausgeführt, reichten die Aushubmassen nicht vollkommen aus, um den hochwasserfreien Deich an seiner oberen Strecke fertigzustellen, es mußten vielmehr zu seiner Fertigstellung rd. $44\,000 \text{ m}^3$ aus der Strecke oberhalb Stützkow entnommen werden.

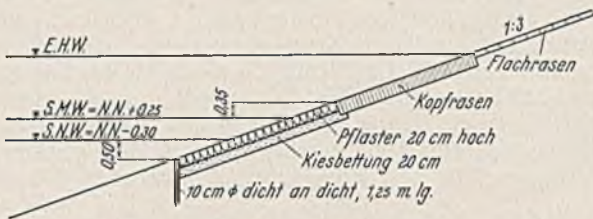


Abb. 36.

Die Befestigung der Uferböschungen auf der Strecke Stützkow—Crewen geschah nach gleichen Gesichtspunkten wie auf der Strecke Hohensaaten—Stützkow, die Befestigungen der Böschungen im Durchstich Crewen—Schwedt nach Abb. 36 durch Steinpflasterung auf Kiesbettung mit anschließendem Kopf- und Flachrasen. Diese Befestigung hat sich infolge Versackung der Steinpflasterung und auch, weil sie nicht genügend hoch hinausgeführt war, an vielen Stellen auf die Dauer nicht als haltbar erwiesen und hat in beträchtlichem Umfang ergänzt werden müssen.

c) Ausbau des Vorfluters von Schwedt bis Friedrichsthal (km 120 bis 133,0).

Die Wahl der Linienführung dieses Abschnitts innerhalb der Stromoderstrecke von km 120 bis zur Querverbindung nach Nipperwiese wurde von Erwägungen wesentlich beeinflusst, die mit der Abführung des höchsten Hochwassers innerhalb des Odertales zwischen den Höhen an der Oder oberhalb Nipperwiese und dem hochwasserfreien Deiche zusammenhängen. Nach der Aufstellung einer größeren Anzahl verschiedener Entwürfe wurde von den zuständigen Instanzen schließlich diejenige Linienführung genehmigt, die eine Benutzung der alten Stromoder auf eine Länge von nur rd. 2,2 km vor der Ortslage Schwedt und im übrigen die Herstellung des normalen Kanalprofils in den weiter oben angegebenen Querschnitten vorsah. Die Kanalstrecke unterhalb der Welsemündung wurde in schlanker Linienführung so weit an den westlichen Talrand gelegt, daß eine Zerschneidung der Grundstücke nach Möglichkeit vermieden und die wertvollen Tabakäcker geschont werden konnten.

In dem endgültigen Entwurf vom 8. Februar 1912 waren folgende Abtragmassen vorgesehen:

Baggerarbeiten in der Stromoder vor der Stadtlage	
Schwedt	rd. 70 000 m ³
Durchstich von km 122,2 bis 131,3	1 686 000 "
Ausbau der Holzgrube (km 131,2 bis 133,0)	57 000 "
Ausbau der Welse	49 000 "
Abtrag des Sommerdeiches des Schwedter Polders B an den Fittewiesen	42 000 "
zusammen rd. 1 904 000 m ³ .	

Für diese Abtragmassen war folgende Verwendung vorgesehen:

Herstellung des Fußes des hochwasserfreien Deiches und Durchbauung der Stromoder und von Altarmen	rd. 321 000 m ³
Herstellung des hochwasserfreien Deiches von km 120,0 bis 124,7 (Beginn der Seitenablagerung)	276 000 "
Herstellung von Sommerdeichen	129 000 "
Aufhöhung tiefergelegener Wiesen zwecks Verwendung des nicht zur Deichschüttung usw. geeigneten Bodens	59 000 "
Seitliche Bodenablagerung	1 119 000 "
zusammen rd. 1 904 000 m ³ .	

Die gesamten Arbeiten wurden im Eigenbetriebe ausgeführt. Soweit Trockenbaggerung in Frage kam (km 124,7 bis 131,2), wurde hierfür der bisher von der Staatsbauverwaltung bei der Herstellung des Silokanals bei Brandenburg verwendete Trockenbagger käuflich übernommen und

den neuen örtlichen Verhältnissen entsprechend umgebaut. Über die Arbeitsweise dieses Trockenbaggers hat der damalige Regierungsbaumeister Ostmann in Potsdam bereits am 30. November 1911 berichtet²⁰⁾. Alle Naßbaggerarbeiten wurden mit staatseigenen Geräten der Oderregulierung ausgeführt.

Die Arbeiten waren bei Beginn des Krieges im Sommer 1914 im wesentlichen beendet. Ihre endgültige Fertigstellung hat sich infolge des Krieges aber noch eine Reihe von Jahren hingezogen.

Über die Kosten der Bauausführung waren leider die seinerzeit von der Bauleitung geführten, sehr eingehenden statistischen Nachweise nicht mehr zu erhalten. Es können deshalb zuverlässige Angaben darüber auch nicht mehr gemacht werden.

Die ursprünglich vorgesehene Sommerbedeichung des unmittelbar unterhalb der Stadt Schwedt gelegenen Schloßwiesenspolders (I) wurde während der Bauausführung auf Antrag der Interessenten in hochwasserfreie Eindeichung umgewandelt.

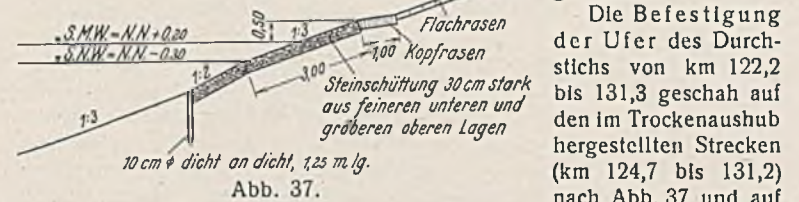


Abb. 37.

Die Befestigung der Ufer des Durchstichs von km 122,2 bis 131,3 geschah auf den im Trockenaushub hergestellten Strecken (km 124,7 bis 131,2) nach Abb. 37 und auf den in Naßbaggerbetrieb ausgeführten Strecken nach Abb. 34. Auch diese Arbeiten wurden im Eigenbetriebe der Bauverwaltung im Rahmen der Anschlagkosten von 17 RM/m durchgeführt. Auch diese Uferbefestigung hat nachträglich beträchtlich höher geführt werden müssen.

3. Baggerungen zur Wiederherstellung der planmäßigen Tiefe in der Oder zwischen km 687 bis 697.

Bereits im Jahre 1912, nachdem das Wehr in der Oder bei Niedersaathen beseitigt war, begann sich eine allmähliche Aufhöhung der gemäß Abschnitt 1b. In den Jahren 1908 bis 1911 planmäßig hergestellten neuen Stromoder (Oder) zu zeigen. Die Arbeits- und Geldverhältnisse während des Krieges und unmittelbar nach dem Kriege verhinderten, daß im Wege der Unterhaltungsbaggerungen diese vorfluthindernden Aufhöhungen der Sohle alsbald beseitigt wurden. Nach den Peilungen im Frühjahr 1927 ergab sich, daß die Aufhöhung der Sohle allmählich auf eine durchschnittliche Masse von rd. $100 \text{ m}^3/\text{m}$, d. h. bei einer rd. 140 m breiten Sohle im Mittel auf 0,70 m angewachsen war, so daß die gesamten zur Wiederherstellung der planmäßigen Tiefe zu beseitigenden Bodenmassen rd. 1 Mill. m³ betragen. Nach öffentlicher Ausschreibung wurde die Beseitigung der Baggermassen an die Firma Gebrüder Goehardt in Düsseldorf zu Preisen von 1,02 bis 1,14 RM, deren Verschiedenheit durch die verschiedene Art der Bodenunterbringung und der Transportweiten begründet war, vergeben und innerhalb eines Jahres durchgeführt. Nach der endgültigen Abrechnung haben die Baggermassen insgesamt rd. $950\,000 \text{ m}^3$, die gesamten Kosten rd. 1 021 800 RM betragen, so daß also 1 m³ feste Masse im Durchschnitt rd. 1,08 RM gekostet hat. Der Boden wurde etwa zur Hälfte in dem auf dem Übersichtsplan Abb. 2²¹⁾ mit Fittesee bezeichneten alten Oderbett und im übrigen im Rörketal und kleineren Ablagerungsflächen untergebracht.

4. Zusammenstellung der Gesamtabtragmassen.

Lfd. Nr.	Baustrecke	km		Gesamt-abtragmassen
		von	bis	
1	Crieort—Niedersaathen . .	682,45	bis 686,87	343 420 m ³
2	Niedersaathen—Nipperwiese	686,87	696,80	6 104 804 "
3	Hohensaaten—Stützkow . .	93,0	110,0	1 097 691 "
4	Stützkow—Schwedt	110,0	120,0	rd. 978 000 "
5	Schwedt—Friedrichsthal . .	220,0	133,0	1 904 000 "
6	Nachbaggerungen Niedersaathen—Nipperwiese . .	687,0	697,0	950 000 "
zusammen				11 377 915 m ³

C. Die Arbeiten in den Bezirken der Neubauämter Greifenhagen und Stettin.

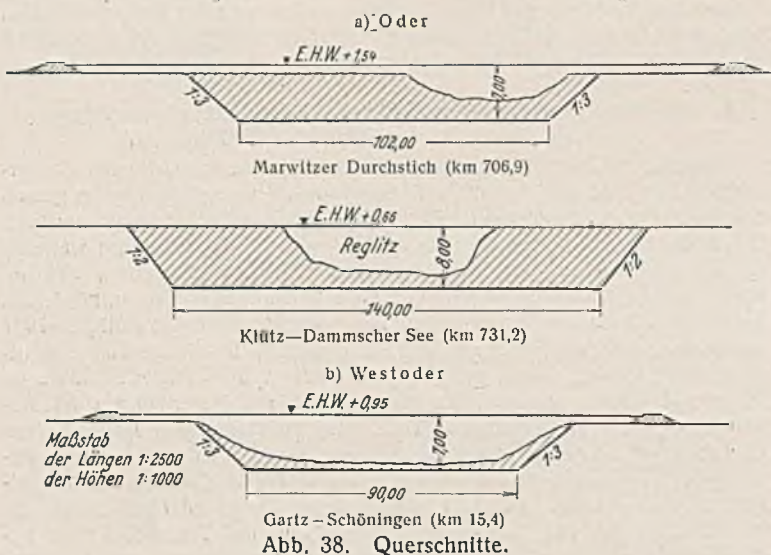
Die erheblichen Erdbewegungen, die die völlige Verlegung der Stromoder an den Ostrand des Odertales bedingt hätte, erfuhren eine nennenswerte Einschränkung durch die Heranziehung der Westoder zur Abführung von $650 \text{ m}^3/\text{sek}$ bei Entwurfshochwasser (EHW = $1600 \text{ m}^3/\text{sek}$), so daß der Oder nur $950 \text{ m}^3/\text{sek}$ verblieben. Die Gesamtbaggermasse ergab sich hierbei entwurfsmäßig zu $19\,422\,000 \text{ m}^3$ fester Masse, wozu noch die

²⁰⁾ s. Zeitschr. f. Bauw. 1912, S. 671 ff.

²¹⁾ s. Bautechn. 1938, Heft 23/24, S. 287.

Abgrabungen des teilweise zu hohen Vorlandes traten. Nach der Massenberechnung des Allgemeinen Entwurfs und des Nachtragsentwurfs unter Berücksichtigung der Prüfungsbemerkungen verteilte sich die oben angegebene Masse auf folgende Strecken (vgl. Übersichtsplan, Abb. 1, Bautechn. 1938, Heft 23/24, S. 287, und Querschnitte, Abb. 38):

von km	bis km	Strecke	Feste Masse in 1000 m ³
697,08	704,00	a) Oder Nipperwiese bis Abzweigung der Westoder	1 631
704,00	718,00	Abzweigung der Westoder bis Greifenhagen	7 973
718,00	725,05	Greifenhagen—Eichwerder	321
725,05	727,40	Eichwerder—Klütz	180
727,40	733,51	Klütz—Podejuch	1 779
733,51	737,46	Podejuch bis zur Straße Altdamm—Stettin	922
737,46	742,50	Straße Altdamm—Stettin bis Dammscher See	1 165
		b) Querverbindung Klütz—Güstow	224
		c) Westoder	
0	2	Wehrkanal bei km 704 der Oder	975
8	22	Gartz bis Schönningen	4 252
			19 422



Um die zu fördernden Bodenmassen zweckmäßig verteilen zu können, wurden zu beiden Seiten der Oder und Westoder und im Zuge der Durchstiche Bohrungen ausgeführt. Hiernach bestanden die Ufer der Oder zwischen Nipperwiese und Fiddichow aus sandigem Schlack, der etwa bis 1,5 m unter NN reichte. Darunter befand sich mittelgrober Sand. Unterhalb der Strecke Fiddichow—Friedrichstal bestand die oberste Schicht bis etwa zur Ordinate — 3,00 m NN aus unreifem Torf, dessen Mächtigkeit nach der Mündung hin größer wurde und in Höhe von Stettin bei km 738 eine Tiefe von etwa — 6,0 m NN erreichte. Darunter wurde durchweg Sand festgestellt, dessen Korngröße nach der Tiefe zunahm. Vereinzelt wurden auch Steine bis zur Größe von 0,5 m³ Inhalt gefunden.

Die an den Uferwänden der Stromarme vorhandenen Rehnen, die durch die Schlickablagerungen beim Ausufer des Hochwassers teilweise zu beachtlicher Höhe angewachsen waren, bestanden aus fruchtbarem Schlack, der sich ausgezeichnet zur Abdeckung der Deiche und zu Wiesenaufröhmungen eignete.

Die Arbeiten, die zunächst in Angriff genommen werden mußten, weil von ihrer Vollendung alle anderen Bauausführungen abhingen oder doch stark beeinflusst wurden, waren die Ausbaggerung der Mündung der Reglitz in den Dammschen See und die Ausführung des Marwitzer Durchstichs. Da nicht genügend staatliche Geräte zur Verfügung standen, um beide Strecken gleichzeitig in Angriff nehmen zu können (s. Abschn. A), wurde die Herstellung des Marwitzer Durchstichs von km 704,67 bis km 717,74 der Oder, der sich wegen seiner Geschlossenheit, der klaren Profilverhältnisse und der Nähe der Ablagerungsflächen besonders für eine Vergebung an einen Unternehmer eignete, öffentlich ausgeschrieben und der Firma Habermann & Guckes (jetzt Habermann & Guckes-Liebold) übertragen. Die Ausführung der Arbeiten geschah in der Weise, daß unter Verwendung von fünf Elmerbaggern mit einer Leistungsfähigkeit von je etwa 250 m³/h und drei Spülern, die je etwa 300 m³/h bewältigten, der Durchstich in seiner ganzen Länge bis auf die untersten 2 m, die aus

Sandboden bestanden, im Schutze der Brusenfelder Rehne (Abb. 1)²²⁾ bei km 705,5, die hierfür in ausreichender Stärke stehenblieb, ausgehoben wurde.

Mit dem gewonnenen Boden wurden neben einigen kleineren Wiesenflächen zu beiden Seiten des Durchstichs, insbesondere im Marwitzer Polder, die Wiesen des tiefliegenden Kräningsbruchs am rechten Ufer des Durchstichs von km 708,7 bis km 711,3 bis 60 cm über Sommermittelswasser aufgehöhht. Die Aufhöhung geschah in der Weise, daß die Wiesen durch hinreichend feste und undurchlässige Wälle in einzelne Teile zerlegt wurden, die gesondert vollgespült wurden, wobei streng darauf geachtet wurde, daß kein Sand auf die Wiesen gelangte. Der nicht zur Wiesenaufröhmung benötigte Boden wurde zur Verfüllung von Nebenarmen und zur Herstellung von Sperrdämmen verwendet, wobei jedoch die Abschlüsse der Oder bei km 705,2 und der Reglitz bei km 716 zunächst zurückgestellt werden mußten. Im Jahre 1912 (Juni) wurde die Brusenfelder Rehne durchstochen und die Baggerung auf der ganzen Strecke zu Ende geführt. Da nun die Oder genügend Abflußmöglichkeit hatte, wurde mit dem anfallenden Boden auch die Durchdämmung der Oder bei km 705,2 und der Reglitz bei km 716 durchgeführt. Gleichzeitig wurde der Boden dieses Bauabschnitts zur Spülung der Deiche und zum Verfüllen von Altarmen verwendet. Der Verdigungspreis für das Lösen, Laden, Befördern und Unterbringen des Bodens betrug 0,47 M/m³. Hierzu wurde bei der Herstellung der Deiche ein Zuschlag von 0,60 bis 0,80 M/m³, bei der Aufhöhung von Wiesen ein Zuschlag von 150 M/ha gewährt.

Alle übrigen Erd- und Baggerarbeiten wurden im Eigenbetriebe ausgeführt.

An eigenen, aus dem Oderregulierungsfonds beschafften Geräten, standen zunächst zur Verfügung (vgl. Tafel I, Abschn. A):

- 2 neuzeitig mit elektrischem Antrieb ausgestattete Dampfeimerbagger von 250 und 150 m³ stündlicher Leistungsfähigkeit,
- 2 neue als Schuten- und Profilsauger verwendungsfähige Spüler von 250 und 215 m³ stündlicher Leistungsfähigkeit,
- 16 neue Spülprahme von je 175 m³ Ladefähigkeit,
- 1 neuer Schleppdampfer („Wobnitz“) von 150 PS,
- 14 ältere Klappprahme von je 50 bis 60 m³ Inhalt.

Hierzu traten im Jahre 1914 ein für alt gekauftes und dann umgebautes Gerätepaar Bagger XIII, Spüler VIII und im übrigen eine Reihe von Bagger- und Spülgeräten von etwa 150 bis 250 m³ stündlicher Leistungsfähigkeit, die je nach ihrer Verfügbarkeit von den Wasserbauämtern Stettin, Swinemünde und Küstrin angemietet wurden. Die Höchstzahl der in den Bauamtsbezirken Stettin und Greifenhagen gleichzeitig tätigen Baggergeräte betrug sechs. Als in der Nachkriegszeit die Schleppentfernungen größer wurden, und teilweise Strecken bis zu 12 km zwischen Bagger- und Spülstellen überbrückt werden mußten, machte sich der Mangel an Schleppraum sehr bemerkbar. Es wurden daher im Jahre 1926 noch sieben 250-m³-Schuten von der Firma Habermann & Guckes angemietet, wozu dann später noch einige gleich große Prahme des Wasserbauamts Stettin traten, die aus dem Fonds für die Fahrwasservertiefung Stettin—Swinemünde beschafft waren. Die Schleppdampfer, von denen bei den größeren Entfernungen bis 10 Einheiten notwendig waren, wurden zum größten Teil angemietet. Soweit sie entbehrlich waren, wurden auch die Bereisungsdampfer im Schleppbetrieb verwendet.

Der Baggerbetrieb war im allgemeinen ein Einschichtenbetrieb mit einer Arbeitszeit von durchschnittlich 70 Std. je Woche in der Vorkriegszeit und 60 Std. in der Nachkriegszeit. Diese Arbeitszeit wurde auf 5 Tage der Woche so verteilt, daß der Betrieb alle 14 Tage am Sonnabend, Sonntag und Montag ruhte und die Geräte- und Prahmbesatzungen, die größtenteils aus den Dörfern am Stettiner Haff stammten, nach Hause zu ihren Familien fahren konnten. Notwendige Instandsetzungen an den Geräten wurden täglich nach Betriebschluß, größere Arbeiten und die gesetzlich vorgeschriebenen Kesselreinigungen während der alle 14 Tage eintretenden Arbeitspause vorgenommen.

Jeder Baggermeister erhielt die nach der Entfernung der Lössstelle bemessene Anzahl von Prahmen und Schleppdampfern zugewiesen und war für deren ordnungsmäßige Beschaffenheit, Bemannung und Ausrüstung verantwortlich. Vor Beginn der Arbeiten erhielt jeder Baggermeister ferner einen Streckenplan mit den zugehörigen Querschnitten ausgehändigt, in die er den Fortschritt der Arbeiten mit roter Tinte einzutragen hatte. Die Profilprofile wurden in die vorhandenen Polygonzüge eingebunden, damit sie jederzeit genau wiederhergestellt werden konnten. Größter Wert wurde darauf gelegt, daß bei den Baggerarbeiten keine Geräte der Fischer beschädigt oder verschleppt wurden. Grundsätzlich wurden die beteiligten Fischerinnungen und Fischereipächter vor Beginn jeder Baggerarbeit benachrichtigt, damit sie rechtzeitig ihre Geräte in Sicherheit bringen konnten.

Den Spülern wurden in der Regel möglichst zwei Bauprahme zur Verfügung gestellt. Der eine Prahm diente zur Beförderung und Aufbewahrung der Spülrohre, der zweite wurde zwischen Spüler und Ufer

²²⁾ Bautechn. 1938, Heft 23/24, S. 287.

gelegt, um dem Gerät eine feste und ruhige Lage zu geben. Es wurde so das Auslegen einer schwimmenden Rohrleitung vermieden. In dem zweiten Prahm wurden zugleich Gerätschaften und Ersatzteile des Spülers aufbewahrt. Die mit festen Flanschen versehenen Spülrohre bestanden aus geschweißten Röhren von 5 m Länge, 50 bis 60 cm Durchm. und etwa 4 mm Blechdicke. Um keine Unterbrechung des Spülbetriebes beim Vorstrecken der Rohre eintreten zu lassen, wurde nach Möglichkeit mit zwei getrennten Leitungen gearbeitet, die mit Hilfe eines regulierbaren Gabelrohres von der Druckleitung des Spülers abgezweigt waren, so daß der Spülstrom nach Wahl durch die eine oder andere Leitung geschickt werden konnte. Die größte Länge der Spülrohrleitung betrug etwa 1000 m. Jedoch ergaben sich bei dieser Entfernung Schwierigkeiten, sobald das Spülgut einen größeren Sandgehalt aufwies. Größere Flächen, die zur landwirtschaftlichen Nutzung aufgehöhht werden sollten, wurden je nach der Örtlichkeit in einzelne, durch Wälle abgegrenzte Felder von etwa 2 ha Größe geteilt und jedes Feld für sich aufgespült. Die Spülrohrleitung wurde dabei nach Möglichkeit im Zuge der später vorgesehenen Wirtschaftswege verlegt. Da sich die sandigen Bestandteile des Spülgutes unmittelbar vor dem Auslauf der Leitung ablagerten, erreichte man auf diese Weise ein festes Planum für den Weg und eine ausreichend gleichmäßige Verteilung des Schllicks über die Gesamtfläche.

Schon die ersten Arbeiten zeigten, daß nicht jeder Schllickboden für landwirtschaftliche Zwecke verwendbar ist. So ergab sich, daß das sonst ausgezeichnete Spülgut, das die niedrigen Wiesen des Polders 17 in Ackerland verwandeln sollte, zum Teil Schwefel Eisen enthält, das an einer Stelle in solcher Menge aufgebracht war, daß mehrere Hektar auf eine Reihe von Jahren völlig ertraglos blieben. Seit der Zeit wurden die Abtragflächen — meistens handelte es sich um Uferrehnen —, deren Boden für landwirtschaftliche Verbesserungen Verwendung finden sollte, sorgfältig abgebohrt und das Bohrgut von der Moorversuchstation in Bremen untersucht. Fehlschläge sind seitdem nicht mehr eingetreten.

Das Aufsetzen der Spülwälle lag besonderen Kolonnen ob, da diese Arbeiten schon fertig vorbereitet sein mußten, wenn der Spüler seine Tätigkeit aufnahm. Der Boden für die Spülwälle, die im allgemeinen eine Kronenbreite von 60 bis 80 cm und Böschungen 2:1 hatten, wurde aus dem Spülfelde entnommen, damit die ausgehobenen Löcher gleichzeitig mit der Spülung verfüllt werden konnten. Daneben wurden, insbesondere bei der Aufspülung von Rampen, Verfüllung von Altarmen und an Gefahrstellen der Spülwälle reichlich Spülbleche verwendet, um Wallbrüche, die in der Regel Entschädigungsansprüche der Anlieger zur Folge hatten, auszuschließen. Um das Spülwasser möglichst frei von Sinkstoffen in den Vorfluter einzuleiten, wurde es tunlichst über angekaufte oder gepachtete Wiesen und das völlig im Eigentum der Bauverwaltung befindliche Vorland geleitet. Sobald die Wieseneigentümer erkannten, daß die im allgemeinen stark bültigen Wiesen durch die Überrieselung mit dem fruchtbaren Schllick nicht nur besser begehbar wurden, sondern auch bessere Erträge brachten, stellten sie ihre Flächen gern kostenlos zur Aufnahme des Spülwassers zur Verfügung (s. Sonderaufsatz VI). Das angestrebte Ziel, nur Spülwasser in die Vorfluter gelangen zu lassen, das weniger als 2% Sinkstoffe hatte, wurde dadurch in vielen Fällen annähernd erreicht. Die notwendigen Maßnahmen ließen sich aber nur treffen, wenn über die Beschaffenheit des Spülwassers jederzeit volle Klarheit herrschte. Die Spülermeister waren daher angewiesen, täglich mehrmals Proben zu entnehmen und diese in hohen zylindrischen Gefäßen, die sich stets an Bord befanden, abklären zu lassen. Um etwaigen, erfahrungsgemäß meist übertriebenen Beschwerden oder Entschädigungsansprüchen der Anlieger über eine Verschlämzung der Vorfluter wirksam entgegenzutreten oder berechnigte Ansprüche auf das richtige Maß zurückzuführen zu können, wurden die Vorfluter vor Beginn und nach Beendigung der Spülarbeiten sorgfältig abgepeilt.

Die Herstellung der Sommerdeiche, die bei 3 m Kronenbreite 6fache wassersseitige und 10fache landseitige Böschungen aufwiesen, geschah am Marwitzer Durchstich zunächst im Trockenbetriebe. Von der Grundfläche der Deiche wurde die Grasnarbe entfernt und die Rasenplaggen seitlich in Haufen von 1 m Höhe aufgesetzt. Hierauf wurde der für den Deichbau geeignete Boden aus den Abtragflächen in Lagen von 30 cm aufgebracht und, soweit er nicht durch die Arbeitszüge hinreichend oft befahren war, lagenweise festgestampft. Die wassersseitige Böschung wurde mit Rasensoden belegt, während Krone und landseitige Böschung mit einer 30 cm hohen Mutterbodenschicht abgedeckt und eingesät wurden. In ähnlicher Weise wurden die oberen Begrenzungsdeiche des Polders 10 hergestellt, wo die abzugrabenden hohen Rehnen des Vorlandes ein ganz vorzügliches Deichmaterial lieferten. Sämtliche übrigen unterhalb gelegenen Deiche wurden dagegen im Spülverfahren hergestellt, da sich an Ort und Stelle kein geeigneter Boden für den Deichbau vorfand und die vorhandenen Uferrehnen nicht einmal für die Mutterbodenabdeckung ausreichten. Es wurde dabei folgendes Verfahren angewendet. Besondere Vorarbeiterkolonnen deckten zunächst die Deichgrundfläche ab und setzten die dabei gewonnenen Rasensoden am Fuß des Deiches beiderseits zu Spülwällen auf. Gräben und Kolke, die von den Deichen

gekreuzt wurden, wurden vorher von Moor, Schlamm, Sträuchern und Pflanzenwuchs sauber gereinigt. Gleichzeitig wurde dort, wo kein Mutterboden zur Verfügung stand, das Vorland eingewallt. Es genügte hierzu kleine, niedrige Wälle bis 0,5 m Höhe; in vielen Fällen waren schon die Uferrehnen hoch genug. Sobald diese vorbereitenden Arbeiten beendet waren, wurde ein Spüler angesetzt, der zunächst Sand für den Deichkern zwischen die Spülwälle einspülte, — wobei das ablaufende Spülwasser über das eingewallte Vorland geleitet wurde —, und dann anschließend das Vorland mit Schllickboden vollpumpte. Sobald die so geschaffenen Mutterbodenlager genügend ausgetrocknet waren, wurde der Sandkern profiliert und mit 30 cm hohem Mutterboden aus dem Mutterbodenlager abgedeckt, wobei auch die Spülwälle verwendet wurden (Abb. 39). Da man mit starken Sackungen rechnen mußte, wurde zunächst etwa 25 bis 50% mehr Sand aufgespült als rechnungsmäßig notwendig war. Dieses Verfahren bewährte sich leider nicht. Die Annahme, daß die Deiche trotz des Sandkerns infolge ihrer geringen Höhe die darunterliegende Torfschicht wohl etwas zusammendrücken, aber immerhin sich doch „schwimmend“ auf dem Moor halten würden, traf nicht zu. Die oberste Deckschicht des Moors hielt das Gewicht des Deiches nicht aus, sie brach, und die Deiche versackten immer mehr, so daß nach einigen Jahren von einzelnen Deichen kaum noch etwas zu sehen war. Dasselbe war bei den Mutterbodenlagern der Fall. Vorländer, die vor dem Kriege 30 bis 40 cm mit Schllick aufgehöhht waren, waren nach dem Kriege nicht höher als die angrenzenden Wiesen. Bei den Deichen, die sich einigermaßen gehalten hatten, machte sich die unangenehme Erscheinung bemerkbar, daß die an die Deichfüße angrenzenden Wiesenstreifen heruntergedrückt waren und tiefe Mulden bildeten, die bei höheren Wasserständen sofort naß wurden und daher nur saure Gräser und Binsen aufwiesen.

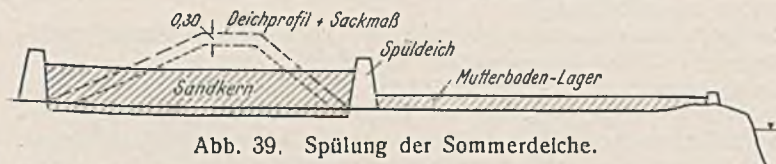


Abb. 39. Spülung der Sommerdeiche.

Auf Grund dieser Erfahrungen wurde daher später (etwa seit 1920) folgendes Verfahren eingeschlagen. Die Grundfläche des Deiches wurde nicht mehr wie bisher nur flach abgeschacht, sondern mindestens 30 cm tief ausgeschachtet. Aus dem Aushubboden wurden kräftige Spülwälle gebildet, deren Inhalt ausreichte, den Deichkern 30 cm stark abzudecken. Der eingespülte Sand durchbrach nun von vornherein die tragende Decke des Moors und lagerte sich auf den in mehr oder weniger großer Tiefe anstehenden Sandschichten, wobei er das Moor teils zusammendrückte, teils völlig verdrängte, so daß im Vorlande vereinzelt Auftreibungen entstanden. Obwohl die Deiche nun ein festes Auflager hatten, erlitten sie zur Sicherheit noch eine Überhöhung von etwa 30 bis 50%, da man auf jeden Fall ein nochmaliges Absacken unter der Sollhöhe vermeiden wollte. Um die Muldenbildung am Fuß der Deiche zu verhindern, ließ man die Böschungen nicht mehr geradlinig auf das Wiesengelände stoßen, sondern versah sie mit einem kleinen Anlauf, so daß das nicht vermeidbare Absinken der an die Deichfüße anstoßenden Wiesenstreifen ausgeglichen wurde (s. Abb. 40).

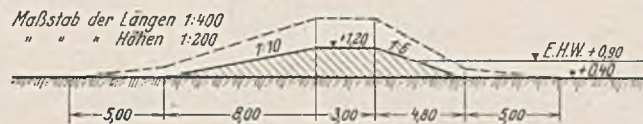


Abb. 40. Überhöhung der Sommerdeiche (km 720 der Oder).

Um die Polder schließen zu können, mußten sämtliche Flußarme an ihrer Abzweigstelle von Oder und Westoder abgedämmt werden. Es gelang, fast sämtliche Sperrdämme im Spülverfahren aus Sandschüttung ohne Verwendung von Buscharbeiten herzustellen. Voraussetzung war allerdings, daß die zur Abdämmung benötigten Bodenmengen in großen Massen und mit größter Beschleunigung verspült wurden, und daß die Arbeit zur Zeit günstiger Wasserstände vorgenommen wurde.

Außer den Baggerungen in der Oder und Westoder umfaßten die Oderregulierungsarbeiten noch eine Reihe von Erdarbeiten in den Poldern. Durch die Eindelchungsarbeiten wurden die zahlreichen Stromarme, die die Oderniederung durchzogen, von den beiden Hauptvorflutern abgeschnitten. Um diese Poldergewässer für die Heuabfuhr zugänglich zu machen, wurden sie untereinander durch besondere Gräben verbunden und die bedeutenderen Wasserwege durch Kahnschleusen an die Oder und Westoder angeschlossen. Diese Heuabfuhrgräben hatten einen Querschnitt von 14 m Wasserspiegelbreite, einfache Böschungen und eine Tiefe von 2 m. Für die insgesamt etwa 6 km langen Heuabfuhrgräben betrug die zu bewegende Bodenmenge rd. 150 000 m³, wozu noch etwa 40 000 m³ der Kahnschleusenzufahrten traten, die annähernd den gleichen Querschnitt wie die Heuabfuhrgräben hatten.

Zur Bewältigung dieser Aufgabe kaufte die Bauverwaltung im Jahre 1912 von dem Meliorationsbauamt Cottbus einen Spülbagger, der bis dahin bei der Spreeregulierung mit Erfolg verwendet war, und baute ihn für die Sonderzwecke der Oderregulierung um. In diesem Gerät, das eine Länge von 22,15 und eine Breite von 5 m aufwies, waren die Einrichtung eines Eimerbaggers mit denen eines Spülers vereinigt. Das Baggergut wurde über den oberen Turas in einen Trichter gestürzt und dort durch den kräftigen Wasserstrahl einer Zusatzpumpe im Verhältnis 1:4 bis 1:5 verdünnt. Als schlammige Masse gelangte es dann in die Preßpumpe, die imstande war, das Gemisch in einer Rohrleitung von 22 cm Durchm. 650 m weit zu drücken. Um den Bagger das Gieren zu ermöglichen, waren zwischen dem Gerät und der festen Leitung am Lande eine Reihe von Schwimmern eingeschaltet, auf denen die Spülrohre gegeneinander beweglich gelagert waren (Abb. 41). Dieses Gerät erwies sich für die Herstellung der Heuabfuhrgräben als recht geeignet.

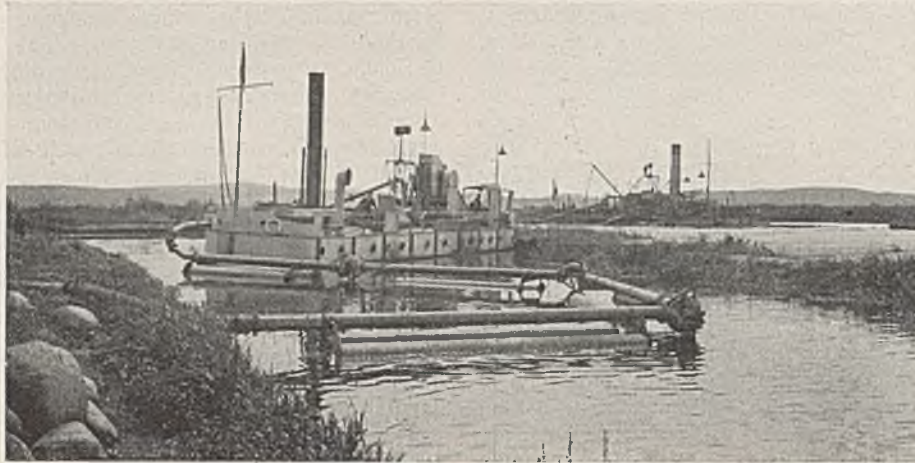


Abb. 41. Spülbagger V.

Da der Aushubboden im allgemeinen aus Schlick und Torf bestand, stellten die angrenzenden Wiesenbesitzer ihre Flächen zum Unterbringen des Bodens gern zur Verfügung, so daß die Vorbedingung für ein wirtschaftliches Arbeiten dieses Geräts, die Löschstelle für das Unterbringen des Baggerbodens in unmittelbarer Nähe zu haben, fast regelmäßig erfüllt war.

Außer diesem Sondergerät fand bei den Erdarbeiten in den Poldern noch ein Gerätepaar von etwa 25 m³ stündlicher Leistungsfähigkeit Ver-

wendung, das aus einem kleinen, mit einem entsprechenden Spüler gekuppelten Bagger bestand. Dieses Gerätepaar arbeitete jedoch infolge der größeren Bemannung, die die beiden getrennten Geräte erforderten, nicht so wirtschaftlich wie der Spülbagger V.

Die durch den Baggerbetrieb entstandenen Kosten sind im einzelnen für die hauptsächlich in Tätigkeit gewesenen Geräte in den Tafeln II, III und IV, die die Vorkriegsjahre 1910 und 1911 und das Nachkriegsjahr 1926 behandeln, zusammengestellt. Zum Verständnis der Tafeln sei folgendes vorweg bemerkt:

In den für 1 m³ feste Masse ermittelten Einheitspreisen sind die Kosten für Verzinsung und Abschreibung der Oderregulierungsgeräte sowie für die angemieteten staatlichen Geräte nicht enthalten. Während in den Tafeln II und III die Kosten für Betrieb und Unterhaltung der Klapp- und Spülschuten besonders angegeben sind, sind sie in Tafel IV den Kosten des Baggers zugeschlagen. Das gleiche ist mit den Miet- und Unterhaltungskosten der von

einem Unternehmer zur Verfügung gestellten Spülschuten geschehen. Wo die Führer der Geräte Beamte waren, sind deren Gehälter in den Betriebskosten enthalten.

Die Jahresdurchschnittskosten für 1 m³ bewegten Bodens betragen im Rechnungsjahr 1910 20,3 Pf. Dieser verhältnismäßig niedrige Preis ist darauf zurückzuführen, daß die Bagger zunächst im unteren Odergebiet arbeiteten, wo große Massen anstanden, so daß die Geräte stets voll

Tafel II.
Baggerbetriebsergebnisse 1910.

Lfd. Nr.	Gerät	Betriebs- tage im Jahr	Arbeits- stunden je Tag	Geförderter Boden		Kohlen- ver- brauch je m ³ kg	Durch- schnittl. Schlepp- ent- fernung km	Durch- schnittl. Spül- rohr- länge m	Kosten			Jahresdurch- schnitts- kosten je m ³ bewegten Bodens	Bemerkungen			
				im Jahr m ³	je Std. m ³				d. Be- triebes je m ³ Rpfl	d. Unter- haltung je m ³ Rpfl	zus. Rpfl					
1	E. D. Bagger IX	247	12,41	336 730	110	0,93	1,8	550	Kosten d. Baggers	8,03	5,75	13,78	25,98	Baggerstellen: Ost- oder zwischen km 730 u. 738 Bodenart: Sand, Torf, Schlick Löschstellen: Alt- arme und Dammscher See		
				davon: a) geklappt	156 130					Kosten d. Klapp- prahme	2,3	—			2,3	Kosten d. Schlepp- betriebes
			b) gespült	180 600					Kosten d. Spülers (Sp. I. u. II)	8,5	2,44	10,94				
							1,8		Kosten d. O. R. Prahme	2,75	0,31	2,06				
									Kosten d. Schlepp- betriebes	3,65	—	3,65				
									zusammen	30,43						
2	E. D. Bagger X	242	12,13	1 022 860	349	0,45	1,1	600	Kosten d. Baggers	3,90	1,73	5,63	17,9	Baggerstellen: Ost- oder zwischen km 730 u. 733; Querverbin- dung Klütz-Güstow Bodenart: Schlick, Sand, Moorboden Löschstellen: Alt- arme und Polder 1		
										Kosten d. Spülers (Sp. II u. III)	7,5	1,9			9,4	Kosten d. O. R. Prahme
									zusammen	17,9						
3	E. D. Bagger XI	244	12,48	693 530	288	0,53	1,0	500	Kosten d. Baggers	5,4	2,5	7,9	21,2	Baggerstellen: Ost- oder oberhalb Pold- er und Mündung in den Dammschen See Bodenart: Sand, Torf, Schlick, Moorboden Löschstellen: Polder 17 und Damms- cher See		
										Kosten d. Spülers (Sp. I, II, III)	8,2	1,8			10,0	Kosten d. O. R. Prahme
									zusammen	21,2						
4	Spüler I	115	11,13	184 400	144	2,56		400	Kosten d. Spülers	11,5	3,9	15,4				
5	II	240	11,25	1 146 370	425	1,65		600	7,3	1,9	9,2				
6	III	250	10,0	702 175	282	1,74		500	8,5	1,8	10,3				

ausgenutzt wurden, ja, daß die Spüler häufig als Profilsauger arbeiten konnten. Hierzu kam, daß die Schleppentfernungen sehr kurz waren und der Boden in einfachster Weise durch Verklappen oder durch Verspülen in große Aufnahmebecken, wie den Dammschen See, in Altarme oder Polder gelöscht werden konnte.

Im nächsten Jahre 1911, als diese günstigsten Vorbedingungen nicht mehr vorhanden waren, als mit dem Spülen der Sommerdeiche begonnen wurde, die wegen ihrer geringen Aufnahmefähigkeit ein öfteres Verlegen des Spülers notwendig machten, stieg der Jahresdurchschnittspreis auf 26,2 Pf. je m³ Boden, d. h. um rd. 25 %.

Durch die Kriegs- und Nachkriegszeit trat eine völlige Veränderung der wirtschaftlichen und sozialen Verhältnisse ein, die zur Folge hatte, daß die Bau- und Betriebsstoffe erheblich teurer wurden, daß die Löhne um mehr als das Doppelte stiegen und die Betriebszeit von wöchentlich 70 Stunden auf 60 Stunden verkürzt wurde. Dies mußte naturgemäß eine Verteuerung des Baggerbetriebs zur Folge haben. Hinzu kam aber noch, daß auch in betriebstechnischer Hinsicht die Dinge völlig anders lagen. Die großen zusammenhängenden Bodenmassen, wo die Bagger aus dem Vollen arbeiten konnten, waren zum größten Teil beseitigt, so

daß die Baggergeräte auf den Strecken angesetzt werden mußten, wo die Durchflußprofile nur eine geringere Erweiterung zu erfahren hatten. Hierzu kam, daß geeignete größere Ablagerungsflächen in der Nähe nicht mehr in genügendem Umfange zur Verfügung standen und die Beförderungsweiten daher immer größer wurden. Wo sich aber der Boden in der Nähe der Entnahmestellen unterbringen ließ, da handelte es sich meist um eine Spülung von Deichen, von Rampen, von Wegen, also um Ablagerungsflächen, die verhältnismäßig wenig aufnahmefähig waren, aber viel Rohrverlegungsarbeiten und dadurch mehr oder weniger längere Liegezeiten zur Folge hatten. Durch alle diese Umstände ist es begründet, daß die Baggerkosten in der Nachkriegszeit erheblich höher als vor 1914 waren und im Rechnungsjahr 1926 80 Rpf/m³ betragen. Daß diese Kosten den damaligen Verhältnissen durchaus angemessen waren, geht aus der Ausführung der Baggerarbeiten auf der Strecke Niedersaathen—Nipperwiese, km 687 bis km 697, im Jahre 1927 hervor, wo sich seit der Fertigstellung im Jahre 1912 so viel Bodenmassen abgelagert hatten, daß die planmäßige Tiefe nicht mehr vorhanden war. Die Arbeiten wurden öffentlich ausgeschrieben. Die Firma Goedhart erhielt als Zweitmindestfordernde auf folgendes Angebot den Zuschlag.

Tafel III.
Baggerbetriebsergebnisse 1911.

Lfd. Nr.	Gerät	Betriebs- tage im Jahr	Arbeits- stunden je Tag	Geförderter Boden		Kohlen- ver- brauch je m ³ kg	Durch- schnittl. Schlepp- ent- fernung km	Durch- schnittl. Spül- rohr- länge m	Kosten			Jahresdurch- schnitts- kosten je m ³ bewegten Bodens		Bemerkungen	
				im Jahr m ³	je Std. m ³				d. Be- triebes je m ³ Rpf	d. Unter- haltung je m ³ Rpf	zus. Rpf	Rpf	Rpf		
1	Eimerbagger IX	182	11,0	230 615	116	0,87	2 bis 3		Kosten d. Baggers	8,0	12,1	20,1	34,7		
				davon:					53 330	Kosten d. Klapp- prahme	2,6	0,3			2,9
										Kosten d. Schlepp- betriebes	5,36	—			5,4
	a) verklappt							zusammen	28,4						
	b) gespült			79 140			2 bis 3	500	Kosten d. Spülers (Sp. II u. III) . .	8,0	3,4	11,4	26,22	26,2	
									Kosten d. O. R. Prahme	4,0	0,3	4,3			
									Kosten d. Schlepp- betriebes	5,1	—	5,1			
	c) gespült			98 145			0	400	Kosten d. Spülers (Sp. I) (Bagger IX arbeitete gekuppelt m. Sp. I)	8,75	3,44	12,19			
									zusammen	32,29					
2	Eimerbagger X	215	10,65	577 420	254	0,64	0,5 bis 1,2	400	Kosten d. Spülers (Sp. II u. III) . .	5,0	3,12	8,12	26,22	26,2	
									d. Prahme	1,5	0,2	1,7			
									d. Schlepp- betriebes	2,8	0,1	2,9			
									zusammen	26,22					
3	Eimerbagger XI	216	9,6	570 470	275	0,54	3,0	300 bis 600	Kosten d. Baggers	4,65	3,39	8,04	22,75		
				davon:					7 050	Kosten d. Schlepp- und Klapp- betriebes	5,5	4,56			10,06
											zusammen	28,10			
	a) verklappt								Kosten d. Spülers (Sp. II u. III) . .	7,9	3,0	10,9			
	b) gespült			498 170			1 bis 5	300 bis 600	Kosten d. O. R. Prahme	1,5	0,11	1,61			
									Kosten d. Schlepp- betriebes	2,70	—	2,70			
	c) gespült			65 250			0	350	Kosten d. Spülers (Sp. I) (Bagger XI arbeitete gekuppelt mit Sp. I)	8,75	3,44	12,19			
									zusammen	20,23					
4	Spüler I	86	10,4	163 395	182	1,97		0		8,75	3,44	12,19			
5	„ II	230	8,9	667 700	326	1,88		100 bis 900		8,96	4,0	12,96			
6	„ III	210	8,0	484 000	289	1,74		100 bis 900		7,70	2,87	10,57			

1. 890 000 m³ feste Masse zu baggern, zu befördern und im Fittesee sowie neben der Schwedter Schleuse unterzubringen,

für 1 m³ = 1,14 RM;

2. 185 000 m³ feste Masse zu baggern, zu befördern und im neuen Kanal bei Nipperwiese sowie auf den staatlichen Geländeflächen an der Rörke unterzubringen,

für 1 m³ = 1,02 RM.

Bei dem Vergleich der Einheitsätze der Unternehmer mit den Kosten des Eigenbetriebs muß allerdings berücksichtigt werden, daß erstere außer dem Zuschlag für Gewinn auch die Aufwendungen für Verzinsung und Tilgung des Anlagekapitals enthalten, was bei den Kosten des Eigenbetriebs nicht der Fall ist. Trotzdem kann abschließend festgestellt werden, daß die Voraussetzungen, die seiner Zeit für die Wahl des Eigenbetriebs der Baggerarbeiten gesprochen haben, sich hinsichtlich der Wirtschaftlichkeit voll erfüllt haben.

Nachbaggerungen in einem Umfange von 1 075 000 m³ notwendig waren, so daß also die wirkliche Baggermasse um rd. 17,5 % größer war als die anschlagmäßige. Unterhalb Fiddichow ist infolge der größeren Querschnitte und namentlich infolge der Zweiteilung des Stromlaufs der Vornhundertersatz der Mehrbaggerungen wahrscheinlich höher gewesen.

Eine gewisse Erschwerung erfuhren die Baggerarbeiten durch den Neubau der beiden Straßenbrücken bei Greifenhagen und Mescherin, die im Laufe des Jahres 1913 dem Verkehr übergeben wurden. Während in die alten hölzernen Brücken 9 bis 10 m weite, durch Portalzugbrücken verschlossene Schiffsdurchlässe eingebaut waren, die auch den größten Baggergeräten die Durchfahrt gestatteten, hatten die neuen Brücken feste Überbauten, die nur eine lichte Höhe von 4 m über HHW oder rund 5,40 m über EHW aufwiesen. Um den nicht abzumontierenden Baggergeräten bis zu 6 m oberer, 9 m unterer Breite und etwa 13 m Höhe über Wasser trotzdem die Durchfahrt zu ermöglichen, war in die angehängte

Tafel IV.
Baggerbetriebsergebnisse 1926.

Gerät	Betriebs- tage im Jahr	Arbeits- stunden je Tag	Geförderter Boden Feste Masse		Kohlen- ver- brauch je m ³ kg	Durch- schnittl. Schlepp- ent- fernung km	Durch- schnittl. Spül- rohr länge m	Kosten			Jahresdurch- schnitts- kosten je m ³ bewegten Bodens Rpf	Bemerkungen	
			im Jahr m ³	je Std. m ³				d. Be- triebes je m ³ Rpf	d. Unter- haltung je m ³ Rpf	zus. Rpf			
E. D. Bagger X	209	9,1	424 000	223	0,81	12,0	200	Kosten d. Baggers u. d. Spülprahme Kosten d. Schlepp- dampfer Kosten d. Spülers (Sp. II, III) . . .	27,3 13,5 16,8	12,7 1,2 8,0	40,0 14,7 24,8	zusammen 79,5	Baggerstellen: West- oder zwischen km 27,5 u. 29,0; Ostoder zwi- schen km 696,8 u. 704,2 Bodenart: Sand und Schlick Löschstellen: Polder 17; Jürgen- wiesen bei km 717, Deichdurchbrüche im Polder 10
E. D. Bagger XI	208	10,5	402 000	184	0,87	3,5	230	Kosten d. Baggers u. d. Spülprahme Kosten d. Schlepp- dampfer Kosten d. Spülers (Sp. II, III, VIII)	21,2 11,7 16,8	11,7 0,1 6,1	32,9 11,8 22,9		
E. D. Bagger XIII	198	9,8	290 000	150	1,23	6,3		Kosten d. Baggers u. d. Spülprahme Kosten d. Schlepp- dampfer Kosten d. Spülers (Sp. II, III, VIII)	32,5 14,0 23,7	16,8 0,1 12,1	49,3 14,1 35,8	zusammen 99,2	Baggerstellen: West- oder zwischen km 17,95 u. 18,65; Wehrkanal bei Marienhof; Ostoder bei km 702,7 u. 699,8 Bodenart: Sand mit Schlick und Steinen Löschstellen: Deiche und Altarme oberhalb Gartz und im Polder B
Spüler II	193	9,5	466 000	251	1,97		210	Kosten d. Spülers	16,5	5,9	22,4		
„ III	181	11,2	424 000	210	2,00		260	„ „ „	16,8	7,9	24,7		
„ VIII	192	9,1	227 000	129	2,19		125	„ „ „	26,0	14,1	40,1		
Spülbagger V	165	11,2	62 275	33	3,33		171	Kosten d. Baggers und Spülens .	59,4	21,9	81,3		

Im Jahre 1928 waren die Arbeiten beendet. Wenn die auf 15 Jahre bemessene Arbeitszeit um etwa 7 Jahre überschritten ist, so lag das zunächst an der Kriegs- und Inflationszeit, in der die gesamten Arbeiten stark eingeschränkt waren. Es unterliegt aber auch keinem Zweifel, daß mehr Bodenmassen gebaggert sind, als ursprünglich veranschlagt waren. Abgesehen von den zusätzlichen Baggerungen, die die später aufgestellten Sonderentwürfe der Westoder vorsahen, lag der Grund für die Mehrleistungen teils in den Eintreibungen und Ablagerungen neuer Massen aus den oberen Oderstrecken, für deren Beseitigung die Räumungskraft der unteren Oder nicht mehr ausreichte, teils in der zerstörenden Wirkung verschiedener Hochwasser, die zahlreiche Deichbrüche und nennenswerte Veränderungen der Flußsohle zur Folge hatten, sowie zuletzt auch an dem Zurückfließen eines gewissen Teils des Baggerbodens mit dem Spülwasser, das nicht immer völlig geklärt dem Vorfluter zugeführt werden konnte.

Wie groß die gesamte Menge dieses zusätzlichen Baggerbodens gewesen ist, läßt sich nicht mehr genau feststellen. Einen Anhalt mag aber die Tatsache geben, daß auf der Strecke Niedersaathen—Nipperwiese, wo nach dem Entwurf 6 131 000 m³ feste Masse zu beseitigen waren, innerhalb von 15 Jahren nach Fertigstellung dieser Strecke die vorhin erwähnten

Fahrbahn der bogenförmigen Greifenhagener Brücke eine einarmige Klappe eingebaut worden, die in geöffnetem Zustande eine lichte Weite von 7 m freigab. Auf diese Weise war die Ostoder für die Baggergeräte völlig zugänglich, wenn auch das jedesmalige Öffnen und Schließen der Klappe und das Durchbringen eines Baggers, das nur mit äußerster Vorsicht geschehen durfte, etwa einen halben Tag dauerte. Die Westoderbrücke hatte keinen derartigen Baggerdurchlaß, was auch nicht unbedingt notwendig war, denn die normalen Baggergeräte konnten den oberhalb Mescherin gelegenen Teil der Westoder durch die Quer Verbindung bei Gartz erreichen. Dieser Weg war jedoch den großen Geräten, deren Abmessungen ein Durchfahren der dortigen Schleusen nicht gestatteten, verschlossen. Mußten diese Geräte in der Westoder angesetzt werden, so wurde ein Überbau des Marlenhofer Wehres auf zwei zusammengekoppelten Prahmen ausgefahren und damit eine Wehröffnung für den Baggerverkehr völlig freigegeben, ein Verfahren, das bei mittleren Wasserständen im allgemeinen keine Schwierigkeiten machte. Wenn auch durch alle diese Maßnahmen die Freizügigkeit der Baggergeräte in ausreichendem Umfange wiederhergestellt war, so läßt sich dennoch nicht bestreiten, daß auch sie ihren Anteil an der Steigerung der Baggerkosten in der Nachkriegszeit beigetragen haben.

Bücherschau.

Zillich: Statik leichtverständlich dargestellt, neubearbeitete Auflagen von F. Stiegler, Baurat. I. Teil: Graphische Statik, 10. Aufl., 98 S. mit 201 Textabb. Preis steif geh. 2,80 RM¹⁾. II. Teil: Festigkeitslehre (mit Bemessungstabellen), 11. Aufl., 145 S. mit 83 Textabb. Preis steif geh. 3,40 RM²⁾. Berlin 1939, Verlag Wilh. Ernst & Sohn.

Die bekannten Lehrbücher von Zillich liegen in 10. bzw. 11. Auflage vor, ein Beweis, daß sie sich in der Praxis und im Lehrbetrieb bestens bewährt haben. Den inzwischen erschienenen neuen Vorschriften ist Rechnung getragen. Das Textliche ist durch verschiedene, gut brauchbare Bemessungstabellen ergänzt worden. In einer Zeit, in der das Wort „Leistungssteigerung“ nicht nur auf dem Papier stehen darf, sondern auch in die Tat umgesetzt werden muß, kann man Neuerscheinungen und Neubearbeitungen vorliegender Art nur willkommen heißen. An Bauvorhaben mangelt es im Augenblick gewiß nicht, wohl aber an technischen Arbeitskräften für Büro und Baustelle. Der zur Verfügung stehende Mann wird voll ausgenutzt; Hilfsmittel bei der Entwurfsarbeit sind da nicht zu entbehren. Berücksichtigt man außerdem noch die Tatsache, daß die Zeitdauer des Studiums herabgemindert werden soll, daß also die Studierenden mehr als bisher auf häusliches Nacharbeiten angewiesen sind, wird die Bedeutung guter Lehrbücher nach Art der beiden vorliegenden Neuauflagen um so augenfälliger. C. Kersten.

Schulungsleitfaden für Arbeitsschutzwalter und Unfallvertrauensmänner im Tiefbau. Ausgabe 1938. 37 S. Zu beziehen von der Tiefbau-Berufsgenossenschaft, Berlin-Wilmersdorf, Babelsberger Straße 16.

Auf Veranlassung der Tiefbau-Berufsgenossenschaft ist ein Leitfaden erschienen, der in knapper Fassung und klarer Gliederung die Aufgaben des Arbeitsschutzwalters und Unfallvertrauensmannes unter den Sonderbedingungen des Tiefbaugewerbes behandelt. Der erste Abschnitt umfaßt die gesetzlichen Vorschriften, soweit sie die Grundlage und Richtschnur für den Unfallvertrauensmann allgemein abgeben. Der zweite umfassende Abschnitt befaßt sich mit den für das gleiche Sachgebiet ergangenen Richtlinien der Deutschen Arbeitsfront und den zugehörigen Erläuterungen. Dieser Abschnitt läßt erkennen, wie bedeutsam die Stellung des Arbeitsschutzwalters und Unfallvertrauensmannes ist, und wie durch ihn auf dem wichtigen Gebiete der Unfallverhütung eine zweckmäßige Verbindung zwischen der Deutschen Arbeitsfront einerseits und der Berufsgenossenschaft andererseits als dem zuständigen Selbstverwaltungskörper der Wirtschaft hergestellt wird. Die Erläuterungen sind mit Rücksicht auf die gerade im Tiefbau vorhandenen besonderen Arbeitsbedingungen ausgebaut und enthalten viele nützliche Winke für die Praxis. Der letzte Abschnitt gibt eine Darstellung der Entstehung, des Zweckes und der Arbeitsweise der Berufsgenossenschaft; ferner sind die in Frage kommenden Sicherheitsvorschriften verschiedenster Art hier zusammengestellt. Neben dem eindringlichen Hinweis auf die Notwendigkeit der Verhütungpropaganda wird der Unfallvertrauensmann auch darüber unterrichtet, in welcher Weise sich die Berufsgenossenschaft und die Deutsche Arbeitsfront für den Unfallverletzten einsetzen, so daß auch über diesen wichtigen Punkt ausreichende Aufklärung im Kreise der Versicherten gegeben werden kann. Es ist zu wünschen, daß die Schrift weiteste Verbreitung findet und von ihrem Leserkreis als ständiges Handwerkszeug bei der Ausübung seiner für das Volkwohl bedeutsamen Aufgabe angesehen wird.

Dr.-Ing. Otto Mast.

Mayer, A.: Sols et Fondations (Baugrund und Gründungen). (In französischer Sprache.) 203 S. mit 94 Textabb. Paris 1939. Collection Armand Colin Nr. 217, 103 Boulev. St. Michel, Paris. Preis geh. 15 fr., geb. 17,50 fr.

Die Aufgabe des Heftes ist es, den entwerfenden Ingenieur mit den Verfahren der neuzeitlichen Baugrunduntersuchungen und der Vorbereitung eines Gründungsentwurfs vertraut zu machen. Bei dem verhältnismäßig geringen Umfange des Büchleins kann es naturgemäß nur in das Gebiet einführen und Anregungen geben.

Die nachgiebigen Bodenarten: Sand, Ton, Mergel, Lehm (man vermißt Schluff, Loß, Moor u. a.) werden zunächst geophysikalisch (m. E. zu stark betont) oder durch Bohrungen mit Entnahme ungestörter Bodenproben festgestellt bzw. durch Probelastung geprüft. Der zweifelhafte Wert von Probelastungen wird mit Recht hervorgehoben. Dann werden die Grundgesetze der Bodenmechanik, das Coulomb-Reibungsgesetz, die Boussinesq-Formeln für die Druckverteilung, das Darcysche Gesetz und anschließend die Ermittlung der bodenphysikalischen Ziffern behandelt. Es folgen Betrachtungen über die Grenzbelastung des Bodens, die mehr theoretischen Wert besitzen, und ein kurzer Abriss der Konsolidierungstheorie mit einigen Beispielen über die Setzungen von Flachgründungen.

Bei den Tiefgründungen werden die Pfähle, und zwar Reibungspfähle, Probelastungen, Tragformeln, negative Mantelreibung, Spitzenwiderstand, Pfahlgruppen, Setzung von Pfahlgründungen behandelt und Brunnen- und Senkkasten kurz erwähnt. Es folgen Erddruck auf Stützmauern mit Anführung der neueren Versuche, Standfestigkeit von Böschungen und Erddämmen, einige Aufgaben aus dem Gebiete der Sickerströmungen und der Dichtungsverfahren.

Das Werk stellt eine kurze und nützliche Zusammenfassung aus dem Schrifttum aller Länder über Bodenmechanik dar und ist insbesondere für einen französischen Leserkreis bestimmt, für den ein solches Werk bisher fehlte.

Dr. Scheidig.

Leonhardt, F., Dr.-Ing., Reglerungsbaumeister: Die vereinfachte Berechnung zweiseitig gelagerter Trägerroste. VIII, 63 S. mit 61 Textabb. Berlin 1939, Verlag Wilh. Ernst & Sohn. Preis steif geh. 4,80 RM.

Vielfach werden Brücken mit mehr als zwei Hauptträgern und durchlaufenden Querträgern unter der Annahme berechnet, daß die Querträger gelenkig an die Hauptträger angeschlossen sind. Durch diese Annahme werden gegenüber der genauen Rechnung mit Berücksichtigung der Rostwirkung Fehler gemacht, die sich nicht nur günstig, wie vielfach angenommen, sondern an manchen Stellen des Tragwerks ungünstig auf die Sicherheit und damit auf den Bestand auswirken. Diese Fehler werden um so größer, je kleiner das Eigengewicht des Bauwerks und je größer die Einzellasten sind. Der Grund, warum in den meisten Fällen von einer genauen Berechnung Abstand genommen wird, liegt darin, daß die damit verbundene Rechenarbeit sehr umfangreich ist.

Der Verfasser entwickelt in vorliegendem Büchlein, das einen erweiterten Sonderdruck seines Aufsatzes aus Bautechn. 1938, Heft 40/41, darstellt, in Erkenntnis dieser Tatsachen ein Verfahren, das ohne besondere Schwierigkeit der tatsächlichen Wirkungsweise solcher Tragwerke nahekommt. Die Entwicklung wird auf geläufige Verfahren aufgebaut. Eine Anzahl guter Textabbildungen machen die Abhandlung auch für den mit diesem Gebiete weniger vertrauten Leser leicht verständlich. Die Ermittlung der Querverteilungszahlen aus einem einfachen Modellversuch, der eingehend beschrieben wird, bildet die Grundlage für die Berechnung der Schnittkräfte für die Haupt- und Querträger. Für die häufig vorkommenden Tragwerke mit drei und vier Hauptträgern und symmetrischen Querschnitt werden geschlossene Formeln für die Querverteilungszahlen angegeben, die einen Modellversuch erübrigen. Aufschlußreich sind die Abschnitte, die sich mit der Anzahl und Stärke der lastverteilenden Querträger befassen. Zum Schluß wird an Hand von Beispielen die Größe der Fehler in den Momenten bei Nichtberücksichtigung der Rostwirkung angegeben.

Das Büchlein stellt eine gute Bereicherung des Schrifttums über Rostberechnungen dar; es kann jedem Stahlbau- und Eisenbetonstatiker bestens empfohlen werden.

F. Neukirch, München.

Sbrzesny, W., VDI: „Claus Kröncke als Beispiel der Ingenieurausbildung gegen Ende des 18. Jahrhunderts im Gegensatz zur heutigen Berufsausbildung des Bauingenieurs“. Schriftenreihe für Technikgeschichte des Vereines deutscher Ingenieure. 46 S. Berlin NW 7, 1938, VDI-Verlag G. m. b. H. Preis brosch. 2,50 RM.

Die Schrift handelt von drei Männern der Wasserbaukunst, Claus Kröncke und seinen beiden Lehrern Johann Georg Büsch und Carl Friedrich von Wiebeking. Sie lebten um 1800. Seit etwa 1760 wurden nach ihren Angaben die Grundsätze des Wasserbaus wissenschaftlich bearbeitet.

Einige wahllos aus der Fülle von überraschenden Erkenntnissen der Schrift herausgegriffene Sätze sollen den Sinn der Arbeit andeuten. Zum Teil sind sie den eigenen Abhandlungen der genannten Männer entnommen, zum Teil stellen sie die Eindrücke dar, die der Verfasser von den in ihren Werken wiedergegebenen Grundauffassungen gewonnen hat.

„Das Bauen hat nach dem Wasser, dem Wasser gemäß zu erfolgen“ — den Wunsch hegt, ihr Studium — gemeint ist das Studium der Wasserbaukunst — möge für die Praxis im Staatsdienst und bei unmittelbarer Berufsausübung die Urteilsbildung stärken, sowie Entscheidungsmöglichkeiten geben.“ „Kritische Einstellung, sie ist das Merkmal beider Männer — Büsch und Wiebeking — überhaupt, nicht Kritik um jeden Preis, sondern Abgaben von Rechenschaft über das Gesehene, Beobachtete, Gemessene, Aufgezeichnete, Entworfenene, Beschriebene usw.; Betrachtung aller Möglichkeiten, von allen Seiten.“ „Keineswegs nur Einstellung auf die technische Seite des Problems allein, sondern auch bereits Betrachtung des Wirkungsgrades und Untersuchung der Wirtschaftlichkeit.“ „Ich bin der Meinung, das bey den Vorlesungen nicht nur der Zuhörer mit den Grundsätzen, mit den Theorien, bekannt gemacht werden sollte, sondern daß der Lehrer die vorhandenen Theorien prüfen müsse, mit Erfahrungen und Beobachtungen.“ „Aber ich habe sehr gute Gründe, einem jeden, der sich dem Wasserbau widmen will, die Beziehung einer Academie abzurufen, solange er nicht schon das Fach überhaupt kennt, einige Gelegenheit gehabt hat, practisch mitzuarbeiten, einige Hauptbücher zu lesen, doch vorzüglich die Elementar-Mathematik gut studiert hat.“ „Und nun sey es mir erlaubt, den Wunsch zu äußern: daß irgendwo eine Academie der Wasserbaukunst etabliert werden möge. — Auch bin ich überzeugt, daß die Studienzeit in einer solchen Academie 5 bis 6 Jahre dauern sollte.“

Wir staunen über solche Gedankengänge, die auch heute noch, und zwar mit weit größerer Berechtigung Gültigkeit besitzen. Es ist ein bemerkenswertes Ergebnis des Studiums dieser alten Werke, wenn der Verfasser in seiner Schlußbetrachtung u. a. sagen kann: „Die akademische Geistesbildung soll ermöglichen, die an speziellen Beispielen erlernte Methode unter veränderten Verhältnissen entsprechend anzuwenden, und zwar in selbständiger Tätigkeit unter eigener Verantwortung.“

Nicht nur der Wasserbauer, sondern jeder, der sich für den Stand und die Entwicklung der Hochschulausbildung (Universität und Technische Hochschule) vor 1½ Jahrhunderten interessiert, wird sich an dem Schriftchen, dessen Studium nicht viel Zeit in Anspruch nimmt, und den ihrer Zeit weit vorausseilenden Auffassungen derer um 1800 erfreuen. Die Anschaffung der Schrift kann daher mit voller Berechtigung empfohlen werden.

Paxmann.

¹⁾ Besprechung der 9. Aufl. s. Bautechn. 1931, Heft 41, S. 616.

²⁾ Besprechung der 10. Aufl. s. Bautechn. 1933, Heft 14, S. 193.

Schulze und Wedler: Brandversuche mit belasteten Eisenbetonbauteilen, Teil II: Säulen. Deutscher Ausschuß für Eisenbeton, Heft 92. 40 S. mit 45 Abb., 17 Tafeln und 1 Zusammenstellung. Berlin 1939, Verlag Wilh. Ernst & Sohn. Preis geh. 4,90 RM.

Das vorliegende Heft bildet eine Fortsetzung des in Heft 89 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton erstatteten Berichts über Brandversuche mit belasteten Eisenbetonbauteilen und Steineisendecken. Da planmäßig durchgeführte Versuche mit Eisenbetonsäulen als Einzelbauteile bisher fast gänzlich fehlten, sollte nunmehr die Frage geklärt werden, ob und wie weit die verschiedenen Bauarten von Eisenbetonsäulen den jetzt geltenden Begriffen „feuerbeständig“ und „hochfeuerbeständig“ entsprechen. Das Heft berichtet u. a. über die Arbeitspläne, Untersuchung der Baustoffe, Durchführung der Versuche und Versuchsergebnisse; am Schluß ist eine Zusammenfassung und Auswertung gegeben.

Als Vorversuche wurden kurze unbelastete Säulensäulen dem Brandversuch unterworfen. In den Hauptversuchen wurden mittig belastete, 4,80 m lange Eisenbetonsäulen mit einfacher Bügelbewehrung, umschnürte Säulen und außermittig belastete Säulen geprüft. Verändert wurde die Dicke der Säulen, die Betondeckung der Eiseneinlagen und die Würfel Festigkeit des Betons; außerdem wurde die Wirkung von Putz mit Drahteinlagen untersucht. Bei den Hauptversuchen lassen sich im wesentlichen zwei Gruppen unterscheiden, und zwar einerseits Säulen mit verhältnismäßig geringer Würfel Festigkeit des Betons und starker Bewehrung, andererseits solche mit einer Betonfestigkeit $W_{b,28} = 225 \text{ kg/cm}^2$. Der Bericht behandelt ausführlich die Gesichtspunkte für die Art und Ausbildung der verschiedenen Versuchskörper sowie das Verhalten der Säulen während des Brandes und den Befund nach dem Brande. Eine übersichtliche Zusammenstellung der Versuchsergebnisse gestattet, wertvolle Schlüsse zu ziehen. Im übrigen sei aus den gewonnenen Erkenntnissen hier nur folgendes erwähnt: Bei der rechnerisch zulässigen Belastung und bei gleicher Würfel Festigkeit des Betons sind geringbewehrte Säulen weniger empfindlich gegen die Einwirkung des Feuers als hochbewehrte. Große Querschnittabmessungen und hohe Betonfestigkeit wirken günstig. Ein Drahtputz verhindert das vorzeitige Abfallen der Betondeckung und bietet besondere Sicherheit.

Diese kurzen Angaben mögen als Hinweis dafür genügen, daß der Inhalt des Heftes bei jedem Betonfachmann, Bauingenieur und Architekten größte Aufmerksamkeit verdient und für die Planung feuerbeständiger Bauten beachtet werden muß.

Dr.-Ing. Roll.

Kommentar zum Luftschutzgesetz und den Durchführungsbestimmungen nebst den einschlägigen Erlässen, Dienstvorschriften und polizeilichen Bestimmungen. Von Dr. Darsow, Dr. Müller, Regierungsräte im RLM, und Dipl.-Ing. Nicolaus, Oberregierungsrat im RAM. München und Berlin 1938, C. H. Beck'sche Verlagsbuchhandlung. Lose Blättersammlung im Ordner. Ergänzungsblätter, 2. Lieferung. (110 Blatt und zwei Vordrucke). Januar 1939. 3,80 RM.

Zu dem vorliegenden Kommentar, der zu Beginn des Jahres 1938 erschienen ist¹⁾, liegt jetzt die zweite Ergänzungslieferung vor. Diese enthält verschiedene Änderungen im Kommentar zum Luftschutzgesetz und den Durchführungsverordnungen, ferner die bisher fehlende Kommentierung der vierten und fünften Durchführungsverordnung zum Luftschutzgesetz sowie zur Verordnung über die Einführung des Luftschutzes im Lande Österreich. Auch die im Anhang zum Kommentar aufgeführten Erlasse und Dienstvorschriften sind erweitert worden. Von Interesse sind hierbei ein Erlaß über die Erhebung von Verwaltungsgebühren für die baupolizeiliche Genehmigung von Luftschutzräumen sowie ein Erlaß über Änderung der Bezeichnung „Schutzraum“ in „Luftschutzraum“ und der Bezeichnung „Öffentlicher Sammelschutzraum“ in „Öffentlicher Luftschutzraum“. In Zukunft sind nur noch diese geänderten Bezeichnungen zu verwenden.

K. Otto.

Maaß, W., Regierungsoberinspektor a. D.: Chronik der Preuß. Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin. Mitteilungen der Anstalt, Heft 36. 62 S. mit 23 Abb. Berlin 1938, Eigenverlag der Preuß. Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau. Preis geh. 5 RM.

Wie aus dem von Prof. Seifert, dem Direktor der Versuchsanstalt, dem Buche beigegebenen Vorworte hervorgeht, war der Verfasser von der Gründung der Versuchsanstalt an 34 Jahre lang bis zu seinem Ausscheiden aus dem Dienste (1. Oktober 1937) bei der Anstalt tätig, zuletzt als Bürovorsteher und Sachbearbeiter der Wassermessgeräte. Bevor er die Altersgrenze erreichte und den Dienst verließ, schrieb er auf Grund seiner in langjähriger Dienstzeit erworbenen umfassenden Sach- und Aktenkenntnis die vorliegende „Chronik“, die erste Rückschau seit dem Bestehen der Anstalt. Die wichtigsten Abschnitte dieser dankenswerten Schrift sind folgende: die bauliche Entwicklung, der Ausbau der maschinellen Einrichtungen und der Meßgeräte in den drei Abteilungen der Anstalt (Wasserbau, Schiffbau und Erdbau), die Versorgung mit elektrischem Strom und die elektrischen Anlagen, die Versuchsarbeiten und wissenschaftlichen Veröffentlichungen der Anstalt sowie deren beratende und gutachtliche Tätigkeit.

Die gründliche und übersichtlich abgefaßte, wertvolle Arbeit gibt ein anschauliches Bild von der Entstehung, der Entwicklung und den vielseitigen Leistungen der Versuchsanstalt, die aus bescheidenen Verhältnissen bis zu Deutschlands bedeutendstem Institut seiner Art aufgestiegen ist und heute bekanntlich den Namen „Versuchsanstalt für Wasser-, Erd- und Schiffbau“ führt.

Laskus.

Kristen, Dr.-Ing., Herrmann, Dr.-Ing., Wedler: Brandversuche mit belasteten Eisenbetonbauteilen und Steineisendecken. Teil I: Decken. Deutscher Ausschuß für Eisenbeton, Heft 89. 40 S. mit 49 Abb. und 10 Zusammenstellungen. Berlin 1938, Verlag Wilh. Ernst & Sohn. Preis geh. 5,20 RM.

Die durch die baupolizeilichen Bestimmungen über Feuerschutz im Jahre 1934 neu festgelegten Anforderungen an feuerbeständige Bauteile sind teilweise verschärft worden; sie brachten mit sich, daß manche bisher als feuerbeständig angesehene Bauteile oder Bauweisen der neuen Begriffsbestimmung nicht mehr entsprachen. Zur Nachprüfung und Klärung der Verhältnisse wurden unter maßgeblicher Mitwirkung des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton Versuche im Staatlichen Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem ausgeführt. Diese Versuche erstreckten sich zunächst auf Eisenbetondecken, Plattenbalken und Steineisendecken verschiedener Bauart. Die Probekörper waren so bemessen und belastet, daß die üblichen zulässigen Spannungen ausgenutzt wurden; bei der Prüfung waren die Bauteile mindestens etwa drei Monate alt. Der Bericht enthält nach einer Einleitung Angaben über den Arbeitsplan und die verwendeten Baustoffe sowie über Anordnung der Versuche und der Meßstellen. Der eingehenden Beschreibung der Versuchsergebnisse folgt abschließend eine Zusammenfassung und Auswertung.

Die Untersuchungen an Platten und Eisenbetonrippendecken geben Aufschlüsse über den Einfluß der Stützungsart (zweiseitig bzw. ringsum frei aufliegende oder über mehrere Felder durchlaufende Platte), der Betondruckfestigkeit, der Stahlsorte, der Dicke der Decke und der Betonüberdeckung der Eiseneinlagen, eines etwaigen Putzes u. a. m. Bei den Plattenbalken, die bereits bei der Lagerungsart als Balken auf zwei Stützen dem Brandversuch standgehalten hatten, handelt es sich im wesentlichen um die Klärung der übrigen Einflüsse. Bei den Steineisendecken, die als Einfelddecken, als Decken zwischen Stahlträgern und als durchlaufende Decken ausgebildet waren, sollte außerdem das Verhalten der Stahlträger und die Wirkung der bei zahlreichen Deckenstufen vorhandenen Fußleisten zur Verkleidung der Mörtelfugen erkundet werden.

Die wertvollen Zusammenstellungen lassen u. a. erkennen, welchen günstigen Einfluß schon die einachsige Durchlaufwirkung auf die Widerstandsfähigkeit von Decken hat; sie zeigen ferner, daß eine Vergrößerung der Betondeckung der Eiseneinlagen bei Platten weniger ausmacht als bei Plattenbalken, daß aber einem geeigneten Putz eine hohe Bedeutung zukommen kann. Die Fußleisten an Hohlkörpern aus Bimsbeton oder an Deckenhohlziegeln haben sich als sehr vorteilhaft erwiesen. Ferner sind erwähnenswert die Ergebnisse über den Einfluß der Betongüte, der Dicke und des Alters eines Bauteiles sowie verschiedener Stahleinlagen auf die Widerstandsfähigkeit gegen Feuer. Die Versuche beweisen auch, daß es durchaus unzulängliche Werte gibt, wenn die Probekörper nicht unter der rechnerisch zulässigen Last auf Feuerbeständigkeit geprüft werden.

Der Bericht bringt somit eine Fülle wichtiger Erkenntnisse über die konstruktive Durchbildung feuerbeständiger Decken und damit zusammenhängende Fragen. Daher kann ein eingehendes Studium des Heftes allen beteiligten Fachkreisen nur dringend anempfohlen werden.

Dr.-Ing. Roll.

DIN. Die Deutschen Baunormen. Abgeschlossen Ende März 1939. Berlin SW 68, 1939, Beuth-Vertrieb G. m. b. H. Preis 0,40 RM.

Das vorliegende Verzeichnis der bisher herausgekommenen etwa 600 DIN-Baunormen, von denen bekanntlich ein großer Teil amtlich eingeführt ist, soll Auftraggebern und Auftragnehmern die Auswahl der benötigten Normen erleichtern. Zur Unterweisung sind auch die entsprechenden Önormen aufgeführt, und zwar durch Schrägdruck besonders hervorgehoben; dabei ist in zweckmäßiger Weise der Grad der Übereinstimmung mit den Dinormen durch eine eingeklammerte Zahl vor der Normenblattnummer wie folgt gezeichnet:

- (1): Stimmt mit den Dinormen überein,
- (2): Stimmt im wesentlichen mit den Dinormen überein,
- (3): Weicht von den Dinormen ab.

Das sorgfältig durchgearbeitete, sehr übersichtliche Verzeichnis ist nach 17 Gebieten des Bauwesens geordnet, und seine Benutzung erscheint für jeden Bauingenieur geboten. Übrigens ist auch die Ausgabe 1939 des vollständigen Normblatt-Verzeichnisses erschienen, das einen Überblick über sämtliche bisher erschienenen (rd. 6400) deutschen Normen gibt und zum Preise von 4 RM. erhältlich ist.

Laskus.

Leiter, Fr.: Der Eisenbetonbau. Ein leichtverständliches Lehr- und Nachschlagebuch für die praktische Arbeit auf der Baustelle. 212 S., 177 Abb. Leipzig 1938, Bernh. Friedr. Voigt. Preis geh. 12,50 RM, geb. 14 RM.

Bei einer Neuerscheinung auf dem Allgemeingebiet des Beton- und Eisenbetonbaues ist man schon ein wenig kritisch eingestellt, selbst dann, wenn man die an sich peinliche Frage des sogenannten dringenden Bedürfnisses außer Betracht läßt. Bringt die Neuerscheinung etwas Neues, etwas Besseres in Form und Inhalt, in der Art des Vortrages, der Güte und Auswahl der Abbildungen? Im vorliegenden Falle ist alles Bekannte zusammengestellt, auch übersichtlich geordnet. Nur fehlen allenthalben — das Buch ist für die „praktische Arbeit auf der Baustelle“ bestimmt — zahlenmäßige Angaben über Arbeitsgänge, Kraftbedarf u. dgl., also Angaben, die für jeden Bauführer von Wichtigkeit sind. Bei einem so hohen Anschaffungspreis könnten auch, von den verschiedenen Firmen-Reklamebildstöcken abgesehen, die Textabbildungen sachlich wie drucktechnisch besser und vorbildlicher sein. Nichtsdestoweniger wird sich das Buch in den ihm zugeordneten Kreisen Freunde erwerben; lernen können Polier und Bauführer aus dem Buche noch allerhand Gutes.

Kersten.

¹⁾ Besprechung s. Bautechn. 1938, Heft 53/54, S. 763.

Schleusner: Die Stabilität des mehrfeldrigen elastisch gestützten Stabes. Forschungshefte aus dem Gebiete des Stahlbaues, herausgegeben vom Deutschen Stahlbau-Verband, Heft 1. IV, 65 S. mit 34 Abb. Berlin 1938, Julius Springer. Preis geh. 4,80 RM.

Behandelt wird das Problem der Knicksicherheit eines an beiden Enden gelenkig gelagerten Stabes auf zwei festen Endstützen und fünf elastischen Zwischenstützen mit verschiedenen Druckkräften und Trägheitsmomenten zwischen den einzelnen Stützen, wobei Symmetrie nicht vorausgesetzt wird. (Druckgurt der Stahlbinder der neuen Tempelhofer Flugsteighalle.)

Zunächst wird die allgemeine Knickdeterminante aufgestellt, wofür sich elf homogene, lineare Gleichungen mit ebenso vielen Unbekannten ergeben, deren Beiwerte den Parameter λ teils in algebraischer, teils in transzendenten Form enthalten. Die Rechnung erscheint praktisch un-durchführbar.

Der Verfasser greift daher auf ein Verfahren zurück, das von F. und H. Bleich, jedoch nur in Beschränkung auf symmetrische und auch sonst stark vereinfachte Fälle entwickelt wurde. Die übliche Fragestellung: „Wie groß dürfen die Stabkräfte höchstens werden, wenn der Stab bei gegebenen Stützenwiderständen nicht ausknicken solle?“ wird nach Bleich umgekehrt ausgedrückt: „Wie stark müssen die Stützenwiderstände mindestens sein, wenn der Stab bei gegebenen Stabkräften nicht ausknicken soll?“ Der Verfasser zeigt jedoch später, wie man am Ende der Rechnung auch zu der ursprünglichen Fragestellung zurückkehren kann.

Die veränderte Fragestellung ermöglicht es nun, als Hilfsproblem zunächst den oben beschriebenen Stab, jedoch unter Annahme des Wegfalls sämtlicher Zwischenstützen, zu behandeln, wobei als Eigenwertgleichung dieses Hilfsproblems infolge des Ausscheidens der fünf unbekannt Stützkräfte eine nur sechsstufige Determinante sich ergibt. Aus dieser werden nach Ermittlung ihrer acht ersten Nullstellen acht Eigenwerte und damit auch acht Eigenfunktionen des Hilfsproblems entwickelt. Die dazu erforderliche Rechenarbeit ist zwar immer noch sehr umfangreich, erscheint aber schließlich praktisch noch durchführbar, zumal sich dabei die Möglichkeit zahlreicher Zwischenproben ergibt.

Die Lösung des Hauptproblems, also der eingangs gestellten Aufgabe, folgt dann durch die Reihenentwicklung der Ordinaten der Knickbiegeline des Hilfsproblems mit dreigliedrigen Ansätzen mit zunächst unbekannt Beiwerten a , nach denen von der Potentialenergie des Stabes einschließlich der Arbeit der nachgiebigen Zwischenstützen die erste Ableitung gebildet wird, die in dreigliedriger Determinante die Bedingung für die Stabilitätsgrenze darstellt. Im Verhältnis zu der Lösung des Hilfsproblems gestaltet sich also die Lösung des Hauptproblems ziemlich einfach; nach Angabe des Verfassers liegen $\frac{9}{10}$ der gesamten Arbeit in der Lösung des Hilfsproblems. Die Knicksicherheit $\frac{1}{\mu}$ ergibt sich bei Wahl dreigliedriger Ansätze in einer Gleichung dritten Grades für $\frac{1}{\mu}$, wobei die größte positive Wurzel für $\mu = \bar{\mu}$ bei Stützenwiderständen $\bar{\mu}A$ die Knickgrenze angibt. Das System ist stabil, solange $\bar{\mu} < 1$ ist, und $\frac{1}{\mu}$ ergibt dann die Knicksicherheit in Abhängigkeit von den Stützenwiderständen an. Um jedoch nicht hierauf allein angewiesen zu sein, wird von der eigentlichen Lösung des Hauptproblems die Transformation der Eigenwerte des Hilfsproblems bei verhältnismäßiger Veränderung der Stabkräfte vorgenommen. Auf diese Weise kann dann schließlich die Knickgrenze sowohl bei verhältnismäßiger Änderung der Stabkräfte als auch der Stützenwiderstände bestimmt werden.

Es wird dann, abgesehen vom Grenzfall verschwindender Stützenwiderstände, auch der Grenzfall fester Zwischenstützen untersucht. Auch der Fall beliebiger, nicht verhältnismäßiger Änderung der Stützenwiderstände wird behandelt, wobei sich allerdings das Hauptproblem wesentlich ändert, das die Hauptarbeit verursachende Hilfsproblem jedoch das selbe bleibt. Mit der hierdurch gegebenen Möglichkeit, die Konstruktion so auszubilden, daß eine bestimmte Stützensicherheit mit durchschnittlich möglichst leichten Stützen erreicht wird, kann nach Ansicht des Verfassers in vielen Fällen Materialersparnis erzielt werden.

Es kann im Rahmen dieser Besprechung nur ganz allein der Gang des Verfahrens dargelegt werden, dessen Durchführung im einzelnen neben vieler Rechenarbeit hohe Anforderungen hinsichtlich des rein mathematischen Rüstzeugs stellt, über das der Ingenieur selbst nur in seltenen Fällen verfügen wird.

Das hier gelöste und nach allen maßgebenden Gesichtspunkten behandelte Problem tritt im Brücken- und Ingenieurhochbau mannigfach auf, insbesondere bei der Ermittlung der Knicksicherheit von Druckgurten bei Brücken ohne oberen Windverband, wobei auch unsymmetrische Laststellungen und damit unsymmetrisch auftretende Stabkräfte unter Umständen kleinere Knickwerte ergeben können als symmetrische Vollbelastung. Leider wird hierbei meist die Durchführung der Rechenarbeit nach dem besprochenen Verfahren praktisch nicht möglich sein, zumal dabei in der Regel weit mehr als fünf Zwischenstützen vorhanden sind. Man wird vielmehr auf nach der sicheren Seite neigende Näherungsverfahren, oft sogar grobe Näherungsverfahren angewiesen bleiben. Immerhin aber wird die vorliegende Forschungsarbeit dem Ingenieur auch dann, wenn er nicht imstande ist, allen mathematischen Entwicklungen zu folgen, einen wertvollen Einblick in die Vielseitigkeit des Problems und auch in die bei der Konstruktion zu beachtenden Gesichtspunkte geben können.

Zu begrüßen aber ist es, daß der Deutsche Stahlbau-Verband sich entschlossen hat, die wissenschaftliche Forschung auf dem Gebiete des

Stahlbaues durch Herausgabe von Forschungsheften tatkräftig zu fördern und die Reihe dieser Hefte mit der vorliegenden Arbeit, deren Bedeutung zweifellos über den Rahmen des behandelten Einzelfalles weit hinausgeht, eröffnet.

Dr.-Ing. Krabbe.

Gysin, J., und Moll, E.: Tafeln zum Abstecken von Kreisbogen und Übergangsbogen in neuer Teilung (400°). 7. Auflage. XXI, 169 S. Liestal 1938, Ludin & Co., AG. Preis in Leinen 5,80 RM.

Die Tafeln, die schon mit der 1. Auflage für Schweizer Ingenieure in Centesimal-Teilung aufgestellt worden sind, gewinnen durch die Einführung dieser Winkelteilung in Großdeutschland für die deutschen Ingenieure besonderes Interesse.

Die neue Auflage enthält als erstmalige Neuheit „Übergangskurven“ (Kubische Parabeln), die bekanntlich als unentbehrliche Vermittlungskurven zwischen Gerade und Kreisbogen bei Haupt- und Nebenbahnen wie auch bei Straßen eingeschaltet werden.

Den Anforderungen der heutigen Zeit entsprechend sind auch die Tafeln für die Peripheriewinkel sowie für die Abszissen und Ordinaten auf Halbmesser $R = 1000$ bis 5000 m erweitert worden.

Die Tafeln und Abbildungen sind sehr klar und übersichtlich. Die Ausstattung des Buches ist für den Gebrauch in der Praxis sehr gediegen. Den Bau- und Vermessungsingenieuren, die im Eisenbahn- und Straßenbau beschäftigt sind, kann daher das Buch bestens empfohlen werden.

Prof. W. Müller, Berlin.

Wittmann, H., und Böss, P.: Wasser- und Geschiebebewegung in gekrümmten Flußstrecken (Untersuchungen aus dem Flußbaulaboratorium der Technischen Hochschule Karlsruhe). 43 S. und 34 u. 11 Abb. Berlin 1938, Julius Springer. Preis brosch. 6,90 RM.

Durch Modellversuche (Maßstab 1:500 und für die Höhen 1:100) war die Frage zu klären, wie Auflandungen bzw. Aufschlickungen der Vorländer zwischen den Deichen auf die Hochwasserabführung einwirken und wie die Deiche in ihrer Lage zum Mittelwasserbett mit Rücksicht auf die Flußkrümmungen am zweckmäßigsten zu führen sind.

Die Wassergeschwindigkeiten wurden beim Modellversuch durch Lichtbildaufnahmen von hellen Schwimmern mit jeweils 1 sek Belichtungs-dauer ermittelt. Die Ergebnisse werden durch die wiedergegebenen Aufnahmebilder (z. B. Abb. 5 bis 8 und 15) übermittelt.

Ferner wurde am Flußmodell untersucht, wie groß bei HHW die Abflußanteile des Mittelwasser-Teils sowie des inneren und äußeren Vorlandes in und hinter Krümmungen ist. Es ergab sich, daß parallel zum Mittelwasserbett geführte Hochwasserdeiche unzweckmäßig sind; es ist günstiger, im Krümmungsscheitel das innere Vorland breiter zu halten als das äußere Vorland und zugleich am inneren Vorlande (das dem Krümmungsmittelpunkt am nächsten liegt) genügend hohe Überströmungshöhen bei HHW, gegebenenfalls durch Abgrabungen zu schaffen. Alsdann können über das innere Vorland einer Flußkrümmung „bis zu 52% der Abflusmengen“ abfließen, wobei das Mittelwasserbett „um etwa 15%“ gegenüber dem Zustande parallel zum Mittelwasserbett geführter Deiche entlastet wird.

Nach diesen Gesichtspunkten wurden eine Strecke des Niederrheins (Maßstab 1:250 und für die Höhen 1:125) sowie eine Strecke der Donau bei Straubing (Maßstab 1:225 bzw. 1:75) im Flußbaulaboratorium Karlsruhe untersucht.

Im zweiten Teile des Buches wird die Berechnung der Wasserbewegung in gekrümmten Flußstrecken mittels der Potentialtheorie behandelt und eine Überprüfung durch Modellversuche besprochen. Unter der Voraussetzung völliger Wirbelfreiheit, die durch die Beziehung $\frac{\partial v_y}{\partial x} - \frac{\partial v_x}{\partial y} = 0$ gekennzeichnet wird, die aber nur für reibungsfreies Fließen genau zutrifft, lassen sich Rechnungsansätze gewinnen und auch durchführen (von den durch die Trägheitswirkungen bedingten Ablösungsgebieten hinter einer Krümmung abgesehen).

Besonderes Interesse verdient der im Lichtbilde (Abb. 1) dargestellte Apparat zur Bestimmung der Potential- und Stromlinien in einer Flußkrümmung nach einem elektrischen Widerstandmeßverfahren, wobei die Flußkrümmung mit einem 0,1 mm dicken Neusilberblech nachgebildet wird. Allerdings besteht nur für eine laminare (Band-) Strömung eine gewisse Übereinstimmung mit der elektrischen Strömung [nicht aber für die turbulente (Flecht-) Strömung, die in Wirklichkeit vorhanden ist].

Die Theorie der komplexen Zahlen gestattet unter den vorgenannten einschränkenden Voraussetzungen auch die Anwendung der konformen Abbildungen, da die Gradienten und Potentiallinien sich rechtwinklig schneiden. Für eine reine Kreisströmung gilt $v = \text{konst} : r$. Die Geschwindigkeiten v nehmen danach zum Krümmungsmittelpunkte hin zu, um an diesem selbst unendlich groß zu werden. Da diese Grenzbedingung indessen nicht erfüllt werden kann, müssen andere Bedingungen bestehen; diese führen infolge der Massenträgheit zu Ablösungen. Daher ist eine Ausdehnung der Potentialtheorie auf die Ablösungsgebiete (Strömungswalzen) nicht möglich.

Das Ergebnis aller Untersuchungen führt zu dem Satze: „Die Umgestaltung der Flußsohle ist . . . eine Folge der Querströmung, also des Quergefälles“, eine Feststellung, die mit den bereits bekannten Erfahrungen übereinstimmt¹⁾.

Das anregend geschriebene kleine Buch verdient weitgehende Beachtung der mit flußbaulichen Aufgaben betrauten Ingenieure.

Prof. Dr.-Ing. R. Winkel.

¹⁾ R. Winkel, Die Grundlagen der Flußregelung, S. 17 bis 26. Berlin 1934, Wilh. Ernst & Sohn.

Bericht über die erste Tagung des Internationalen Verbandes für wasserbauliches Versuchswesen, Berlin 4. bis 7. Oktober 1937. 286 S., 1 Tafel. Stockholm 1938, Oskar Eklunds Boktryckeri.

Außer verschiedenen geschäftlichen Mittellungen enthält das Buch Berichte über technisch-wissenschaftliche Vorträge namhafter Ingenieure über die von ihnen angestellten Modellversuche und deren Ergebnisse.

Zunächst berichtete Prof. J. Smetana, Prag, über eine Vorrichtung zur Messung der Geschiebemenge an der Flußsohle, ferner über die Formgebung der festen Schwelle eines beweglichen Wehres sowie über die Ähnlichkeit hydrodynamischer Erscheinungen, bei denen das Wasser stark mit Luft vermischt ist.

Ing. J. B. Schijff, Delft, behandelte die Trossenkraftmessungen beim Modellversuch und in der Natur; beachtenswert sind zwei beschriebene und in Abbildungen dargestellte Apparate, die eine Messung an geschleusten Schiffen in der Natur gestatten. Im Anschluß hieran gab Regierungsbaurat J. Kleberg, Berlin, einen kurzen Bericht über Nachprüfungen der Ergebnisse von Modellversuchen an in der Natur geschleusten großen Schiffen, die recht befriedigende Übereinstimmung erkennen ließen.

Ein Aufsatz von Prof. Dr. L. Straub, Minneapolis, befaßt sich mit der Beobachtung und Untersuchung der Schwebestoffe in Flüssen; ein Meßapparat wird beschrieben und die Verteilung der Schwebestoffe in einer Senkrechten dargestellt (Missouri).

Die Anwendbarkeit der Potentialtheorie auf die Wasserbewegungen in gekrümmten Flußstrecken wurde von Prof. Dr.-Ing. P. Böss, Karlsruhe, erörtert; die Ablösungen bedingen natürlich Abweichungen, so daß die Ablösungsgebiete aus den Betrachtungen auszuschneiden sind. Anschließend folgte ein Vortrag von Prof. Dr.-Ing. H. Wittmann, Karlsruhe, über die Führung von Hochwasserdeichen in gekrümmten Flußstrecken; von Bedeutung ist u. a. die Führung des Mittelwasserbettes innerhalb des eingedeichten Flußgebietes sowie die zweckmäßige Art von Vorlandabgrabungen.

Prof. R. Seifert, Berlin, berichtete über die Tiefenverzerrung und Gefällverstärkung beim Modellversuch und fügte eine Zahlentafel für Verzerrungswerte 1, 2, 5, 10 und 20 bei. Im Zusammenhange hiermit sprach Prof. A. Rohringer, Budapest, über verzerrte Flußmodelle, bei denen allerdings sowohl die geometrische wie auch die mechanische Ähnlichkeit außer acht geblieben war. An diese beiden Vorträge schloß sich eine eingehendere Aussprache an.

Von Generalinspekteur L. Bonnet, Cheffing, J. Blockmanns und Ing. J. Lamoen wurden in Antwerpen Modellversuche mit selbsttätigen Saughebern durchgeführt, die im Buche kurz beschrieben sind.

Regierungs- und Baurat E. Berg, Berlin, hielt einen Vortrag über Modellversuche im Tidegebiete, die in der Berliner Versuchsanstalt für Wasser- und Schiffbau seit ungefähr 15 Jahren mit elektrisch selbsttätig gesteuerten Apparaten ausgeführt werden.

Nach einer Aussprache über die geschäftliche Durchführung der nachrichtlichen Mittellungen (Bulletin) folgen noch Berichte von A. T. Ippen und R. T. Knapp, Pasadena, als Studie für gekrümmte Kanäle mit rechteckigem Querschnitt sowie von Dr.-Ing. W. Bernatzik, Paris, über unterirdische Erosionserscheinungen im Sande.

Das Buch wird infolge der Vielseitigkeit der in ihm behandelten Gebiete des Wasserbauliches in Fachkreisen sicher viel Beachtung finden.

Prof. Dr.-Ing. R. Winkel.

Wendehorst, R., Dipl.-Ing.: Bautechnische Zahlentafeln. 3. Auflage, 191 S. Berlin/Leipzig 1938, B. G. Teubner. Preis kart. 3,60 RM.

Die dritte Auflage der Bautechnischen Zahlentafeln bringt, auch nach den eigenen Ausführungen des Verfassers, gegenüber der zweiten nur wenige Änderungen und Ergänzungen. Ich kann deswegen meine Ausführungen gelegentlich des Erscheinens der zweiten Auflage¹⁾ nur wiederholen: „Die Zahlentafeln wollen alle für bautechnische Berechnungen erforderlichen Angaben auf engstem Raum bringen und nicht nur für technische Lehranstalten, sondern auch für die Praxis ausreichend sein. Letzteres ist jedoch bei einem Buchumfang von 185 Seiten ganz ausgeschlossen. Für den Schüler können die Tafeln dann ausreichend sein, wenn die ihm gestellten Übungsaufgaben so gestellt werden, daß er zur Lösung der Aufgaben die erforderlichen Werte in den Tafeln finden kann. Die Bauwelt steht allerdings auf dem Standpunkte, daß der Techniker schon auf der Schule die für die Praxis bestimmten Bücher kennen und benutzen lernen sollte, die er sich ja später doch anschaffen muß“.

Leider ist die dritte Auflage in einem recht ungünstigen Zeitpunkte erschienen, nämlich zu früh. Gerade der Sommer 1938 hat, kurz nach Erscheinen der Bautechnischen Zahlentafeln, viele neue, einschneidende amtliche Vorschriften und Bestimmungen gebracht, z. B. über die Ausführung von Bauwerken aus Holz im Hochbau, Berechnungsgrundlagen für fliegende Bauten, desgleichen betr. Tribünenbauten usw. Dazu kommen zahlreiche Änderungen noch bestehender Vorschriften, z. B. Änderungen der zulässigen Beanspruchungen der Baustoffe, insbesondere des Stahls usw. Durch alle diese neuen Vorschriften und Änderungen ist leider ein nicht unbedeutender Teil der Bautechnischen Zahlentafeln heute vollkommen überholt. Es wird kaum möglich sein, etwa durch Nachträge die Tafeln dem heutigen Stande der amtlichen Vorschriften anzupassen. Dazu sind die Änderungen zu umfangreich. Da es andererseits nicht angängig erscheint, dem Schüler ein Buch mit zum Teil unzutreffenden Angaben in die Hand zu geben, dürfte wohl nichts anderes übrig bleiben, als das Buch entsprechend umzuarbeiten.

Franz Boerner.

Cammerer, J. S., Dr.-Ing.: Der Wärme- und Kälteschutz in der Industrie. 2. Auflage. VII, 315 S. mit 118 Abb. Berlin 1938, Julius Springer. Preis geb. 28 RM.

Gegenüber der ersten Auflage sind die Erörterungen über diejenigen Fragen, die durch die (inzwischen erschienenen) „Regeln für die Prüfung“ und „Richtlinien zur Bemessung“ von Wärme- und Kälteschutzanlagen erfaßt werden, eingeschränkt worden. Statt dessen wurden wärmetechnische Sonderaufgaben aufgenommen und die Hilfsmittel zum praktischen Gebrauch vermehrt. Insbesondere fand eine Anpassung an den jetzigen Erkenntnisstand statt.

Auf 169 Seiten werden die Grundlagen der Wärme- und Kälteschutztechnik (physikalische Gesetze, wärmetechnische Größen, Dämmstoffe und ihre Eigenschaften und die Meßtechnik) und auf weiteren 141 Seiten die Anwendung des Wärme- und Kälteschutzes in der Industrie und die Berechnung solcher Aufgaben behandelt.

Die Umrechnung auf andere Maßsysteme wird durch Angaben erleichtert und u. a. dargelegt, daß der Begriff: „Gleichwertige Vollziegelwandstärke“ nur für den Dauerzustand des Wärmestromes gilt, und daß damit nichts über die Speicherfähigkeit der Wand ausgesagt wird. In Baukreisen ist das meist nicht bekannt, zumal der Begriff in der Zulassung von Leichtwandbaustoffen Eingang gefunden hat. Es ist deshalb zu begrüßen, daß den Anwär- und Auskühlvorgängen von Wänden ein besonderer Abschnitt gewidmet wurde. Bei Vergleichen mit Vollziegelwänden ist es nötig, den Wärmedurchlaß und die Speicherfähigkeit in Abhängigkeit voneinander anzugeben und abzugrenzen.

Aufschlußreich sind ferner die Angaben über den Einfluß der Dämmschichtenfolge in Industrieöfen, den Wärmeaustausch mit der Erde, die Wirkung der Sonnenbestrahlung auf Außenflächen von Kühlräumen, die Eigenschaften von Dämmstoffen, deren Entzündbarkeit und insbesondere über Ursachen der Feuchtigkeit in Kühlräumen sowie über das Gefrieren des Bodens darunter und die dagegen zu treffenden Maßnahmen. Zu Abb. 49 wird bemerkt, daß der Spannungsverlauf im Mauerwerk zu einer festen Verbindung zwischen Decke und Wand ohne Zwischenlagen zwingt, so daß die Decke dann zweckmäßig unten und oben zu dämmen ist. Hiervon kann abgesehen werden, wenn die Decke ein selbständiges Auflager hat und mit der Außenwand mindestens durch Anker verbunden ist. Bei Ausführungen nach Abb. 50 empfiehlt es sich, die Außenfeuchtigkeit durch einen dichten Putz mit wasserdichtem Anstrich und einer Schutzschicht davor abzuhalten und die innere wasserdichte Dämmung bis über den Fußboden hinaufzuziehen, um ein Durchfeuchten der Wand von innen her zu verhindern.

Der zweite Teil enthält in übersichtlicher Form die wesentlichsten Gesichtspunkte für die Berechnung solcher Anlagen und die dazu nötigen Tafeln und technischen Angaben. Viele praktische Hinweise, Angaben über Größenordnungen, Tafeln zur Erleichterung der Berechnung und Beispiele sind eine Fundgrube für den auf wissenschaftlicher Grundlage arbeitenden praktischen Ingenieur. Zur Frage der Ausschreibung wäre noch zu sagen, daß die erforderlichen Dämmungen zweckmäßig auf Grund einer Wirtschaftlichkeitsberechnung im Zusammenhang mit der Konstruktion vor der Ausschreibung bestimmt werden. Eine solche gleichmäßige Angebotsgrundlage macht die Ausschreibung zu einer Frage der Güte der Baustoffe und der Tüchtigkeit des Anbieters, erleichtert ihm die Beantwortung der gestellten Fragen und enthebt ihn unmöglicher Garantieforderungen.

Eine Schrifttumsangabe erleichtert dem Benutzer des Buches die Auffindung von Aufsätzen über Sonderaufgaben. Das Buch gehört auf den Tisch des Ingenieurs, der sich mit den Fragen des Wärme- und Kälteschutzes befaßt.

Doorentz.

Gattnar, A.: Bemessungstafeln für Holzbauten. VI, 27 S. mit 4 Textabbildungen und 13 Tafeln. Berlin 1939, Verlag Wilh. Ernst & Sohn. Preis steif geb. 4,40 RM.

Die Verknappung des Bauholzes macht es dem Gestalter hölzerner Bauwerke zur Pflicht, äußerst sparsam mit dem Baustoff Holz umzugehen und an die Stelle des oft auch heute noch „gefühlsmäßigen“ Entwerfens ein durch sorgfältige Berechnung gesichertes Konstruieren treten zu lassen. Daher ist jedes Hilfsmittel zu begrüßen, das den Konstrukteur von der Fülle der rechnerischen Kleinarbeit entlastet. Die vorliegenden Bemessungstafeln bilden zu den Bestimmungen des Normblattes DIN 1052 eine gute Ergänzung, deren Wert bei einer erneuten Bearbeitung durch die Beseitigung einiger Unstimmigkeiten in den Zahlenbeispielen 11, 13, 14 und 18 und auf der Tafel V sowie durch ergänzende Hinweise über den Gültigkeitsbereich der Tafeln IIIa und IIIb noch gesteigert werden kann. Störend sind besonders für den noch ungeübten Benutzer der Tafeln die Bezeichnungen und Schreibweisen einiger Formelgrößen, weil sie von den in den Normblättern DIN 1052 und DIN 1350 üblichen abweichen.

Fonrobert VDI.

Jung, K.: Kleine Erdbebenkunde (Bd. 37 der Sammlung Verständliche Wissenschaft). 160 S. mit 95 Textabb. Berlin 1938, Julius Springer. Preis geb. 4,80 RM.

Diese kleine Erdbebenkunde, die eine allgemeinverständliche, aber durchaus wissenschaftliche Einführung in dieses Fachgebiet darstellt, verdient auch die besondere Aufmerksamkeit des Bauingenieurs, weil sie einmal die Grenzgebiete der dynamischen und seismischen Baugrunduntersuchung streift, zum anderen die Wirkung von Erdbeben auf Bauwerke übersichtlich behandelt. Das Studium des vorzüglich ausgestatteten Bändchens wird daher allen Fachgenossen, die sich über diese geologisch-geophysikalischen Grenzwissenschaften und über Gebäudeschäden in Schüttergebieten unterrichten möchten, bestens empfohlen.

Dr. Scheidig.

¹⁾ Bautechn. 1937, Heft 54, S. 723.

VDI-Jahrbuch 1939. Die Chronik der Technik. Herausgegeben im Auftrage des Vereines deutscher Ingenieure von A. Leitner VDI. 298 S. Berlin 1939, VDI-Verlag GmbH. Preis geh. 3,50 RM.

Die vorliegende 6. Folge des VDI-Jahrbuches, das eine Zusammenfassung der im zurückliegenden Jahre geleisteten technisch-wissenschaftlichen Arbeit gibt, ist nach denselben Gesichtspunkten wie seine an dieser Stelle bereits gewürdigten Vorgänger¹⁾ aufgebaut. Die Gesamteinteilung gliedert sich in angewandte Wissenschaften, Bau- und Werkstoffe, Betriebsstoffe, Maschinenelemente, Feinmechanische Technik, Wärmekraftanlagen, Wasserkraftanlagen, Elektrotechnik, Bauwesen, Werkstoff-Bearbeitung, Pumpen und Verdichter, Fördertechnik, Verkehrswesen, Licht- und Beleuchtungstechnik, Photo- und Kinotechnik, Staubtechnik, Heizungen und Lüftungstechnik, Schalltechnik, Kältetechnik, Haustechnik, Verbrauchsgütertechnik, Landwirtschaftstechnik, Forstwirtschaftstechnik, Tropentechnik, Siedlungs- und Wohnungswesen, kommunale Technik, Werkleitung, Technik und Recht. Es schließen sich an Ausführungen über den VDI im nationalsozialistischen Aufbau und Gedenktage der Technik.

Das Werk, dem der Direktor des Vereines deutscher Ingenieure Dr. Kölzow ein Vorwort gewidmet hat, umfaßt in den von 96 Fachmännern zusammengestellten Abschnitten die Entwicklung der Technik in der Zeit von Ende 1937 bis Ende 1938. Wie in den früheren Auflagen werden die Fortschritte auf den einzelnen Gebieten in kurzen Berichten zusammengefaßt, zu deren Ergänzung in einer Spalte neben dem Haupttext jeweils die angezogenen Zeitschriftenaufsätze genau angeführt werden. Am Ende eines jeden Hauptabschnitts werden die einschlägigen Buchveröffentlichungen genannt.

Eine etwas ausführlichere Behandlung hat gegenüber der früheren Auflage die Elektrotechnik erfahren, und ein neuer Abschnitt „Der VDI im nationalsozialistischen Aufbau“ gibt einen Überblick über Organisation und Arbeitsgebiete des Vereines deutscher Ingenieure im Rahmen des NS.-Bundes Deutscher Technik.

Bei der gewaltigen Ausweitung unserer Technik ist es besonders notwendig, daß der Ingenieur ein Hilfsmittel zur Hand hat, das ihm rasch einen Überblick über die letzte Entwicklung der technischen Nachbargebiete liefert. Diesen Zweck erfüllt das VDI-Jahrbuch, das etwa 10 000 Schrifttumsquellen erschließt und damit wertvolle Anregungen auch für das engere Arbeitsgebiet des einzelnen liefert. Die ebenso mühevoll wie sorgfältige Arbeit von Herausgeber und Mitarbeitern verdient besondere Anerkennung.

Pirath, Carl, Dr.-Ing.: Verkehr und Landesplanung. 61 S. mit 11 Abb. Stuttgart 1938, W. Kohlhammer. Preis geh. 3,90 RM.

Der wesentliche Inhalt der Schrift ist eine eingehende Behandlung der Zusammenhänge zwischen Verkehr und Landesplanung im württembergischen Raume, die vom Verfasser als Forschungsarbeit im Auftrage der Reichsarbeitsgemeinschaft für Raumforschung durchgeführt wurde. Daneben werden nach einer kurzen Schilderung der Entwicklung des Verkehrsproblems im Zusammenhange mit der Landesplanung die Grundlagen für Verkehrsplanungen im Fern- und Nahverkehr in übersichtlicher und klarer Weise dargestellt.

Von Interesse ist die kurze Erörterung der organisatorischen Leistungen des Dritten Reiches auf diesem Gebiete. Durch diese Leistung sind erst die Voraussetzungen für die zweckvolle Einbeziehung der Verkehrsträger und für einen gerechten Ausgleich der verschiedenen Belange innerhalb der Raumplanung geschaffen. Nach dem Umbruch fand die neue Staatsführung im Verkehrswesen für die Eisenbahnen und die Wasserstraßen Reichsverwaltungen vor. Aber die unter äußerem Druck in privatwirtschaftlicher Form organisierte Reichsbahngesellschaft unterlag Bindungen, die nur einer möglichst starken Ausnutzung ohne Rücksicht auf die Interessen des deutschen Volkes dienen sollten. Diese Formen und Bindungen sind restlos beseitigt und die Reichsbahn ohne jede Einschränkung wieder der Reichshoheit unterstellt worden. Auf die wichtigsten deutschen Wasserstraßen hatte das Ausland weitgehenden Einfluß. Auch dieser Mißstand ist durch die Reichsregierung beseitigt. Für das gesamte Durchgangstraßennetz wurde noch im Jahre 1933 ein Generalinspektor für das deutsche Straßenwesen die zentrale Reichsbehörde geschaffen. Auch der vierte Verkehrsträger, die Luftfahrt, fand im Reichsluftfahrtminister die einheitliche Leitung. Abschließend wurde als ordnende, vermittelnde und im Bedarfsfalle auch entscheidende Behörde 1935 die Reichsstelle für Raumordnung mit ihren Außenstellen, den Landesplanungsgemeinschaften, geschaffen. Sie dient nicht nur der Zusammenarbeit der verschiedenen amtlichen Stellen, sondern sehr wesentlich auch der Heranziehung der Landwirtschaft, der Industrie, der Organisationen des Siedlungswesens und privater Stellen bei der Ordnung des deutschen Lebensraums.

Besonders eingehend werden in der Schrift Prof. Piraths die Gesichtspunkte dargelegt, nach denen die Planung für den Fern- und für den Nahverkehr zu gestalten ist. Die gegebene Grundlage bilden die natürlichen Verhältnisse der Erdoberfläche und des Luftraums des Planungsraums, soweit durch sie der Verkehr und die Verkehrseinrichtungen berührt werden. Als weitere Hauptgrundlagen werden genannt: die Verteilung der Bodenschätze und der Siedlungen, die vorhandenen Verkehrsmittel nach ihrer räumlichen Lage und ihrer Leistungsfähigkeit, die Verteilung der Versand- und der Empfangsgebiete hauptsächlich für den Güterverkehr. Bei dem letzten Punkte wird unterschieden zwischen hoch-, mittel- und geringwertigen Gütern, weil sich nach dem Werte die

Art des Verkehrsmittels: Kraftwagen, Eisenbahn oder Wasserweg richtet, das für die Beförderung zweckmäßig eingesetzt wird. Dabei müssen auch die Beziehungen zu den Nachbargebieten berücksichtigt werden.

Die ausführliche Durchführung dieser Untersuchungen für das Land Württemberg gibt für die verkehrliche Erfassung eines Planungsraums ein gutes Beispiel, das sich mit Vorteil als Richtlinie und Arbeitsunterlage auch für andere Gebiete verwenden läßt. Für Übungsarbeiten aus dem Raumordnungswesen in Hochschul-Seminaren und -Arbeitsgemeinschaften — eine gerade für dieses Gebiet fruchtbringende und auf eigenschöpferische Arbeit hinweisende Art des Studiums — wird die vorliegende Arbeit von großem Nutzen sein.

Großjohann.

Bazali-Baumeister: Preisermittlung und Veranschlagen von Hoch-, Tief- und Eisenbetonbauten. 7. Auflage. VII, 431 S. mit 116 Abb. Berlin 1938, Julius Springer. Preis geb. 24 RM.

Die völlig neu bearbeitete siebente Auflage des bekannten und geschätzten Werkes enthält in den beiden ersten Abschnitten alles Grundsätzliche der Kostenvorrechnung, in einem Anhang die Methoden der Nachrechnung. Dazwischen liegt der Hauptteil; er bringt in den Abschnitten III bis XXIV für Tiefbauten, Hochbauten und Eisenbetonbauten in großer Fülle sehr wertvolle Angaben über Zeitaufwand und Baustoffbedarf. Die wesentlichsten Baumaschinen werden einzeln behandelt. Man findet Neuwerte, Gewichte, Bedarf an Energie und Betriebsstoffen, Kosten für Transport, Aufbau und Abbau. Für alle Gebiete des Bauwesens findet der Praktiker einen Schatz von Erfahrungen, der bei der Tagesarbeit des Veranschlagenden wertvolle Dienste leisten wird. Der Verfasser hat damit eine segensreiche Arbeit geleistet, für die ihm der Dank der Praxis sicher ist.

Das Grundsätzliche der Preisbildung ist zur Zeit im lebhaften Umbruch begriffen. Reichsregierung und die Organe der gewerblichen Wirtschaft bemühen sich, die Begriffe und die Verfahren der Preisbildung zu normen, und darum Vorrechnung, Buchführung, Bilanzierung und Nachrechnung für die einzelnen Wirtschaftsgebiete einheitlich zu gestalten und aufeinander abzustimmen. Einheitliche Kontierung der bauwirtschaftlichen Buchführung ist bereits eingeführt. Für die Baupreisermittlung werden Vorschriften des Reichswirtschaftsministeriums erwartet. Die Wirtschaftsführung des Reiches erzwingt auf diese Weise die kalkulatorische Einheitssprache der Bauwirtschaft. Im Sinne der Dr. B. I. u. n. c. k. s. c. h. e. n. Schriftchen und der Wirtschaftsgruppe Bauindustrie dürften in Zukunft grundsätzlich Löhne, Stoffe und Sozialleistungen die primären Kostenteile sein; sie werden die Träger der Zuschläge für allgemeine Geschäftskosten, Kapitaldienst, Wagnis und Gewinn und Umsatzsteuer. Abschreibungen und Frachten rechnen zu den Stoffen. Konsequenter als bisher wird bei der Kostenrechnung der Lohnanteil *L* ausgegliedert werden müssen, schon deshalb, um den Zeitaufwand nach der Vorrechnung und den der Ausführung auf einfache Weise vergleichen zu können. Ferner würde es zu einer Abrundung des Werkes führen, wenn ein Abschnitt der gesunden Gestaltung der Preisverzeichnisse gewidmet würde. Dahin gehört die Schaffung besonderer Preisstellen für alle einmaligen Leistungen — z. B. Baustelleneinrichtung, Vorhaltung, Abbau —, damit diese oft wesentlichen Kosten nicht auf beliebige andere Preisstellen umgelegt werden. Geschieht das letztere, so werden die davon betroffenen Einheitspreise völlig vernebelt und hören auf, vergleichbar und prüfbar zu sein.

Wir wünschen der siebenten Auflage guten Weg und steigenden Erfolg.
B. Löser, Dresden.

Lorenz, H.: Gestaltungsaufgaben im Straßenbau. Ein Skizzenbuch mit Zeichnungen von Julius Brodhage und Ludwig Bilz. Forschungsarbeiten aus dem Straßenwesen, Band 14. 100 S. u. 129 Zeichnungen. Berlin. Volk und Reich-Verlag. Preis kart. 8,50 RM.

Bei dem Entwurf einer Straße auf dem Reißbrett wird meist übersehen, daß die Straße nicht aus Bezugslinien und Flächen besteht, sondern ein Körper ist, der durch Linien und Flächen begrenzt wird, die stetige Form haben müssen. Dieser Körper durchdringt ein höchst unregelmäßiges Gelände. Die technische Gestaltungsaufgabe der Linienführung besteht vorwiegend darin, den Straßenkörper so weit dem Gelände anzupassen, als es die Rücksicht auf die Forderungen des Verkehrs und die Sicherung des Straßenkörpers zulassen. Ein Verkehrsband wird daher stets einen starken Eingriff in die Natur bedeuten. Aber die technischen Grundlagen sind nicht so starr, besonders wenn wirtschaftliche Überlegungen ausschelden, daß man nicht auch eine Führung finden kann, in der die Gegensätze zwischen Natur und Technik gemildert werden. Die geschickte Ausnutzung natürlicher Gegebenheiten kann sogar unerwartete Wirkungen sowohl auf den Benutzer der Straße wie auf den Landschaftsbeschauer hervorrufen.

Das zu besprechende Buch bemüht sich durch das schon von Schultze-Naumburg in seinen Kulturarbeiten mit sichtlichem Erfolge angewendete Verfahren, durch Beispiel und Gegenbeispiel das Auge für die Geländeausnutzung zu schärfen, wobei der bloßen Garnierung und Verschönerung der Straßenränder keine besondere Aufgabe zugemessen wird, sondern versucht wird, die anschaulichen Beziehungen zwischen der Straße und dem Raum, in den sie gestellt ist, mit wenigen Worten, aber einprägsamen Zeichnungen zu deuten. Der Versuch ist durchaus gelungen. Aber er ist nur von dem Blickwinkel des Straßenbenutzers aus durchgeführt, nicht von dem des außerhalb weilenden Naturbetrachters.

Da bei der Fahrt im Kraftwagen das Kleine verschwindet, kann nur großräumig gesehen werden. Davon werden auch alle Deutungen beherrscht, wie räumliche Pflanzung, d. h. Ausnutzung des schon vorhandenen Bestandes, seine Schonung und Ergänzung, ferner die Gestaltung der Talübergänge. Damit dem Kraftfahrer diese überhaupt zum Bewußtsein

¹⁾ Besprechung des VDI-Jahrbuches 1938 s. Bautechn. 1938, Heft 40/41, S. 559.

kommen, soll die Annäherung in einer Krümmung geführt werden, ebenso die Einschnitte, die nicht zu einem Abreißen der Verbindung mit der Landschaft führen dürfen. Daß Straßentunnel hier besonders verheerend wirken, habe ich schon in Bautechn. 1939, Heft 18, ausgeführt. Die Mittelstreifen bei Autobahnen, die aus Verkehrsrücksichten nötig sind, sollen im Walde so verbreitert werden, daß sich zwischen den beiden Fahrbahnen ein kräftiges Wachstum entfalten kann. Ihr Bewuchs soll sich der Umgebung anpassen. Die Richtlinien für Alleen und Rastplätze werden dann gegeben und die Gestaltung der technisch an sich schon so schwierigen Anschlußstellen und Kreuzungen an den Autobahnen behandelt.

Auch auf die Anforderungen der Gestaltung im Hinblick auf die Beleuchtung bei Nacht durch ortsfeste oder bewegliche Lichtquellen wird in sachkundiger Weise eingegangen. Am Schluß werden dann noch die Form der Nebenwege, Wohnlager und Seitenentnahmen besprochen. Das Buch wird zufolge seiner Anschaulichkeit zu einer befriedigenden Gestaltung der neuen Straßen beitragen und immer wieder zur Betrachtung anregen und damit für den Benutzer von dauerndem Wert sein.

Dr. Neumann.

Rausch, Ernst, Prof. Dr.-Ing., Dr. techn.: Berechnung des Eisenbetons gegen Verdrehung (Torsion) und Abscheren. 2. Auflage. 92 S. mit 138 Abb. Berlin 1938, in Kommission bei Julius Springer. Preis geb. 10,50 RM.

Gegen die erste Auflage des genannten Werkes enthält die zweite Auflage einige der Praxis entnommene neue Beispiele. Die Berechnung gegen Abscheren (Teil II) wurde allgemeiner gefaßt. Die Bedeutung des Buches und seine Stellung im deutschen Eisenbeton-Schrifttum haben wir an dieser Stelle bei Erscheinen der ersten Auflage gewürdigt¹⁾, so daß sich weitere Erörterungen erübrigen. Beweis für das Bedürfnis des Buches ist die Tatsache, daß uns die wertvollen Gedanken und Ergebnisse des Verfassers auch schon in anderen Werken begegneten.

B. Löser, Dresden.

Hanna, W. S., Tschebotareff, G., Khalifa, M. K.: Results of research work carried for the period 1933—1936. Fouad I University, Faculty of Engineering, Soil mechanics and foundation research Laboratory. (In englischer Sprache.) Bulletin Nr. 1, January 1937. 101 S. Cairo 1938, Published by Fouad I University.

Die zur Universität Kairo gehörende Versuchsanstalt für Bodenkunde und Gründungen (Leitung Prof. W. S. Hanna) beobachtet laufend die Senkungen einer größeren Anzahl von Gebäuden. Sie legt in dem oben genannten Bericht die Ergebnisse dieser Beobachtungen für die ersten 13 Gebäude vor. Vorausgeschickt ist eine allgemeine Abhandlung über bodenkundliche Fragen, über die Untersuchung von Bodenproben und über die Voraussage von Setzungen. Anschließend wird die Ausstattung der Versuchsanstalt und ihre Arbeitsweise beschrieben. Dabei werden eingehend die als Baugrund in Betracht kommenden Bodenarten Ägyptens (Schluff und Ton) geschildert und der zur Voraussage der Setzungen verwendete Rechnungsgang erläutert. Schließlich werden in muster-gültiger Zusammenstellung alle notwendigen Angaben über die untersuchten 13 Gebäude gemacht. Die Gebäude sind sowohl auf Einzelplatten und Plattenstreifen (Gurtplatten) als auch auf Pfähle gegründet. Für jedes Bauwerk sind dargestellt eine Zeichnung des Gebäudes, die Bohrergebnisse mit Angabe der Wasserstände und der entnommenen ungestörten Bodenproben, die Ergebnisse der Untersuchungen dieser Proben in übersichtlicher zeichnerischer Auftragung für jedes Bohrloch (Wassergehalt, Ausroll- und Fließgrenze, Durchlässigkeit, Druckfestigkeit, Bruchgrenze, Verdichtungsziffer), die in den Gebäudegrundriß eingezeichneten Linien gleicher Bodenpressungen bei verschiedenen Annahmen über die Steifigkeit des Gebäudes und zum Vergleich damit die Linien der beobachteten gleichen Senkungen, endlich die Zeitsetzungslinien der wichtigsten beobachteten Punkte in Abhängigkeit von der Last und dem Wasserstande.

Im Schlußwort wird betont, daß die Versuchsanstalt zwar nicht ohne weiteres den immer wieder an sie gestellten Forderungen entsprechen kann, für Ägypten allgemein gültige Ziffern als zulässige Bodenpressungen und als zulässige Pfahllasten zu nennen, daß sie aber hofft, durch ihre Arbeiten allmählich dahin zu kommen, daß sie für Bauwerke üblicher Art und für bestimmte feststehende Baugrundverhältnisse solche Zahlen nennen kann. Die Herausgabe weiterer Berichte in der Art des vorliegenden ist geplant. Die Versuchsanstalt beobachtet eine weit größere Zahl von Gebäuden als die hier dargestellten, die Veröffentlichung der Ergebnisse hat aber bei dem langsamen Nachgeben des Tonbodens erst Wert, wenn die Zeitsetzungslinien für mindestens zwei Jahre gegeben werden können.

Das Werk ist zunächst für ägyptische Kreise bestimmt, hat aber eine weit darüber hinausgehende Bedeutung, da es — in diesem Umfang zum ersten Male im Schrifttum — Setzungsbeobachtungen mit allen dazugehörigen Untersuchungen und Berechnungen der neuzeitlichen Bodenkunde in vorbildlicher Vollständigkeit und Anschaulichkeit bringt. Ein großer Teil des Werkes hat übrigens in Einzelberichten bereits der Internationalen Tagung für Bodenkunde und Grundbau²⁾, die im Jahre 1936 in Boston stattgefunden hat, vorgelegen.

Lohmeyer.

¹⁾ Bauechn. 1932, Heft 25, S. 312.

²⁾ Bauechn. 1936, S. 550 u. 552; 1937, S. 380.

Patentschau.

Zweiwandige eiserne Spundwand. (Kl. 84c, Nr. 639 493, vom 1. 10. 1933, von IIseder Hütte in Peine.) Um eine festere Führung des Schlosses beim Rammen zu erreichen und die Herstellung der einzelnen Teile im vorhandenen Walzwerk zu ermöglichen und das Ausweichen und Ausknicken von einzelnen Teilen zu verhindern, sind an den Stegeisen die unmittelbar an den eigentlichen Steg anschließenden Wülste nach innen gerichtet, und die äußeren Lappen der benachbarten Flacheisenklauen berühren sich fast über den Flanschen der Stegeisen und bilden zusammen mit dem Mittelteil der Flacheisen eine glatte Wandaußenfläche. Das Rammelement besteht aus einem Stegeisen 20', das mit zwei Flacheisen 22' zu einem starren U-Rahmen durch Schweißen vereinigt ist. Der U-Rahmen wird mit den Keulen 21 voraus — Pfeil-

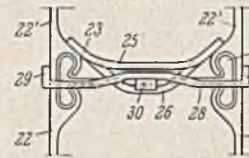


Abb. 2.

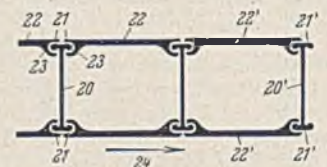


Abb. 1.

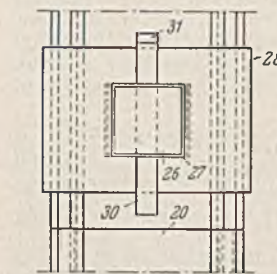


Abb. 3.

richtung 24 — gerammt, so daß sich die Klauen nicht im Erdbereich verstopfen können. — Als erste Bohle der zu rammenen Spundwand wird ein Kasten, bestehend aus zwei Flacheisen und zwei Stegeisen, gerammt, an den nach rechts oder links beliebig die nächsten Bohlen angeschlossen werden können. Um die Flacheisen einer L-Bohle beim Rammen zu

versteifen, hat das Blech 25 etwa in der Mitte eine Auskrüpfung 26, die in eine Aussparung 27 des Bleches 28 paßt. Zwecks Versteifung wird das Blech 28 mit umgebogenen Enden 29 zunächst um die freien Kanten der Flacheisen 22' gelegt. Dann wird das Blech 25 in den von den Eisen 22' begrenzten Raum etwas verdreht eingeführt, in die in Abb. 2 dargestellte Lage gebracht und mit seiner Auskrüpfung 26 durch die Aussparung 27 hindurchgeschoben. Von oben wird nun ein Keil 30 hinter die Auskrüpfung 26 eingetrieben, bis die Bleche 25 und 28 die Klauen 23 der Flacheisen 22' fest umfassen. Beim Rammen stößt das Ende des Keiles 30 schließlich auf den Steg der schon gerammten Bohle und lockert sich hierdurch, so daß er an seiner Nase 31 gepackt und ebenso wie die Bleche 25 und 28 herausgenommen werden kann.

Personalmeldungen.

Deutsches Reich. Deutsche Reichsbahn. b) Betriebsverwaltung. Versetzt: Oberreichsbahnrat Widinger, Vorstand des Betriebsamts Hagen (Westf.) 3, als Vorstand zum Betriebsamt Düsseldorf; die Reichsbahnräte Schmiederer beim Betriebsamt Bludenz als Vorstand zum Betriebsamt Neu-Ulm, Hölzl beim Neubauamt Salzburg nach Uttendorf (Stubachtal) zum Stubachwerk II, Dr.-Ing. Schramm, Vorstand des Betriebsamts Stargard (Pom.) 2, als Dezernent zur RBD Köln, Zerlauth beim Stubachwerk II in Uttendorf (Stubachtal) zum Neubauamt Wald am Arlberg, Prädell, Vorstand der Bauabteilung Passau der Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen München, zur Bauleitung der Reichsautobahnen Villach, Milner, Vorstand des Betriebsamts Riesa, als Vorstand zum Betriebsamt Würzburg 1, Gandenberger, Vorstand des Betriebsamts Helmstedt, als Vorstand zum Betriebsamt Mährisch-Schönberg, Dr. Liebscher in Wien zum Neubauamt Wels, Effmert, Vorstand des Neubauamts Dresden, als Vorstand zum Betriebsamt Hersfeld, Franz Bayer, Vorstand des Neubauamts Leipzig, als Vorstand zum Betriebsamt Hoyerswerda, Cieclerski, Vorstand des Neubauamts Düsseldorf, als Vorstand zum Betriebsamt Hagen (Westf.) 3, technischer Staatsbahnrat Pipperger, bisher im Bezirk der RBD Breslau, als Vorstand zum Betriebsamt Helmstedt; — die Reichsbahnbauassessoren Wiegand bei der RBD München als Vorstand zum Betriebsamt Salzburg 2, Reinhold Fuchs bei der Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen Nürnberg und Sudau beim Neubauamt Berlin 5 zur Reichsbahnbaudirektion München, Spohr beim Betriebsamt Mühldorf (Oberbayern) als Vorstand zum Neubauamt Kufstein, Griesbeck beim Betriebsamt Bad Kreuznach 1 in den Bezirk der RBD Nürnberg, Schipmann beim Betriebsamt Hirschberg (Riesengebirge) zur RBD Halle (Saale).

Übertragen: dem Reichsbahnbauassessor Mendel beim Neubauamt Düsseldorf die Stellung des Vorstandes.

Überwiesen: Reichsbahnbauassessor Wolgast bei der RBD Stettin als Vorstand zum Neubauamt Stettin 1.

In den Ruhestand getreten: die Oberreichsbahnräte Heinrich Schultze und Keim, Dezernenten der RBD München, Willy Lehmann, Dezernent der RBD Köln; — die Reichsbahnämter Hugo Falk bei der RBD Berlin, Tobias in Breslau und Epstein in Mainz.

INHALT: Die neue Straßenbrücke über den Götäliv in Gothenburg. — Deutsche Hallenkonstruktionen im Ausland. — Die Verbesserung der Vorflut in der unteren Oder. IV u. V. — Bücherschau. — Patentschau. — Personalmeldungen.

Verantwortlich für den Inhalt: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.

Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.