

DIE BAUTECHNIK

11. Jahrgang

BERLIN, 11. August 1933

Heft 34

Alle Rechte vorbehalten.

Die zweite Verstärkung der Niederkräniger Straßenbrücke bei Schwedt a. d. Oder.

Von Regierungsbaurath Sarrazin, Berlin, und Regierungsbaumeister a. D. Hoffmann, Datteln, beide früher Schwedt (Oder).

Wenn im folgenden über die Verstärkung der Niederkräniger Brücke berichtet werden soll, so geschieht dies, weil gerade diese Verstärkung zeigt, wie — namentlich unter Anwendung des elektrischen Schweißverfahrens — auch stellenweise sehr stark überbeanspruchte Brücken mit wirtschaftlichen Mitteln für schwere Lasten ausgebaut werden können, selbst wenn sie früher schon einmal verstärkt worden sind.

Die Niederkräniger Brücke überquert jetzt die Oder beim Dorfe Niederkränig im Zuge des sogenannten Schwedt-Niederkräniger Oderdamms, des wichtigsten Oderübergangs zwischen Küstrin und Stettin, der einzigen Verbindung von der Uckermark nach der Neumark (Abb. 1). In den Jahren 1893 und 1894 wurde hier die erste eiserne Brücke als Ersatz für zwei dicht beieinander liegende Holzbrücken errichtet. Drei Überbauten, ein mittlerer von 50,50 m und zwei seitliche von je 37,43 m Stützweite, überbrückten den damals nur 120 m breiten, Meglitz genannten Wasserlauf. Die Hauptträger waren als Halbparabelträger ausgebildet und mußten, da die Straße nicht rechtwinklig zum Fluß überführt werden konnte, gegeneinander verschoben werden, so daß eine rechtsschiefe Brücke entstand, deren Hauptträger um eine halbe Feldweite gegeneinander versetzt sind.

Durch die 1905 begonnene Regulierung der unteren Oder wurde nun der Meglitz, die früher nur ein Nebenarm war, die gesamte Wassermenge der Oder — mit Ausnahme des bei Winterhochwasser im Poldergebiet abfließenden Teils — zugewiesen, so daß ihr Bett verbreitert und die Brücke verlängert werden mußte. In den Jahren 1910 und 1911 verschob man daher den linkseitigen Überbau nach Westen zu und fügte zwei neue Überbauten von 50,50 m Stützweite dazwischen. Es ergab sich dadurch die heutige Anordnung mit fünf Überbauten (Abb. 2). Da gleichzeitig der Holzbelag der drei alten Überbauten durch eine Kleinpflasterfahrbahn und Eisenbetonfußwege ersetzt wurde, mußten diese Überbauten verstärkt werden. Auf die Längsträger wurden ein L-Eisen und ein Winkel eisen aufgenietet (□). Bei den Hauptträgern erhielt der bisher oben offene Obergurt eine Kopfplatte, wodurch ein hutförmiger Querschnitt entstand; am Untergurt wurden auf die oberen Winkel waagerechte Lamellen aufgelegt. Auch wurde ein regelrechter oberer Windverband eingebaut, der eine Verstärkung der mit dem Windportal zusammenfallenden Hauptträgerpfosten erforderlich machte. An den Schrägstäben, die wie bei

allen alten Brücken in Flachelsen mit Gegenschrägen in den mittleren Feldern ausgeführt waren, wurde nichts geändert, so daß die als Folge der Schwingungen dieser Stäbe sich ergebenden Nachteile bestehen blieben. Außerdem wiesen die alten Untergurte starke Außermittigkeiten (Verschiebungen der Schwerlinien gegenüber den Stabnetzlinien) auf, die beim Bau nicht berücksichtigt und bei der Verstärkung nur zum geringen Teil ausgeglichen worden waren. In die Obergurtstäbe war die Außermittigkeit sogar erst durch die Verstärkung hineingekommen.

Die schwächsten Stellen bildeten jedoch auch nach 1911 die Stöße des Untergurtes, weil hier — mit Ausnahme einiger kleiner waagerechter Laschen auf den abstehenden Schenkeln der oberen Winkel — besondere Stoßelemente fehlten; die Stoßdeckung wurde nur durch die Hauptträgerknotenbleche und die waagerechten Knotenbleche des unteren Windverbandes bewirkt. Da wie bei allen Bauteilen auch für die Verbindung der Untergurtstäbe verhältnismäßig starke Niete verwendet worden waren, blieb als Stoßquerschnitt vielfach nur ein Bruchteil des Stabquerschnitts übrig.

Das Ergebnis der statischen Nachrechnung, der die Brückenklasse I, DIN 1072, zugrunde gelegt wurde, zeigte — obwohl die Stabquerschnitte an sich im allgemeinen genügten — infolge dieser konstruktiven Mängel an vielen Stellen starke Spannungsüberschreitungen. Bei einem Untergurtstoß betrug z. B. die rechnerische Spannung ohne Berücksichtigung des außermittigen Kraftangriffs 2590 kg/cm². Es muß daher geradezu als ein Glück bezeichnet werden, daß die Brücke in einem Straßenzug lag, der bis zum Jahre 1926 auch über fünf Holzbrücken führte, die nur mit 3,5 t Gesamtlast befahren werden durften. Mit dem Neubau dieser Brücken im Zuge des Schwedter Oderübergangs, der in den Jahren 1926 bis 1932 durchgeführt wurde¹⁾ und der einschließlich des

Ausbaues der dazwischen liegenden Straßenstrecken einen Kostenaufwand von etwa 2,4 Mill. RM verursachte, ergab sich somit die Notwendigkeit, die Niederkräniger Brücke zu verstärken, da hier an einen Neubau bei der inzwischen hereingebrochenen Wirtschaftskrise nicht zu denken war.

Die Verstärkung hatte sich auf die Hauptträger und die ebenfalls überbeanspruchten Querträger der drei alten Überbauten zu erstrecken, während die Längsträger und die beiden im Jahre 1911 fertiggestellten Überbauten der Brückenklasse I genügten. Aus geldwirtschaftlichen Gründen mußte die Ausführung auf zwei Jahre verteilt werden. 1931



Abb. 1. Übersichtskarte.

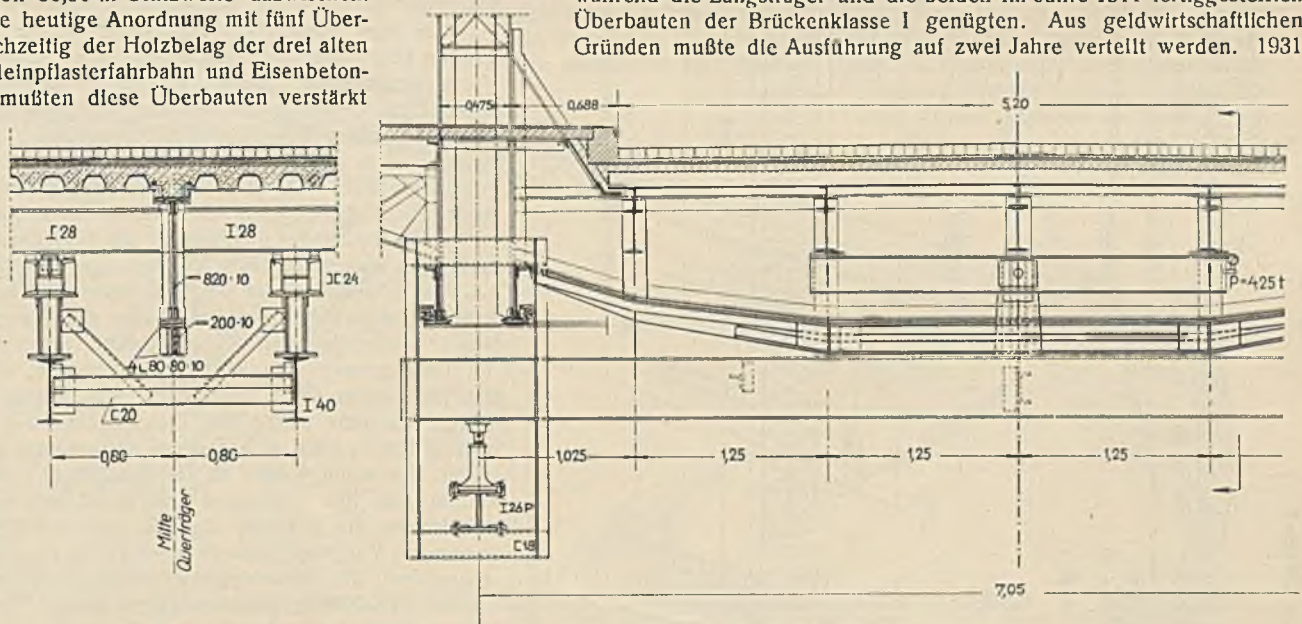


Abb. 3. Entlastungsvorrichtung für die Verstärkung der Querträger.

wurden zunächst die Querträger, sowie der größte Teil der Obergurte und der Pfosten verstärkt. Im Jahre 1932 folgten die übrigen Arbeiten, vor allem die Verstärkung der Schrägstäbe und der Untergurte. Alle Arbeiten

wurden zunächst die Querträger, sowie der größte Teil der Obergurte und der Pfosten verstärkt. Im Jahre 1932 folgten die übrigen Arbeiten, vor allem die Verstärkung der Schrägstäbe und der Untergurte. Alle Arbeiten

¹⁾ Vgl. Kaumanns, Neubau der Straßenbrücke über den Großschiffahrtsweg Berlin—Stettin, Bautechn. 1928, Heft 29. — Sarrazin u. Gorges, Neubau der Oderflutbrücke, Bautechn. 1932, Heft 33. — Kaumanns u. Sarrazin, Brückenneubauten im Schwedt-Niederkräniger Oderdamm, Bauing. 1933.

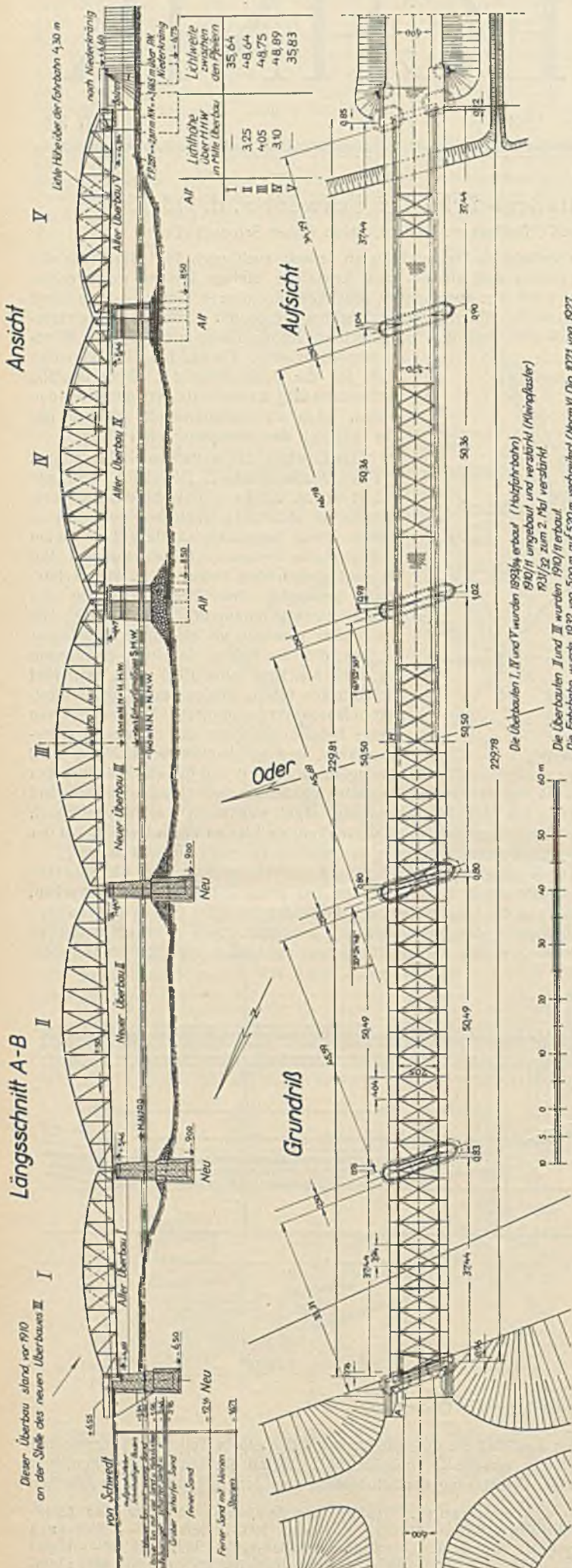


Abb. 2. Brücke nach 1911.

wurden ausgeführt, ohne die Überbauten auf ein festes Gerüst abzusetzen, dessen Kosten nicht tragbar gewesen wären. Daher mußten, sofern die Verstärkungsteile, wie z. B. bei den Querträgern, auch für die Aufnahme der Kräfte aus Eigengewicht herangezogen werden sollten, besondere Entlastungsvorrichtungen angeordnet werden, auf die bei der Besprechung der einzelnen Bauteile kurz eingegangen werden soll.

I. Verstärkung der Querträger.

Bei der Verstärkung der Querträger, deren Widerstandsmoment um 23% zu erhöhen war, konnte der nächstliegende Gedanke, oben und unten eine oder mehrere Gurtplatten aufzulegen, mit Rücksicht auf den Verkehr nicht verwirklicht werden, weil die Fahrbahn nur 5 m breit war. Sie wurde zwar gleichzeitig mit der Verstärkung der Querträger nach jeder Seite um 10 cm auf 5,20 m (DIN 1071, Norm VI) verbreitert, aber auch danach wäre beim Auflegen einer oberen Gurtplatte eine völlige Sperrung der Brücke nicht zu umgehen gewesen. Diese Sperrung mußte unbedingt vermieden werden. Ausschlaggebend für die gewählte Verstärkungsart war der Umstand, daß das Aufbrechen und die Wiederherstellung des im guten Zustande befindlichen Straßenpflasters erhebliche Kosten verursacht hätte. Man entschloß sich daher, die Querträger nur von unten zu verstärken. An die untere Gurtplatte wurde ein 200 mm hoher I-förmiger Querschnitt, bestehend aus 4 L 80 · 80 · 10 und einem Stegblech, genietet. (Eine Verstärkung im Schweißverfahren hatte sich hier als teurer herausgestellt.) Da nach der Berechnung die Verstärkungsteile im vollen Umfange auch zur Aufnahme des Eigengewichts heranzuziehen waren, mußte die bestehende Konstruktion vor dem Aufbringen der Verstärkung vollkommen entlastet werden. Dies geschah durch die in Abb. 3 dargestellte Entlastungsvorrichtung; dort ist auch die Anordnung der Verstärkungsteile zu erkennen. Zu beiden Seiten des Querträgers wurden an die Untergurte, möglichst dicht am Knotenblech, kurze Balken aus IP 26 gehängt, auf denen mittels Topfschrauben die Hilfsquerträger aufgelagert waren, die während der Durchführung der Verstärkung die gesamte Last aufzunehmen hatten (zu beiden Seiten des Querträgers je ein I 40). Auf den Hilfsträgern ruhte die sogenannte Waagebalkenkonstruktion, die im wesentlichen aus zwei gegeneinander ausgesteiften □□-Eisen bestand; diese □□-Eisen waren — wie aus Abb. 3 zu ersehen ist — als gleicharmige Hebel ausgebildet. Hierdurch sollte eine gleichmäßige Verteilung der Entlastungskraft erzielt werden. Der Waagebalken hatte die Aufgabe, an den beiden achsgleich gelegenen mittleren Längsträgern das Eigengewicht der Fahrbahn abzufangen. Der Entlastungsdruck brauchte also nicht wie bei einem unmittelbaren Kraftangriff unter dem Querträger durch die Verstärkungsteile hindurchgeleitet zu werden. Diese konnten daher mit Sicherheit ohne Vorspannung eingebaut werden. Die durch die Entlastungsvorrichtung auszuübenden Kräfte wurden so errechnet, daß die negative Momentenfläche, die durch die die Längsträger von unten angreifenden Kräfte erzeugt wurde, sich möglichst mit der Momentenfläche aus Eigengewicht deckte (Abb. 5).

Vor dem Einbau der Verstärkung nahm man zunächst die alten unteren Gurtplatten ab und bohrte nach ihnen die oberen Winkel des Verstärkungsträgers. Sodann wurde der unter den beiden Längsträgern erforderliche Druck durch Anziehen der Topfschrauben erzeugt und durch einen besonders ausgebildeten Flüssigkeitsdruckmesser gemessen, der zwischen dem einen Ende des Waagebalkens und dem Längsträger eingebaut war (Abb. 3 u. 4). Der Druck an dem anderen Ende des Waagebalkens mußte dann ebenso groß sein. Es wurde sorgfältig darauf geachtet, daß zu beiden Seiten des Querträgers das Anziehen der Topfschrauben gleichmäßig vor sich ging, damit Verbiegungen der Längsträger nicht eintreten konnten. Nachdem der vorgeschriebene Entlastungsdruck erreicht war, wurden die zwischen den □□-Eisen des Waagebalkens und den Längsträgern eingeschalteten Keile (Abb. 3, links) etwas angezogen, damit der Druckmesser ausgebaut werden konnte, dessen Druckanzeiger den Erschütterungen durch das Nieten nicht ausgesetzt werden sollte. Durch diese Maßnahme wurde den Querträgern über die vorgeschriebene Entlastung hinaus noch eine geringe Vorspannung erteilt. Der Verstärkungsträger, der schon vorher an den Querträger lose angehängt worden war, konnte nun fest angezogen und verschraubt werden. Daraufhin wurde die Brücke, die während des bis jetzt beschriebenen, etwa 3/4 Stunden dauernden Vorgangs gesperrt worden war, für den leichten Verkehr wieder freigegeben, die Entlastungsvorrichtung blieb jedoch so lange in Tätigkeit, bis die Verstärkungsteile wenigstens an den Enden mit dem alten Querträger vernietet waren.

Etwas einfacher gestaltete sich die Verstärkung der schrägen Endquerträger. Eine Spannungsüberschreitung durch lotrecht wirkende Kräfte trat hier zwar nicht auf, dagegen bedingte das Fehlen des oberen Windverbandes nach den Enden der Überbauten zu, daß gemäß DIN 1073, C, III auch das Moment aus der am Obergurtknotenpunkt angreifenden Kraft 1/100 O aufgenommen werden mußte (vgl. weiter unten unter II 3). Hierdurch wurde eine Verstärkung der Endquerträger erforderlich. An Stelle des erwähnten I-Querschnitts bei den normalen Querträgern waren jedoch nur 2L 80 · 120 · 12 und ein dazwischenliegendes Blech 120 · 10

einzubauen. Für die Entlastung genügte eine Topfschraube mit Druckmesser, die in Trägermitte angriff und unmittelbar auf die Widerlager bzw. auf die Pfeiler aufgesetzt wurde (Abb. 6).

II. Verstärkung der Hauptträger.

1. Schrägstäbe.

Die Verstärkung der Schrägstäbe bezweckt eine Verbesserung des bestehenden Zustandes in dreifacher Hinsicht:

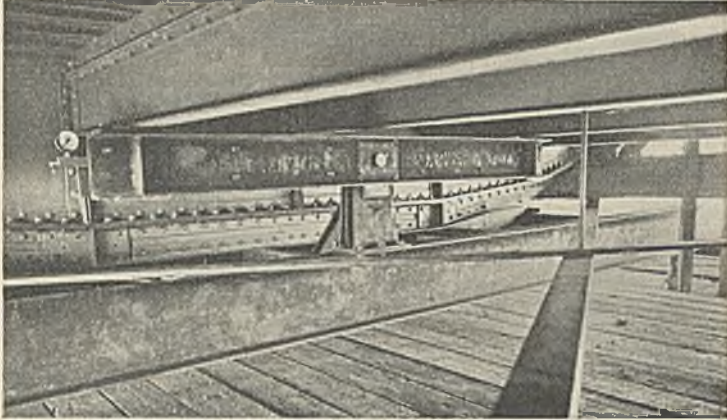


Abb. 4. Entlastungsvorrichtung für die Verstärkung der Querträger.

a) Die schlaffen Flacheisenstäbe sollten durch steife Gebilde ersetzt werden, um die aus den Schwingungen sich ergebenden Nachteile zu beseitigen.

b) In den Knotenpunktanschlüssen war der nutzbare Querschnitt infolge der Verwendung zu starker Niete zu gering, so daß dort erhebliche Überbeanspruchungen auftraten. Diese Anschlüsse waren zu verstärken.

c) Bei der Herstellung der Betonfußwege im Jahre 1911 waren die Flacheisenstäbe unmittelbar in die Fußwegplatte einbetoniert worden. Hierdurch ergab sich für den Hauptträger eine erhöhte Rostgefahr und für den Fußweg infolge unmittelbarer Übertragung der Schwingungen eine starke Neigung zur Rissebildung, die sich besonders beim Asphaltbelag bemerkbar machte. Es wurden daher jetzt, da die Fußwegplatte für die Verstärkung der Schrägstäbe ohnehin aufgebroschen werden mußte, um die Schrägstäbe herum — wie aus Abb. 7 u. 8 zu ersehen ist — besondere Führungskasten eingebaut.

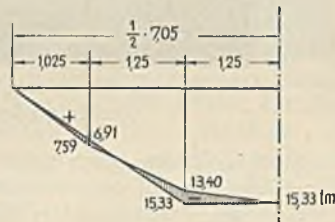


Abb. 5.

Momentenflächen der Querträger infolge von Eigengewicht und Entlastungsdruck.

Um das erstgenannte Ziel, die Aussteifung der Schrägstäbe, zu erreichen, kam ein Auswechseln der Flacheisenstäbe durch knickfeste Profile im allgemeinen nicht in Frage, da dies nicht möglich war, ohne den betreffenden Überbau auf ein festes Gerüst abzusetzen. Man mußte sich vielmehr damit begnügen, an jedes Flacheisen zwei Verstärkungswinkel anzunieten, so daß ein Schrägstab jetzt aus zwei Flacheisen und vier Verstärkungswinkeln besteht. Nur in den mittleren Feldern ist von

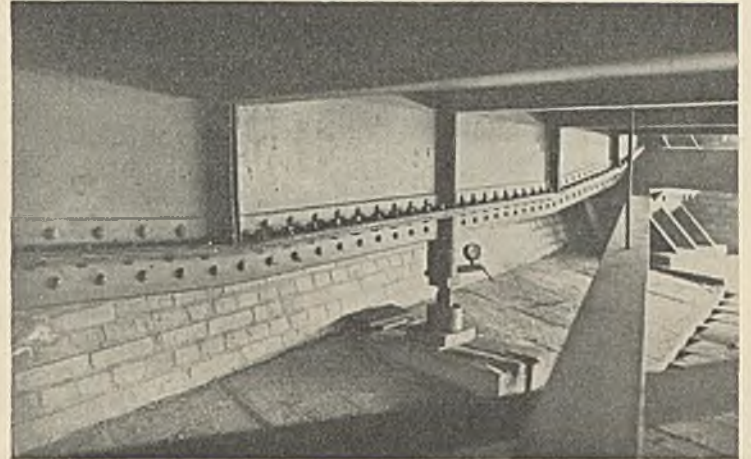


Abb. 6. Entlastung der Endquerträger.

dieser Ausbildung abgewichen worden; hier waren einerseits die alten Stäbe so schmal, daß die Verstärkungswinkel nicht bündig mit dem Flacheisen hätten gelegt werden können, andererseits schien eine völlige Auswechslung dieser Stäbe ohne Absetzen des Überbaues unbedenklich, weil hier die Stabkraft bei unbelasteter Brücke sehr gering ist. Die auszuwechselnden Stäbe wurden während des Umbaus völlig spannungslos gemacht, damit auch in den neuen Stäben die gleiche Spannkraft infolge ruhender Last auftreten konnte und die Kraftverteilung im Stabnetz des Hauptträgers nicht geändert wurde. Hierzu diente eine besondere Entlastungsvorrichtung, die — für einen kleinen Überbau — in Abb. 8 unter den beiden mittleren Feldern, in denen die Schrägstäbe auszuwechseln waren, eingezeichnet ist. Ein Peiner Träger von entsprechender Länge wurde an die äußeren Knotenpunkte angehängt, und im mittleren Knotenpunkte wurde durch eine zwischen diesen Träger und den Untergurt geschaltete Wasserdruckpresse eine Querkraft erzeugt, die die Stabkraft aufhob. Erst dann wurden die Flacheisen entfernt und an ihrer Stelle □ 16 eingebaut.

Die heute nicht mehr übliche Vergitterung durch zickzackförmig angeordnete Flacheisen wurde gewählt, weil bei den beiden Überbauten aus dem Jahre 1911 die aus □ □ bestehenden Schrägstäbe auf die gleiche Art versteift worden waren. Auch die Pfosten aller Überbauten weisen

— soweit sie nicht vollwandig ausgebildet sind — eine ähnliche Vergitterung auf.

Der zweiten obenerwähnten Forderung, die Anschlußflächen der Schräg-

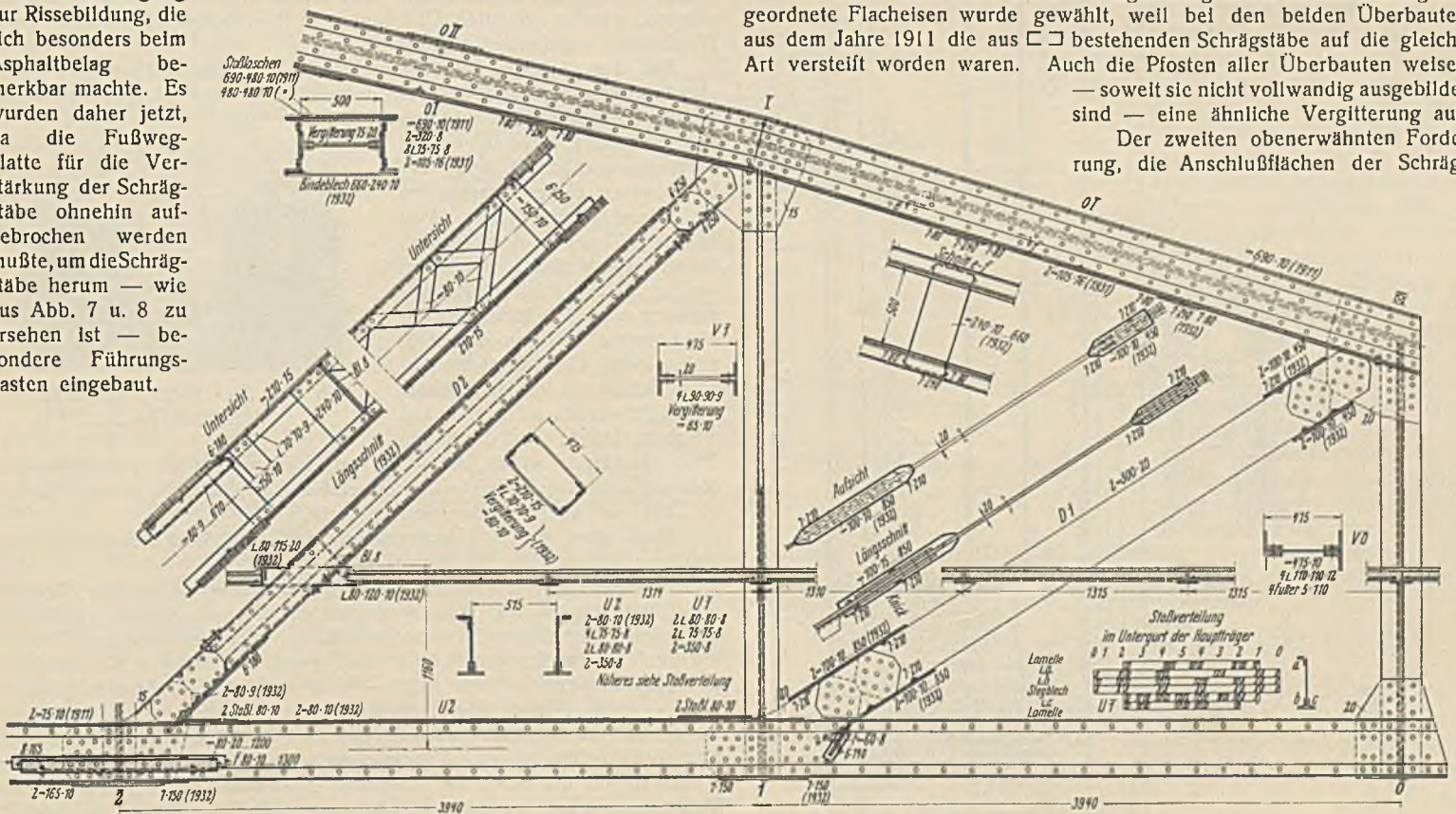


Abb. 7. Verstärkung der Hauptträger der kleinen Überbauten von 2 bis 0.

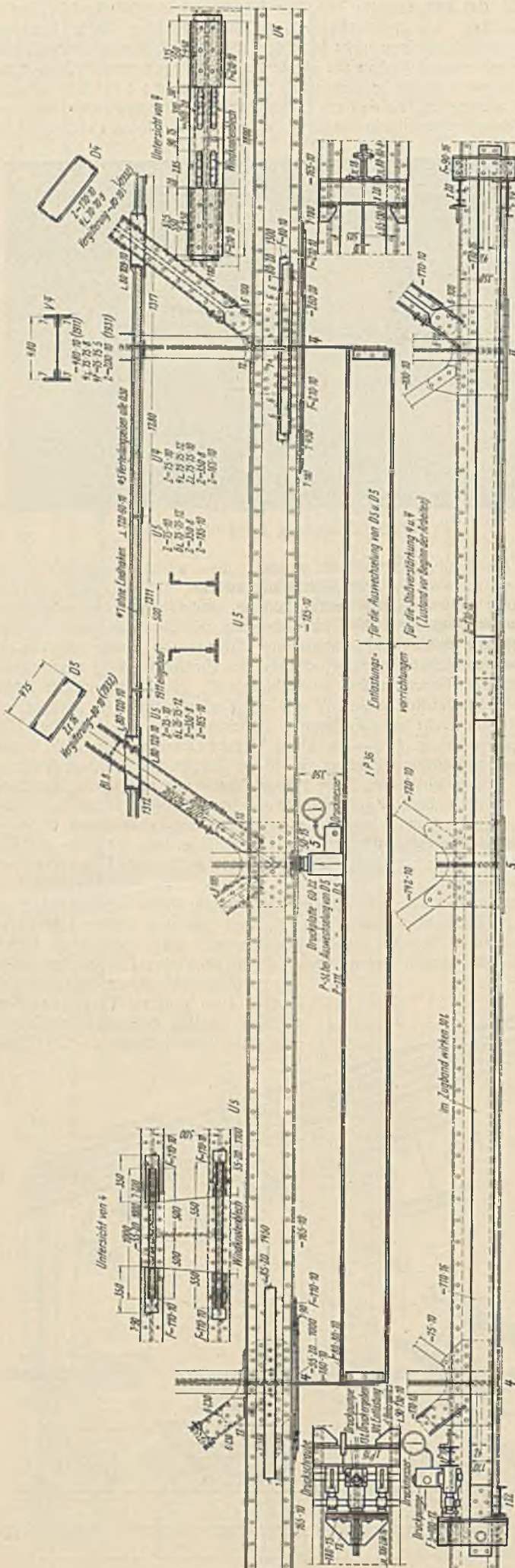


Abb. 8. Verstärkung des Untergurtes der kleinen Überbauten von 4-4 mit Entlastungsvorrichtungen für D_3-5 und U_4-4 .

stäbe zu vergrößern, wurde dadurch entsprochen, daß man die ab-
stehenden Schenkel der Verstärkungswinkel bis in die Knotenpunkte hin-
einführte und mit den Knotenblechen bzw. mit den Anschlußblechen
der Flacheisenstäbe verschweißte. Auch die anliegenden Schenkel sind
durch eine V-Naht angeschlossen worden, die aber für die Übertragung
der Zugkräfte entsprechend den Sonderbestimmungen für Brücken nicht
in Rechnung gestellt ist.

Die neu eingebauten \square -Schrägstäbe wurden im Steg an die Knoten-
bleche genietet und an den Flanschen an sie angeschweißt; bei dieser
Gelegenheit wurde gleichzeitig durch eine kleine Verschiebung der Stäbe
die hier vorhandene Außermittigkeit beseitigt.

Die Stäbe D_1 und D_7 sind bei allen drei Überbauten nicht ausgesteift
worden, da hier die Schwingungen infolge der starken Elggewichts-
spannung gering sind. Dagegen mußten bei diesen Schrägstäben die



Abb. 10. Großer alter Überbau nach der Verstärkung.
Rechts großer neuer Überbau.

Anschlußquerschnitte durch kleine Flacheisen, die senkrecht zur Träger-
ebene aufgeschweißt sind, verstärkt werden.

Nach der Verstärkung der Schrägstäbe konnten die nach der Haupt-
trägermitte zu angeordneten Gegenschrägen wegfallen. Daß hierdurch das
Aussehen der Brücke sehr gewonnen hat, erkennt man aus Abb. 9a u. b,
die eine Ansicht des Hauptträgers des dorfsseitigen kleinen Überbaues vor
und nach der Verstärkung darstellen, und aus Abb. 10, die den großen
alten Überbau nach der Verstärkung und rechts noch einen Teil eines
großen neuen Überbaues zeigt. Aus dieser Abbildung kann man auch
ersehen, wieweit die alten Überbauten in ihrer äußeren Form den neuen
Überbauten angeglichen sind.

Bei dem Ausbau der Gegenschrägen, die zum Teil nur mit einem
einschnittigen Niet angeschlossen waren, stieß man übrigens auf eine
offenbar schon 1893 beim Bau
vorgenommene, recht eigenartige
Maßnahme. Abb. 11 zeigt das
Ende einer dieser Schrägstäbe
nach dem Herausnehmen. Man
sieht, daß neben dem eigent-
lichen Anschlußniet noch ein
kleiner Niet (Heftniet?) ge-
schlagen war. Ob hierdurch nur
ein besseres Anliegen des Stab-
endes oder eine Erleichterung
beim Schlagen des Hauptnietes
bezweckt werden sollte oder aus
welchem Grunde sonst der kleine
Niet geschlagen wurde, ist nicht
festzustellen. An die bei dieser
Anordnung auftretende Gefahr des
Einreißen des Stabes hinter dem
Hauptniet hat man aber offenbar
nicht gedacht.



Abb. 11. Enden der Gegenschrägen
nach dem Ausbau.

Noch eine andere „Montagesünde“ sei in diesem Zusammenhange
erwähnt:

Wie man in Abb. 3 sieht, waren die Querträger unmittelbar oberhalb
der Untergurte an die Pfosten angenietet. Die waagerechten Schenkel
der unteren Querträgerwinkel konnten daher vielfach nicht bis zum Pfosten
herangeführt werden, sondern stießen gegen die inneren Knotenbleche
des Hauptträgers. Anstatt nun — was auch das bequemste gewesen
wäre — diese Winkel wegen des leichteren Einbaus etwas zu kürzen,
wurden sie durchgeführt und dafür die ohnehin schon knapp bemessenen
Knotenbleche bis zu etwa 30 mm eingekerbt. Zum Glück wurde dieses
Verfahren nur bei einem der drei alten Überbauten angewendet. Bei der
Verstärkung wurde versucht, die Wirkung der Einkerbungen unschädlich
zu machen, indem die abstehenden Schenkel der Verstärkungswinkel

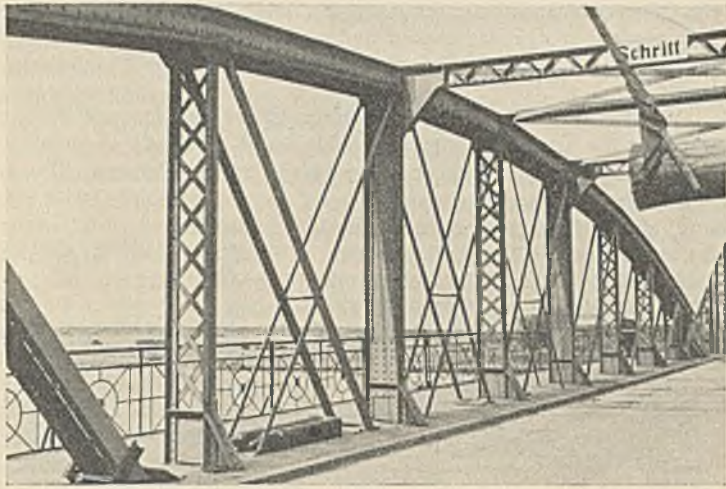


Abb. 9a. Vor der Verstärkung.

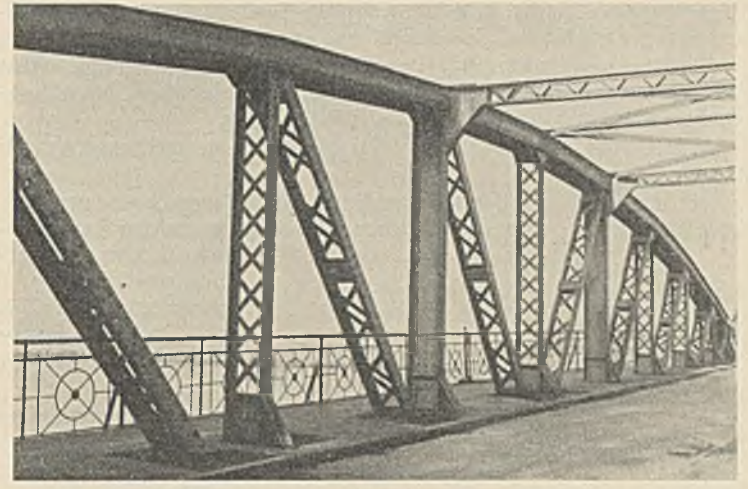


Abb. 9b. Nach der Verstärkung.

Abb. 9. Hauptträger des dorfsseitigen kleinen Überbaues.

oder besondere Laschen über die betreffenden Stellen hinübergeführt wurden.

2. Untergurtknotenpunkte.

Die Ursachen, die zur Verstärkung der Untergurtstöße führten, sind in der Einleitung bereits angedeutet. Die Anordnung der Stöße in den Knotenpunkten und das fast völlige Fehlen besonderer Stoßlaschen bedingte erhebliche Überbeanspruchungen in den Knotenblechen, deren

nutzbare Flächen viel zu klein waren. Durch die Verstärkung konnte an der Lage der Stöße natürlich nichts geändert werden; ebensowenig war es möglich, ohne die Überbauten auf ein Gerüst abzusetzen, die gesamte Zugkraft durch neue Stöbelemente zu übertragen. Man mußte sich vielmehr darauf beschränken, unter grundsätzlicher Beibehaltung der bestehenden Stoßanordnung die Knotenbleche des Hauptträgers und des Windverbandes durch Anordnung von Verstärkungsteilen zu entlasten.

(Schluß folgt.)

Elektrischer Antrieb der Schleppzugschleusen in Osnabrück-Haste und Osnabrück-Hollage.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reglerungs- und Baurat E. Foss, Hannover.

1. Allgemeines.

Über die Lage der Schleusen Osnabrück-Haste und Osnabrück-Hollage, die den Aufstieg vom Ems-Weser-Kanal zu den Hafenanlagen der Stadt Osnabrück vermitteln, gibt der Übersichtsplan (Abb. 1) Aufschluß. Die Schleusen wurden 1915 in Betrieb genommen. Wie aus Abb. 2 ersichtlich, wurde in den Jahren 1916 bis 1919 im Durchschnitt jede Schleuse etwa 600 mal und in den Jahren 1919 bis 1925 etwa 860 mal im Jahre gefüllt. Seit 1926 hob sich der Verkehr bedeutend.

Die Betriebszeit betrug im Winter 10 und im Sommer 13 bis 14 Stunden. Die Bedienungsmannschaft hatte im Sommer 12 Stunden Dienstbereitschaft.

Bei dem geringen Verkehr in den ersten Jahren konnten zwei Schleusenarbeiter die Arbeiten zur Bedienung einer Schleuse und des zugehörigen elektrischen Pumpwerks leisten. Dabei mußten allerdings zeitweise außer dem 12 stündigen Bereitschaftsdienst noch Überstunden geleistet werden. Nachdem aber seit dem Jahre 1926 der Verkehr auf dem Osnabrücker Zweigkanal eine erhebliche Steigerung erfahren hat, mußten zunächst Streckenunterhaltungsarbeiter zur Hilfe herangezogen werden. Auf die Dauer ließ sich jedoch eine Verdoppelung des Schleusenpersonals nicht vermeiden.

Nach Einrichtung des elektrischen Antriebes an den Unterhäuptern im Jahre 1930 reicht zur Bedienung jeder Schleuse ein Mann aus. Die Arbeitsschichten der beiden Bediensteten können so verschoben werden, daß während der Betriebszeit stets ein Mann anwesend ist und auch der Pumpenwärter gleichzeitig das Pumpwerk bedienen kann.

Wird die Ersparnis an Löhnen für das zweite Bedienungspersonal mit Rücksicht darauf, daß das Personal nicht das ganze Jahr für die Schleusen- und Pumpwerkbedienung in Anspruch genommen wird, zu rd. $2 \cdot (2 \cdot 1000) = 4000$ RM angenommen, so würde dies bei 24 000 RM Gesamtkosten der elektrischen Antriebe für beide Schleusen einer Verzinsung und Abschreibung von $\frac{4000 \cdot 100}{24\,000} = \text{rd. } 16\%$ entsprechen. Die geringen Stromkosten für die kleinen Drehstrommotoren können bei der nur Minuten betragenden Betriebszeit außer Betracht bleiben.

2. Die bisherigen Antriebe der Schleusenverschlüsse.

Die Gesamtanlage der Schleusen mit den zugehörigen Pumpwerken ist aus Abb. 1 ersichtlich.

Die Bewegung der Klapptore und der Umlaufschütze (Zylinderschütze) am Oberhaupt wird unter Benutzung des vorhandenen Schleusenwasserfallendes (Schwimmer) ausgeführt¹⁾.

Die Untertore und die Registerschütze in den Untertoren wurden durch Winden mit Handkurbeln bedient (Abb. 3 bis 7).

Für die mechanische Arbeit des Aufziehens von erheblichem Gewinn ist die Zerteilung der Schützfläche in einzelne übereinanderliegende

Streifen (Registerschütze). Es liegen vier Öffnungen übereinander, und zwar sowohl in der Schütztafel als auch in dem festen Rahmen des Schützes. Sobald die Schütztafel um die Höhe einer Öffnung aufgezogen oder niedergedrückt wird, sind alle Öffnungen für das Durchströmen des Wassers frei. Es sind in jedem Torflügel zwei Schütze nebeneinander angebracht, wodurch mit Hilfe der Bewegungsvorrichtung das gleichzeitige Öffnen und Schließen erreicht wird. Die Betätigung der Registerschütze erfordert aber einen verhältnismäßig großen Energieaufwand, so daß die für die Bedienung zur Verfügung stehenden zwei Mann — Pumpenwärter und Schleusenarbeiter — mit großer Kraftanstrengung an den Kurbeln der Winden drehen mußten, um die Registerschütze nacheinander zu heben und die

Torflügel zu öffnen. Häufig sind Störungen an den stark beanspruchten Windwerken eingetreten und sehr oft Zähne aus dem Stahlgußsegment für den Handantrieb der Torschütze ausgebrochen.

3. Der elektrische Antrieb der Schleusenverschlüsse am Unterhaupt.

Bei dem im Jahre 1930 ausgeführten Umbau des Handantriebes am Unterhaupt wurde teils aus Kostenersparnisgründen, teils wegen des für die Aufstellung einer besonderen elektrisch betriebenen Winde für den Antrieb der Registerschütze sehr beschränkten Platzes für Tor und Schütz

¹⁾ Eine eingehende Beschreibung dieser Antriebe s. A. Franke, Ztrbl. d. Bauw. 1916, S. 262 bis 264.

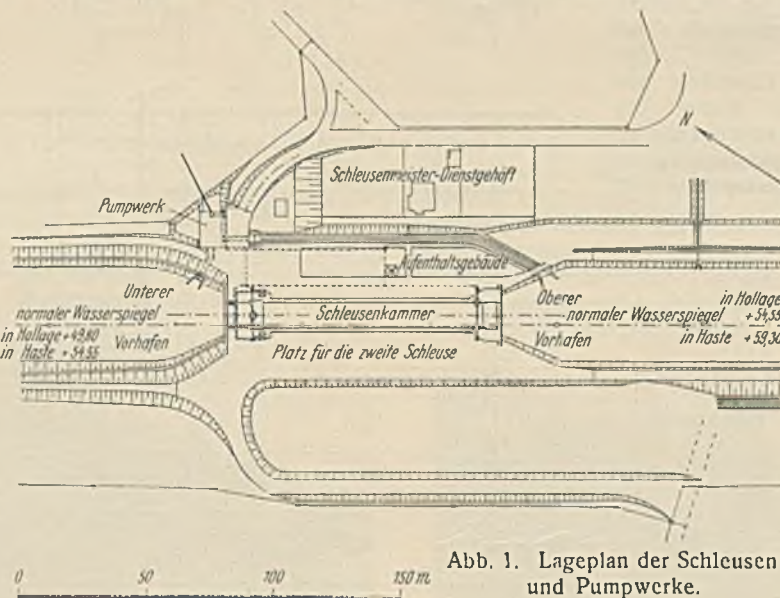


Abb. 1. Lageplan der Schleusen und Pumpwerke.

ein gemeinsamer Antrieb gewählt, wobei die Tordruckstange durch Hebelübertragung zunächst das Schütz und erst dann das Tor bewegt.

Die Schleusen Osnabrück-Haste und Osnabrück-Hollage sind die ersten Schleusen mit Stemmtoren und eingebauten Registerschützen, die mit gemeinsamem elektrischen Antrieb ausgeführt wurden.

Abb. 8 bis 11 und Abb. 12 bis 14 lassen diesen gemeinsamen Antrieb erkennen.

Der mechanische Teil ist von der Firma Fried. Krupp Grusonwerk AG, Magdeburg-Buckau, und die elektrische Ausrüstung von den Bergmann-Elektrizitätswerken geliefert worden.

Als elektrische Arbeit steht in den Pumpwerken der Schleusen

Beim Öffnen und auch beim Schließen der Torschütze unter vollem Wasserdruck werden infolge der großen Reibung der Schütze zuerst die in die Zahnstangen eingebauten Federn zusammengedrückt oder auseinandergezogen.

Der alte Anschluß der Torschubstange ist weggefallen und dafür der Angriff für die Torschubstange nach Abb. 8 u. 9 geändert.

Für den Notfall ist doppelseitiger Handantrieb vorhanden.

Der Betrieb geschieht nun in der Weise, daß z. B. vor Öffnen der Unterhaupttore zuerst die Torschütze geöffnet werden, die von der Triebstockzahnstange mittels des am Tor befestigten Angriffhebels betätigt werden. In der geöffneten Endstellung der Torschütze wird der An-

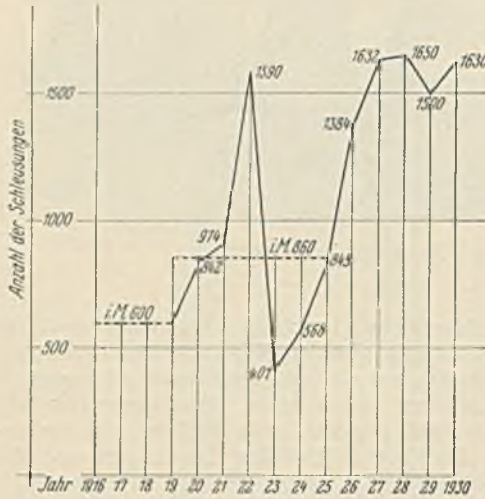


Abb. 2. Anzahl der Schließungen in den Jahren 1916 bis 1930.

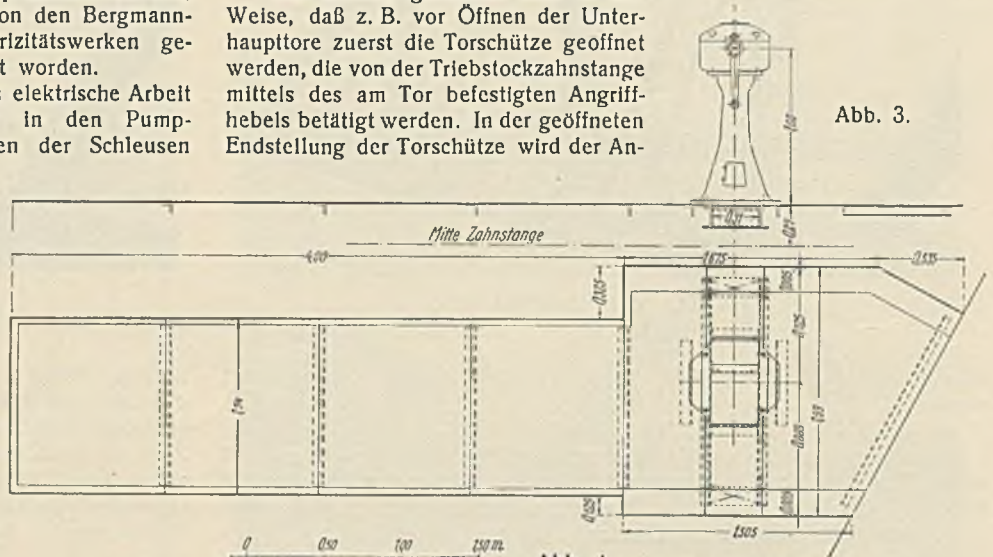


Abb. 3 u. 4. Alter Handantrieb der Untertore.

Osnabrück-Haste und Osnabrück-Hollage Drehstrom zur Verfügung, der mit einer Oberspannung von 5 kV dem Netz des Städtischen Eltwerkes in Osnabrück bzw. mit 10 kV dem Netz der Niedersächsischen Elektrizitätswerke entnommen und dort auf die Verbrauchsspannung von 380/220 V, 50 Perioden umgespannt wird (Abb. 15).

Der Antrieb der Winde für die Tore und Registerschütze geschieht durch einen geschlossenen Drehstrommotor 380 V, 50 Perioden, Leistung 6,6 kW (9 PS), 30 min und 850 Umdr./min bei Vollast und 1000 Umdr./min bei Leerlauf. Auf der Motorwelle sitzt der Bremslüftmagnet und eine Rutschkupplung. Durch die Rutschkupplung wird — neben den elektrischen Sicherungen — eine Überlastung des Motors, des Windwerks und Brüche von Triebwerkteilen bei plötzlich auftretenden Widerständen verhütet. Die Motorwelle treibt einen in einem Ölgehäuse eingeschlossenen Schneckentrieb. Der Körper des Schneckenrades besteht aus Hartgußeisen mit Radkranz aus mittelharter Phosphorbronze. Die Schnecke ist aus Stahl geschnitten. Auf der Schneckenradwelle sitzt je eine Klauenkupplung, die durch einen Hebel miteinander verbunden sind und durch Rundisenstecker verriegelt werden.

Bei entsprechendem Einstellen des Hebels ist entweder der Handantrieb oder der Motor eingekuppelt. Eine gleichzeitige Kupplung ist nicht möglich, weil in der Mittelstellung (senkrechte Stellung des Hebels) beide Kupplungen ausgeschaltet sind. Die Schneckenradwelle treibt ein Kegelräderpaar an. Auf dem unteren Teil der senkrechten Vorgelegewelle des großen Kegelrades sitzt ein Ritzel mit Schwinge zum Antrieb der Triebstockzahnstange.

Die Triebstockzahnstange mit eingebauter Feder greift an dem Angriffshebel für die Schützbewegung an. Dieser Hebel legt sich, nachdem die Schütze geöffnet sind, an die Klauen des am Tor befestigten Lagerbockes und kann so das Tor in der Weiterbewegung mitnehmen. Die in die Zahnstangen eingebauten Schraubenfedern dürfen auch bei dem elektrischen Antrieb nicht fortgelassen werden.

trieb durch Endschalter ausgeschaltet. Nach Ausspiegelung des Schleusenwassers wird der Antrieb wieder eingeschaltet und das Tor selbst geöffnet. In der Endstellung wird die Bewegung durch Endschalter stillgesetzt. Für die Schließbewegung ist eine Unterbrechung nicht erforderlich, da hier zunächst die Schütze und im Weiterlaufen des Antriebs die Tore geschlossen werden. Der Zwischenendschalter wird hierbei überfahren, so daß der Antrieb ohne Unterbrechung bis in die ge-



Abb. 6.

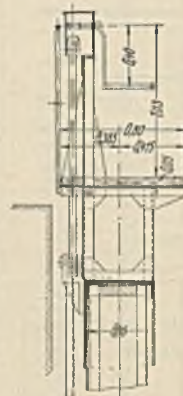


Abb. 5.

Abb. 5 bis 7. Alter Handantrieb der Registerschütze in den Untertoren.

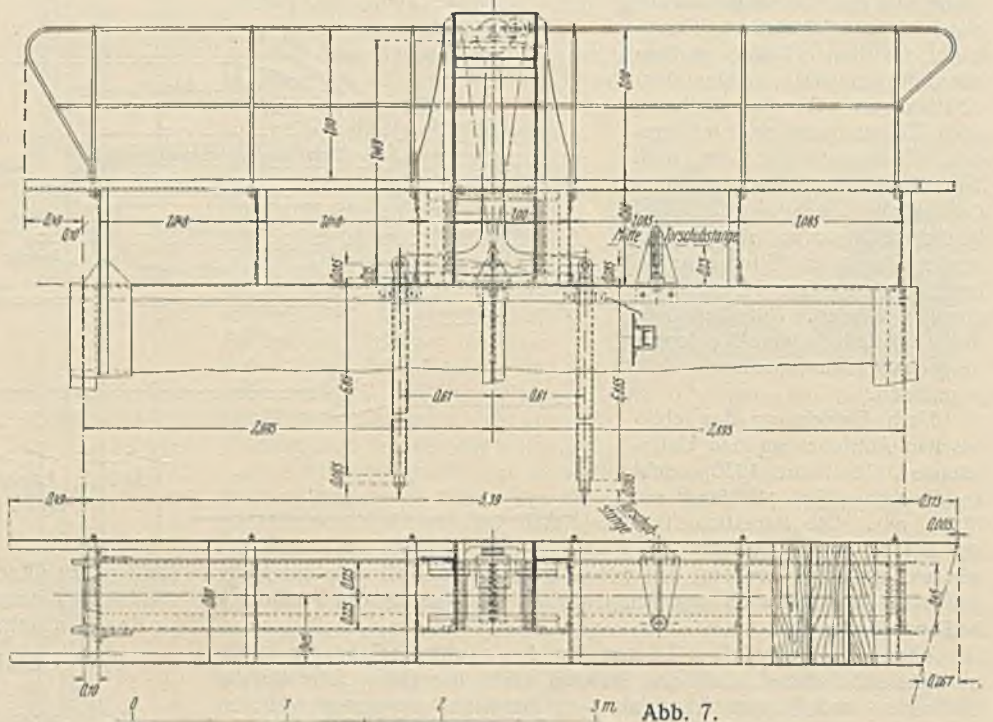


Abb. 7.

schlossene Torstellung läuft und hier erst durch Endschalter stillgesetzt wird.

Das Öffnen und Schließen der Tore erfordert bei Handantrieb etwa 2 min, bei elektrischem Antrieb etwa 45 sek, die Öffnungszeit der Schütze beträgt 5 sek.

Die Antriebwinden (Abb. 8 bis 11) sind auf kräftigen U-Eisen-Rahmen aufgebaut, die auf der Schleusenplattform angeordnet sind. Die eisernen Schutzhäuser der Antriebwinden stehen mit Ausnahme der festen Kopfwände auf Rollen. Die Maschinen können daher jederzeit freigelegt werden. Die zur Bedienung der Windenmotoren erforderlichen Walzenschalter, Meßinstrumente und Steuerkontroller sowie auch eine Steckdose zum Anschluß einer Kabellampe sind in den Windwerk-Schutzhäusern untergebracht. Für die Stromzuführung ist von der Niederspannungsschaltanlage der Pumpwerke bis zu den nordseitigen Antriebwinden ein Erdkabel von $3 \times 16 \text{ mm}^2$ Kupferquerschnitt verlegt.

Das zwischen den Antrieben der Nord- und Südseite verlegte Erdkabel $7 \times 16 \text{ mm}^2$ Kupferquerschnitt ist längs der Straßenbrücke auf deren Längsträger angebracht. Die zwei zusammengehörigen Torflügel werden gleichzeitig gesteuert. In Sonderfällen kann jedoch jeder Torflügel für sich bewegt werden.

Das Schaltbild für die elektrische Betriebseinrichtung ist in Abb. 15 dargestellt.

Die Steuerung der beiden zusammenarbeitenden Motoren geschieht mittels Motorenwahlwalze und Hauptsteuerwalze nur am Windenhaus auf der Nordseite des Schleusenunterhauptes.

Die Hauptsteuerwalze (Kontroller) hat neben den Haltstellungen „0“ drei Stellungen

- I Schütz auf,
- II Tor auf,
- III Schütz und Tor zu.

Die Steuerkurbel wird in der feststehenden Kopfwand der Triebwerkgehäuse betätigt und ist so ausgebildet, daß sie nur in der Nullstellung der Hauptsteuerwalze (Kontroller) abgezogen werden kann. Für die Betätigung der Motorenwahlwalze wird dieselbe Kurbel benutzt. Es ist also nur eine Steuerkurbel vorhanden, so daß der Bedienungsmann den vorhergehenden Antrieb abgeschaltet haben muß, bevor er den nachfolgenden Antrieb steuern kann.

Durch Einstellung der Motorenwahlwalze können entweder beide Tore gleichzeitig oder einzeln geöffnet und geschlossen werden.

Damit die Endstellungen der Tore nicht überfahren werden können, sind für jeden Motor zwei Endschalter (je einer für das Öffnen und Schließen) eingebaut, ferner für die Endstellung der geöffneten Registerschütze ein weiterer Endschalter mit Zählwerk.

die Drehrichtung, die der Öffnungsbewegung der Torschütze entspricht, angelassen.

Wenn die Schütze geöffnet sind, werden die Motoren durch die Endschalter E 2 und E 5 abgeschaltet. Ist die Schleusenammer entleert und sollen die Tore geöffnet werden, muß der Bedienungsmann die Hauptsteuerwalze (Kontroller) in die mit „II“ — Tor auf — bezeichnete Schaltstellung bringen. Dadurch werden die Endschalter E 2 und E 5 überbrückt und die Motoren wieder in derselben Drehrichtung angelassen, wodurch die Tore geöffnet werden. Wenn die Tore ganz geöffnet sind, werden die Motoren durch die Endschalter E 1 und E 4 stillgesetzt.

Sollen die Schleusentore wieder geschlossen werden, dann muß der Bedienungsmann die Hauptsteuerwalze (Kontroller) in die mit „III“ —

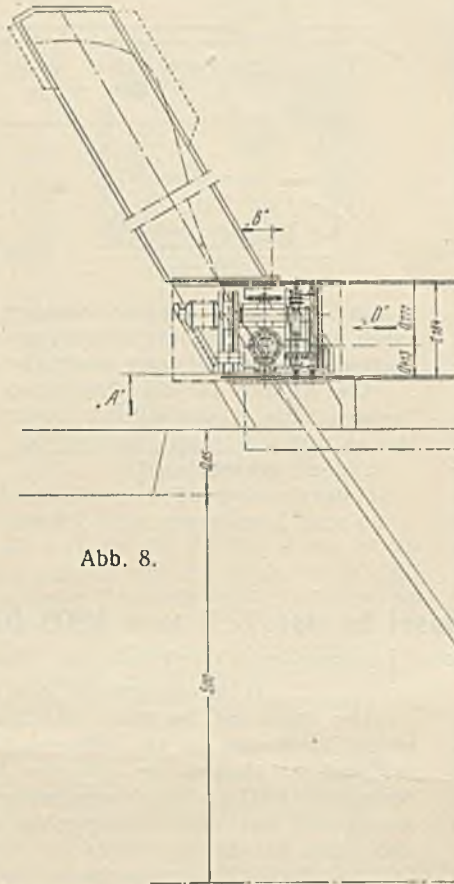


Abb. 8.

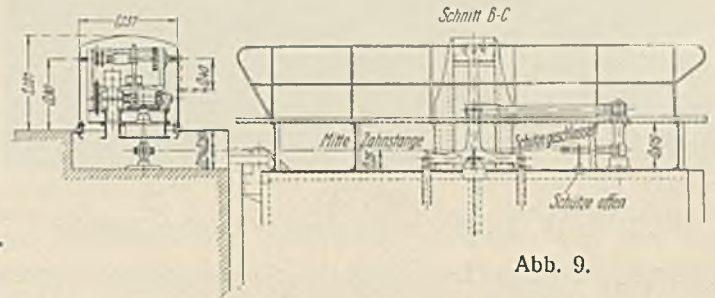


Abb. 9.

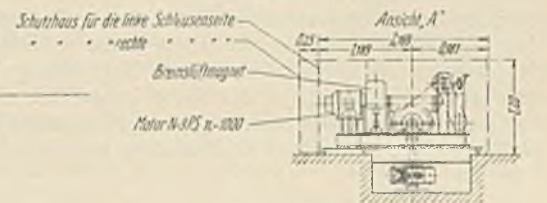


Abb. 10.



Abb. 11.

Abb. 8 bis 11.
Neuer elektrischer Antrieb der Untertore und Registerschütze.

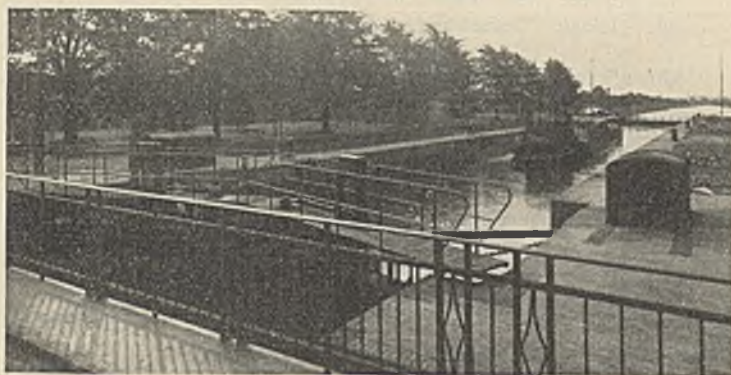


Abb. 12.

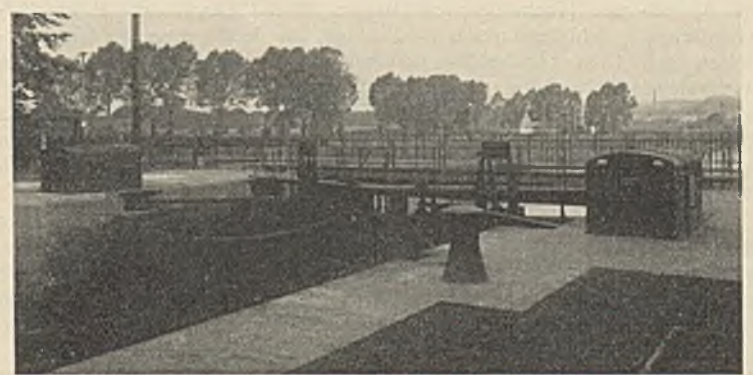


Abb. 13.

Die Endschalter sind in Abb. 15 in der Stellung gezeichnet, die der geschlossenen Lage aller Verschlüsse entspricht. Sollen z. B. die beiden Verschlüsse am Unterhaupt für Tor und Schütz I und II geöffnet werden, dann muß der Bedienungsmann die Motorwahlwalze in die Schaltstellung „I + II“ und die Hauptsteuerwalze (Kontroller) in die Schaltstellung „I“ — Schütz auf — einlegen. Dadurch werden die Motoren für

Schütz und Tor zu — bezeichnete Schaltstellung bringen. Dadurch werden die Motoren in der entgegengesetzten Drehrichtung angelassen, wodurch zunächst die Schütze und im Anschluß daran die Tore ohne Unterbrechung geschlossen werden. Kurz vor dem Anschlag der beiden Tore wird die Hauptsteuerwalze (Kontroller) in die Haltstellung „0“ eingelegt, wodurch die Motoren ausgeschaltet werden. Sobald die Tore zur Ruhe gekommen sind (einige Sekunden Wartezeit), wird die Hauptsteuerwalze (Kontroller) wieder in die mit „III“ bezeichnete Schaltstellung gebracht, und die Tore

werden ganz geschlossen. Die Bewegung wird durch die Endschalter E 3 und E 6 stillgesetzt, alsdann werden die Motoren durch die Motorwahlwalze ausgeschaltet.

Die in Abb. 15 mit Bm bezeichneten Bremsluftmagnete werden gleichzeitig mit den Motoren eingeschaltet, so daß sie vor Anlauf der Motoren die Bremsen lüften. Durch die vorerwähnten Endschalter werden dem-

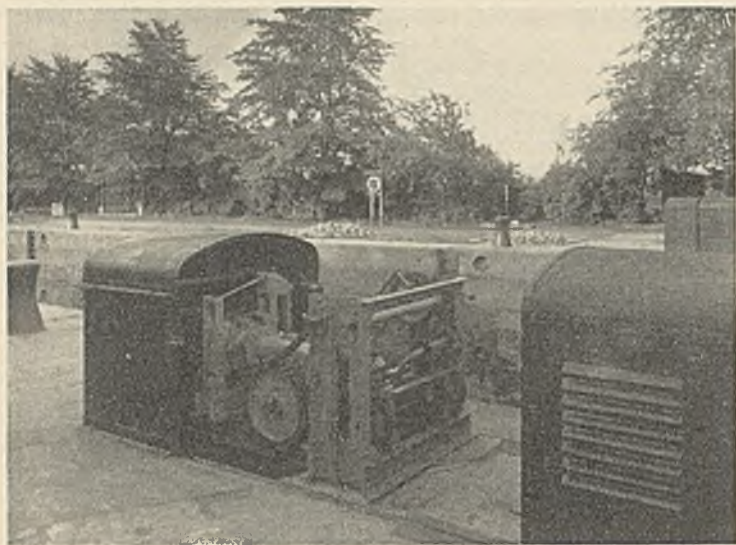


Abb. 14.

Abb. 12 bis 14. Lichtbilder des neuen elektrischen Antriebes.

nach die Bremslüfter in den Endstellungen der Schleusenverschlüsse gleichzeitig mit den Motoren abgeschaltet, die Bremsen fallen also ein und bremsen die lebendige Kraft des Motors und des Getriebes ab. Im normalen Betriebe werden die Motoren I und II durch die Motorwahlwalze gleichzeitig gesteuert. In Ausnahmefällen kann der Bedienungsmann durch die Motorwahlwalze einen Antrieb allein steuern. Durch Zurückführen der Hauptsteuerwalze (Kontroller) in die Nullstellung können die Antriebe auch jederzeit während der Bewegung stillgesetzt, und durch Einlegen in die Gegenstellung kann sofort die entgegengesetzte Bewegung eingeleitet werden. — Die elektrischen Einrichtungen zum Antrieb der Registerschütze

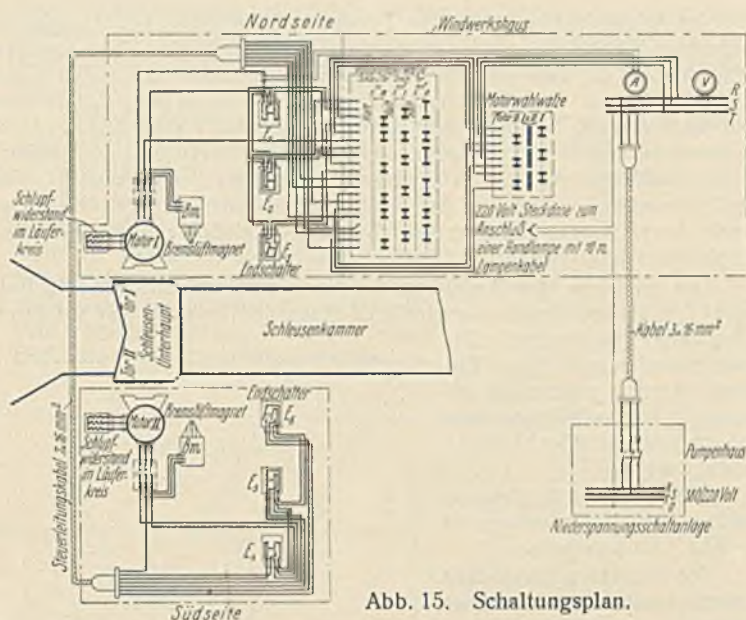


Abb. 15. Schaltungsplan.

in den Schleusen-Unterschleusen-Torpaaren und zum Bewegen der Untertore haben bisher einwandfrei gearbeitet und bedeuten gegenüber dem früheren Zustande (Handantrieb) eine erhebliche Verbesserung.

Die Kosten für die elektrischen Einrichtungen zum Antrieb der Registerschütze in den unteren Torpaaren und zum Bewegen der Untertore an beiden Schleusen betragen für

- a) den mechanischen Teil 11 500 RM
- b) den elektrischen Teil einschl. der Kabelverbindungsleitung 6 500 RM
- c) neue Zahnstangen nebst Zubehör 6 000 RM
- zusammen 24 000 RM

Die Hochwasser des Rheins bei Basel in der Zeit von 1808 bis 1930.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaurat L. Oexle der Bayerischen Landesstelle für Gewässerkunde, München.

I. Allgemeines.

Als Mitteilung des eidgenössischen Amtes für Wasserwirtschaft in Bern ist im Jahre 1926 eine Arbeit von Ing. C. Ghezzi, Chef der I. Sektion für Hydrographie „Die Abflußverhältnisse des Rheins in Basel“ herausgegeben worden. Das Werk ist eine erschöpfende Studie über die Abflußvorgänge des Rheins in Basel für die Zeit von 1808 bis 1925 und ist im Hinblick auf die langjährige Beobachtungsreihe eine der aufschlußreichsten hydrographischen Arbeiten.

Da die hydrologischen Verhältnisse eines Flusses keiner erkennbaren Gesetzmäßigkeit unterworfen sind, ist man zu der praktisch berechtigten Annahme gezwungen, daß die Abflußverhältnisse innerhalb großer Zeiträume sich nicht ändern, solange nicht durch künstliche Eingriffe (z. B. Abforsten großer Gebiete, ausgedehnte Flußkorrekturen, Hochwasserdammanlagen, mächtige Speicheranlagen usw.) die bestehenden Abflußverhältnisse im Einzugsgebiet geändert werden. Die planmäßige Erfassung der Abflußverhältnisse über große Zeiträume ist also auch der Weg, das Maß des Einflusses derartiger Eingriffe zu bestimmen.

Den Anlaß zu folgender Studie gaben meine Untersuchungen über die Abfluß- und Hochwasserverhältnisse an der Donau und ihren südbayerischen geschlebeführenden Zuflüssen, an denen an etwa 60 Pegelstellen seit 1826 regelmäßige Beobachtungen gemacht werden. Die erschöpfende Abhandlung „Die Abflußverhältnisse des Rheins bei Basel“ bot wertvolle Vergleichsmöglichkeiten mit meinen Ergebnissen. Ihr Zahlenmaterial und das der mustergültigen Jahrbücher des eidgenössischen Amtes für Wasserwirtschaft in Bern liegen der folgenden Studie zugrunde.

Im Abschnitt II sind die für die Beurteilung notwendigen Angaben über die Abflußverhältnisse des Rheins bei Basel kurz zusammengefaßt, während im Abschnitt III die Untersuchung der in dem Zeitraum 1808 bis 1930 aufgetretenen Hochwasser des Rheins bei Basel hinsichtlich ihrer Wasserführung, ihrer Häufigkeit und ihrer Verteilung auf die einzelnen Monate sich anschließt.

II. Wasserführung des Rheins bei Basel.

Der Rhein hat bei Basel ein Einzugsgebiet von 35 929 km². An seiner Einmündung in den Bodensee hat er ein Einzugsgebiet von nur 6123 km², am Ausfluß aus dem den Abfluß stark gleichmäßigenden Bodensee 11 487 km² und unmittelbar oberhalb der Einmündung der Aare 15 907 km². Das Einzugsgebiet der Aare beträgt 17 779 km², ist also größer wie das des Rheins vor der Vereinigung der beiden Flüsse. Die Gletscher- und Firnoberfläche beträgt 662,84 km², d. s. 1,8% des Einzugsgebietes, während die Oberfläche der Seen sogar 1238 km², d. s. 3,43% des gesamten Stromgebietes des Rheins oberhalb Basel einnimmt.

Im Zeitraum 1828 bis 1930 betrug am Rhein bei Basel:

- die mittlere Jahresabflußmenge (MQ) durchschnittlich 1024 m³/sek = 28,5 sl/km²,
(das entspricht einer Jahresabflußhöhe von 933 mm)
- die größte mittlere Jahresabflußmenge im Jahre 1910 1439 m³/sek = 40,1 sl/km²,
- die kleinste mittlere Jahresabflußmenge im Jahre 1921 606 „ = 16,9 „
- die mittlere Niederwassermenge (MNQ) 400 „ = 11,1 „
- die kleinste Niederwassermenge (NQ) im Jahre 1858 202 „ = 5,6 „
- die mittlere Hochwassermenge (MHQ) 2794 „ = 78 „
- die größte Hochwassermenge (HQ) am 13. Juni 1876 5700 „ = 159 „

Es verhält sich also NQ : MNQ : MQ : MHQ : HQ = 202 : 400 : 1024 : 2794 : 5700 = 0,2 : 0,4 : 1 : 2,7 : 5,6.

Die Wassermengenhäufigkeit im Beobachtungszeitraum betrug durchschnittlich an 360 350 270 180 90 30 10 Tagen 380 450 700 1000 1400 1850 2200 m³/sek.

Im Zeitabschnitt 1808 bis 1930 betragen die größten, kleinsten und mittleren sekundlichen Monatsabflußmengen (letztere auch in Prozenten der durchschnittlichen mittleren Jahresabflußmenge ausgedrückt):

Monatsabflußmenge m ³ /sek	Januar	Februar	März	April	Mai	Juni	Juli	August	Sep- tember	Oktober	No- vember	De- zember
größte	1596	1330	1796	1844	1954	2511	2836	2496	2410	1748	2143	1588
kleinste	242	220	332	464	713	845	789	705	607	436	375	326
mittlere	663	649	758	969	1249	1531	1518	1351	1127	920	800	738
d. s. in %	5,4	5,3	6,2	7,9	10,1	12,5	12,4	11,0	9,2	7,5	6,5	6,0

Im langjährigen Durchschnitt steigt die Wasserführung des Rheins bei Basel von ihrem Mindestbetrag in der ersten Februarhälfte mit rund 640 m³/sek zuerst langsam, mit Beginn der Schneeschmelze in den Vorbergen Ende März aber schneller auf ihren Höchstbetrag in der zweiten Junihälfte mit fast 1600 m³/sek; geht dann ziemlich gleichmäßig bis Ende September auf die mittlere Jahresabflußmenge mit 1024 m³/sek zurück und fällt dann immer langsamer bis zu ihrem Mindestbetrag im Februar.

Da die planmäßige Erforschung der Wasserführung unserer Flüsse im allgemeinen erst mit Beginn dieses Jahrhunderts einsetzte, gibt die folgende Zusammenstellung der mittleren Jahresabflußmengen für den Rhein bei Basel in einzelnen Zeitabschnitten wertvolle Aufschlüsse. Zum Vergleich sind die entsprechenden Angaben für den Inn bei Wasserburg¹⁾ beigefügt.

Zeitabschnitt	Rhein bei Basel	Inn bei Wasserburg
1808 bis 1810	939	—
1811 „ 1820	1080	—
1821 „ 1830	1022	362 (1826 bis 1830)
1831 „ 1840	991	328
1841 „ 1850	1064	361
1851 „ 1860	1010	342
1861 „ 1870	954	334
1871 „ 1880	1042	361
1881 „ 1890	985	345
1891 „ 1900	982	364
1901 „ 1910	1042	365
1911 „ 1920	1091	378
1921 „ 1930	1044	351
1808 bis 1930	1024	353 (1826 bis 1930)

Sowohl am Rhein bei Basel als auch am Inn bei Wasserburg ist das Jahrzehnt 1911 bis 1920 das abflußreichste; auch das Jahrzehnt 1901 bis 1910 ist abflußreicher als das langjährige Durchschnittsjahr, während das Jahrzehnt 1921 bis 1930 am Rhein bei Basel auch über, am Inn bei Wasserburg jedoch gleich dem Durchschnittsjahr ist. In mehreren Jahrzehnten des vorigen Jahrhunderts sind an beiden Flußstellen die Zehn-Jahresdurchschnittswerte der MQ kleiner als in den drei Jahrzehnten des jetzigen Jahrhunderts.

¹⁾ Vgl. L. Oexle, „Wasserwirtschaftliches über den Inn bei Wasserburg“, Wasserkraftjahrbuch 1930/31. G. Hirth Verlag AG, München.

III. Häufigkeit, Intensität und Auftreten der Hochwasser des Rheins bei Basel.

Die graphische Darstellung der Jahres-Höchst-, Mittel- und Niedrigstwasserstände langjähriger Pegelbeobachtungen an geschlebeführenden Flüssen mit stark sich ändernder Höhenlage der Flußsohle gibt wohl Anhaltspunkte für das Maß der Sohlenänderungen und der Auswirkung von Baumaßnahmen (z. B. Eintiefung infolge von Flußkorrekturen oder Erhöhen der Hochwasserstände infolge Einschnürens des Hochwassers zwischen Dämmen usw.); um aber die Hochwasser eines zurückliegenden Beobachtungszeitraumes auf eingetretene oder geplante Änderungen des Abflußquerschnittes übertragen zu können, genügt ein Vergleich der Hochwasserstände nicht; es müssen vielmehr die Hochwassermengen der Berechnung zugrunde gelegt werden. Auf diese Weise werden auch die durch Eisstauungen hervorgerufenen Hochwasserstände ausgeschaltet, zumal die Eisbildung durch die meist im vergangenen Jahrhundert durchgeführten Flußkorrekturen stark abgemindert wurde.

Für verkehrswichtige Brücken oder für Wehre ist für die Berechnung des Abflußquerschnittes in der Regel nur die höchst bekannte Hochwassermenge von Bedeutung; die Wirtschaftlichkeitsberechnung einer Reihe von Hochwasserschutzmaßnahmen wird auf der Hochwassermengenhäufigkeit und der Monate des Auftretens der Hochwasser aufgestellt. Die Kosten des Bauvorhabens einschließlich Zinsendienst und Amortisation und Instandhaltung der Bauten wird dem Schaden gegenübergestellt, der von den Hochwassern verschiedenen Ausmaßes, der Zeit ihres Auftretens und entsprechender Wiederkehr (Häufigkeit) verursacht wird.

Am Rhein bei Basel sind in den Jahren 1808 bis 1930 (= 123 Jahre) 260 Hochwasser aufgetreten, bei deren Höchststand die Wassermenge von 2100 m³/sek erreicht oder überschritten wurde. Das eidgenössische Amt für Wasserwirtschaft in Bern hat in entgegenkommender Weise der Bayerischen Landesstelle für Gewässerkunde eine Zusammenstellung der Hochwasser zur Verfügung gestellt. In untenstehender Tabelle sind diese 260 Hochwasser nach Monaten ausgeschieden und nach der Größe geordnet, und zwar sind die sechs größten Hochwasser einzeln vorgetragen, die übrigen 254 Hochwasser sind in Abstufungen von 100 zu 100 m³ eingereiht.

Aus den Monatssummen geht hervor, daß der Juli mit 57 und der Juni mit 50 Hochwasser (zusammen 107 = $\frac{2}{5}$ aller Hochwasser) die meisten Hochwasser aufweisen. Im Februar (8), März (6) und April (9) sind die wenigsten Hochwasser. Der Mai hat mit Rücksicht auf das große Rückhaltevermögen und die Anreicherung der Seen bei Beginn der Schneeschmelze nur 20 Hochwasser. In den Monaten September mit Januar traten je zwischen 14 und 19 Hochwasser auf.

Intensität, Häufigkeit und durchschnittliche Wiederkehr der Hochwasser am Rhein bei Basel.

Wasserführung	Wasserspense	Monat												Einzelsummen	Gesamtsumme	Wiederkehr im Zeitabschnitt 1808 bis 1928 in Jahren	
		Januar	Februar	März	April	Mai	Juni	Juli	August	September	Oktober	November	Dezember				
5700	159						1								1	1	120
5642	157												1		1	2	60
5280	147												1		1	3	40
4790	133											1			1	4	30
4615	128														1	5	25
4300	120														1	6	20
3901 bis 4000	108 bis 111														1	4	12
3801 „ 3900	106 „ 108														1	2	10
3701 „ 3800	103 „ 106														1	13	
3601 „ 3700	100 „ 103				1		1		2		1		1		6	19	
3501 „ 3600	97 „ 100												1		1	20	6
3401 „ 3500	95 „ 97												1		1	21	
3301 „ 3400	92 „ 95	1	2				1	1	2	1	1		1		9	30	4
3201 „ 3300	89 „ 92					1		1	1	1			1		5	35	
3101 „ 3200	86 „ 89					1	1	1	2					1	6	41	3
3001 „ 3100	83 „ 86				1	1	1						1	1	6	47	
2901 „ 3000	81 „ 83	3		1			6	4	2	3			1		20	67	2
2801 „ 2900	78 „ 81	2				1	2	1	1	1			1		9	76	
2701 „ 2800	75 „ 78						1	5	4	3					16	92	
2601 „ 2700	72 „ 75		1	1	1	1	6	2					2	1	15	107	
2501 „ 2600	70 „ 72	1		2		1	4	6	5	2	2	2	2		25	132	1
2401 „ 2500	67 „ 70	2	1			1	3	8	4		4	1	3		27	159	
2301 „ 2400	64 „ 67	1	1	1	2	1	7	7	4	3		2	2		30	189	
2201 „ 2300	61 „ 64	1	1		1	5	7	9	4		1	1	1		31	220	
2101 „ 2200	58 „ 61	3	1		3	6	9	9	2		2	2	3		40	260	1/2
Monatssummen		14	8	6	9	20	50	57	33	19	14	14	16	260			

Sommerhalbjahr 188 Hochwasser, Winterhalbjahr (Oktober mit März) 72 Hochwasser.

Die Wassermenge von 4000 m³/sek und mehr wurde bei sechs Hochwassern überschritten, und zwar

beim HW vom	6. Juli 1817	mit 4790 m ³ /sek,
"	18. September 1852	" 5642 "
"	13. Juni 1876	" 5700 "
"	3. September 1881	" 5280 "
"	28. Dezember 1882	" 4615 " und
"	16. Juni 1910	" 4300 "

also zweimal im Juni, einmal im Juli, zweimal im September und einmal im Dezember, oder fünfmal im Sommerhalbjahr (April mit September) und einmal im Winterhalbjahr.

In der letzten Spalte der Tabelle ist die durchschnittliche Wiederkehr der einzelnen Hochwassergruppen in dem Beobachtungszeitraum 1808 bis 1930 (= 123 Jahre) berechnet.

Um die Hochwasserhäufigkeit bzw. -intensität mit anderen Flußgebieten vergleichen zu können, ist in Abb. 1 aus der Hochwassermengen-

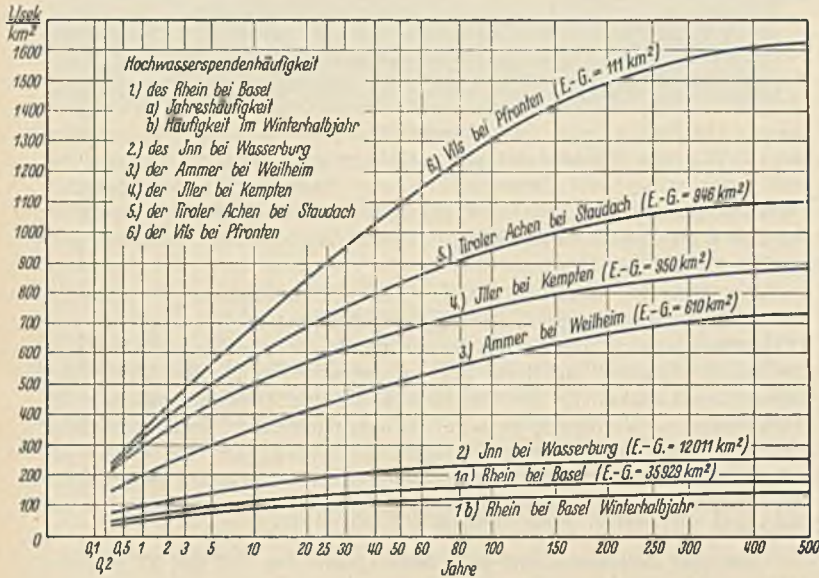


Abb. 1.

häufigkeit der Hochwasserspendenhäufigkeit für 1 km² des Einzugsgebietes des Rheins bei Basel gebildet und aufgetragen. Die Hochwasserspendenhäufigkeit des Inn bei Wasserburg (E. G. = 12 011 km²), der Iller bei Kempten (E. G. = 950 km²), der Tiroler Achen bei Staudach (E. G. = 946 km²), der Ammer bei Weilheim (E. G. = 610 km²) und der Vils bei Pfronten (E. G. = 111 km²) sind zum Vergleich mit eingetragen. Für die Längenauftragung wurde ein logarithmischer Maßstab gewählt.

Bei den gegenwärtigen Abflußverhältnissen des Einzugsgebietes des Rheins bei Basel erreichen bzw. überschreiten die Hochwasser des Rheins bei Basel mit einer Wiederkehr alle

500	250	100	50	25	10	5	3	2	1	1/2	Jahre
6400	6100	5750	5300	4670	3950	3520	3050	2870	2500	2150	m ³ /sek
180	170	160	148	130	110	98	85	80	70	60	sl/km ² .

Im Winterhalbjahr (Oktober mit März) erreichen bzw. überschreiten die Hochwasser mit einer Wiederkehr alle

500	250	100	50	25	10	5	3	2	1	1/2	Jahre
5020	4850	4560	4130	3770	3230	2870	2515	2260	1980	1720	m ³ /sek
140	135	127	115	105	90	80	70	63	55	48	sl/km ² .

Zur Bildung der Hochwasserstandshäufigkeit bei den derzeitigen Abflußverhältnissen werden aus der zur Zeit gültigen Abflußmengenlinie die zu den einzelnen Hochwassermengen gehörigen Pegelstände genommen. Auf diese Weise ist es auch möglich, für geplante Änderungen der Abflußverhältnisse die dann zu erwartende Hochwasserstandshäufigkeit zu bestimmen.

Durch die Ausschaltung großer Überschwemmungsgebiete durch Korrekturen mit Hochwasserschutzanlagen oder durch umfangreiche Verbauungen oder Abforstungen im Einzugsgebiet kommt die Hochwasserwelle rascher und größer, es wird also die Hochwasserhäufigkeit und -intensität erhöht; durch Regulierungen am Auslauf von Rückhaltebecken dagegen kann die Hochwasserwelle abgeschwächt werden (z. B. geplante Bodenseeregulierung).

Um einen Überblick zu bekommen über die Häufigkeit der Hochwasser in verschiedenen Zeitabschnitten, wurde die Jahreshochwasserhäufigkeit für jedes Jahrzehnt für sich gebildet und in Abb. 2 dargestellt.

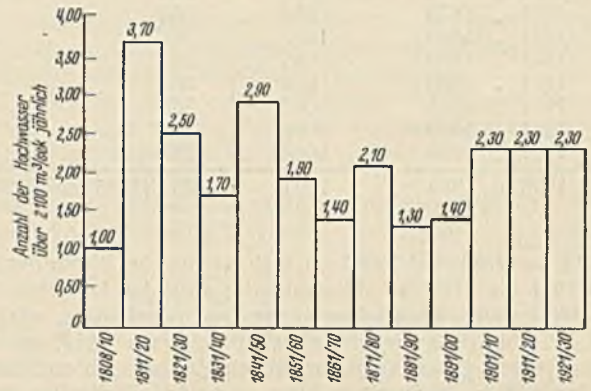


Abb. 2.

Aus dieser Darstellung ist zu ersehen, daß in der Zeit von 1850 bis 1900 nicht nur die Abflußmenge, sondern auch die Hochwasserhäufigkeit am Rhein bei Basel geringer ist (vgl. Jahresabflußmengen von 1850 bis 1900). Dieses Ergebnis stimmt mit den bisherigen Untersuchungen im Donaugebiet überein.

Bei Untersuchungen, die die Einwirkung von Baumaßnahmen auf die Häufigkeit und die Intensität der Hochwasser eines Flusses klarstellen sollen, werden die oben beschriebenen Verarbeitungen wertvolle Anhaltspunkte geben, bedürfen aber zu diesem Zwecke noch der Erweiterung durch Untersuchungen über die Änderung der Hochwasserdauer.

Vermischtes.

Erlaß des preußischen Finanzministers, betreffend Bestimmungen für die Ausführung von Bauten in Holz vom 10. Juli 1933 (Ill. 19. 6200a/10).

Nachdem der Ausschuß für Einheitliche technische Baupolizei-bestimmungen im Deutschen Normenausschuß die „Bestimmungen über die Ausführung von Bauwerken aus Holz im Hochbau“ (Normblatt DIN 1052, Vertrieb: Beuth-Verlag G. m. b. H., Berlin SW 19) endgültig herausgegeben hat, werden diese hiermit für Preußen mit Wirkung vom 1. September 1933 förmlich in Kraft gesetzt. Die erforderlichen Abdrucke der Bestimmungen¹⁾ werden demnächst den Amtsblattstellen der Regierungen und des Polizeipräsidenten Berlin zugehen. Die Herren Regierungspräsidenten und den Herrn Polizeipräsidenten in Berlin ersuche ich, zu veranlassen, daß die Abdrucke der Amtsblättern als Sonderdrucke beigefügt werden.

Die neuen Bestimmungen, die durch die Bekanntgabe im Amtsblatt maßgebende Konstruktionsvorschriften im Sinne des § 11 der nach der Einheitsbauordnung aufgestellten Bauordnungen werden, treten an die Stelle der Abschnitte D I Ziffer 1 bis 7 und 10 (vgl. Runderlaß vom 25. Mai 1925 — II. 9. 156²⁾ —) und II b der Bestimmungen über die bei Hochbauten anzunehmenden Belastungen und über die zulässigen Beanspruchungen der Baustoffe vom 24. Dezember 1919 — St. 6. 588 —³⁾, die hiermit ebenso wie der Runderlaß vom 10. August 1924 — II. 9. 542 —, betreffend Auslegung der Hochbaubelastungsbestimmungen⁴⁾, zum 1. September 1933 außer Kraft gesetzt werden. Der Erlaß wird im Zentralblatt der Bauverwaltung veröffentlicht.

¹⁾ Als Sonderdruck zum Preise von 0,60 RM und 8 Pf. Postgeld zu beziehen vom Verlag Wllh. Ernst & Sohn, Berlin W 8.

²⁾ Ztrbl. d. Bauv. 1925, S. 344. — ³⁾ Ebenda 1920, S. 45. — ⁴⁾ Ebenda 1924, S. 302.

Tagung auf der Leipziger Baumesse. Im Rahmen der vom 27. bis 31. 8. stattfindenden Leipziger Herbstmesse wird am 28. 8. auf der Baumesse der Generalinspektor für das deutsche Straßenwesen Dr.-Ing. Todt über den Stand der Arbeiten an dem Fernstraßennetz berichten, das nach Adolf Hitlers Plänen gebaut werden soll. Außerdem hat der Staatssekretär im Reichsarbeitsministerium Dr. Krohn zugesagt, in einem Vortrage zu den Plänen Stellung zu nehmen, die im Rahmen der Arbeitbeschaffungsmaßnahmen durchgeführt werden sollen.

Zuschriften an die Schriftleitung.

„-Verfahren zur Berechnung von Fachwerkstäben usw.

I.

In dem in der Bautechn. 1933, Heft 9, S. 114, veröffentlichten Aufsätze von Dr.-Ing. Kommerell sind Formeln für die Bemessung von Wechselstäben angegeben, die unter Zugrundelegung der Forderung gleicher Sicherheit für alle Bauteile abgeleitet werden. In dem Aufsätze lautet

Formel (7) $\sigma_{zul} = \frac{\sigma_S}{\nu}$, woraus durch Analogie Formel (8) $\sigma_{D,zul} = \frac{\sigma_D}{\nu}$

abgeleitet wird. In Formel (7) wird die Sicherheit gegen eine unzulässige Verformung des Bauteiles festgelegt, in Formel (8) aber gegen (Dauer-) Bruch des Bauteiles. Es ist m. E. nicht angängig, dann noch von gleicher Sicherheit zu sprechen.

Um in beiden Formeln die Sicherheit gegen Bruch zu erhalten, wäre in (7) σ_S durch σ_B zu ersetzen, so daß Formel (10) lauten würde:

$$\gamma = \frac{\sigma_B}{\sigma_U} + \left(\frac{\sigma_B}{\sigma_U} - \frac{\sigma_B}{\sigma_W} \right) \frac{\min S}{\max S} \geq 1.$$

Für St 37 wäre dann mit $\sigma_B = 3700 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_U = 2400 \text{ kg/cm}^2$,
 $\sigma_W = 1800 \text{ kg/cm}^2$:

$$\gamma = 1,54 - 0,52 \frac{\min S}{\max S} \geq 1.$$

Das ergibt für $\frac{\min S}{\max S} = 0$: $\gamma = 1,54$,

$$\frac{\min S}{\max S} = -1: \gamma = 2,06,$$

$$\frac{\min S}{\max S} = +1: \gamma = 1,02.$$

Setzt man $\sigma_U = 2467 \text{ kg/cm}^2$ und $\sigma_W = 1850 \text{ kg/cm}^2$, so ergibt sich genau die für geschweißte Stahlbauten geltende, auf S. 115 angegebene Formel

$$\gamma = 1,5 - 0,5 \frac{\min S}{\max S} \geq 1.$$

Dipl.-Ing. Franz Bial.

Erwiderung zu I.

Herr Dipl.-Ing. Bial mißt der Bruchfestigkeit bei Dauerbruch σ_D die gleiche Wertigkeit bei wie der Bruchfestigkeit bei ruhender Belastung σ_B . Er will also bei St 37 statt der auf die Streckgrenze bezogenen Sicherheitszahl $\nu_S = \frac{2400}{1400} = 1,71$ die auf die Zugfestigkeit bezogene Sicherheitszahl $\nu_B \approx \frac{4000}{1400} = 2,86$ einführen. Diesem Vorschlage kann aber nicht beigetreten werden. Es scheint sogar fraglich, ob man sich nicht bei Berücksichtigung der Wechselfestigkeit mit einer kleineren Sicherheitszahl begnügen könnte.

Bevor bei ruhender Belastung Bruch eintritt, entstehen bleibende Formänderungen, die schon den Bestand des Bauwerkes gefährden. Der Dauerbruch dagegen tritt nach den bisher vorliegenden Versuchsergebnissen plötzlich ohne sichtbare Anzeichen infolge Ermüdung des Werkstoffes ein. Die Gefahr des Dauerbruches kann daher nur der Gefahr des Eintretens bleibender unzulässiger Verformungen gleichgestellt werden.

Die Gleichungen

$$(7) \sigma_{zul} = \frac{\sigma_S}{\nu} \quad \text{und} \quad (10) \sigma_{D,zul} = \frac{\sigma_D}{\nu}$$

bestehen mithin im Gedankengange des Aufsatzes zu Recht.

Würde man dem von Herrn Dipl.-Ing. Bial vorgeschlagenen Weg folgen, so würde bei Brücken aus St 37 und Stäben, bei denen der untere Grenzwert der Stabkraft = 0 ist, ein um 54% größerer Querschnitt erforderlich werden als seither. Nach den mit Brücken aus St 37 gemachten jahrzehntelangen günstigen Erfahrungen liegt aber kein Grund vor, solche Stäbe wesentlich stärker zu bemessen, als seither üblich war. Etwas anders scheinen die Verhältnisse bei Brücken aus hochwertigen Baustählen zu liegen, bei denen die Dauerfestigkeit bei wechselnder oder schwellerer Belastung nicht im Verhältnis der Streckgrenze höher liegt als bei St 37. Die Verhältnisse müssen jedenfalls durch eingehende Versuche geklärt werden, ehe man an eine Änderung der Vorschriften herantritt.

Kommerell.

II.

Der Gedanke, die Berechnung bei wechselnder Belastung mit Hilfe der Formel

$$(1) \quad \gamma \cdot \frac{\max S}{F} \leq \sigma_{zul}$$

durchzuführen, ist nicht neu. Er wurde von mir im vorigen Jahre in einem Vorschlage zum Ausdruck gebracht, und zwar im Pariser Kongreß der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau. Neu ist lediglich die von Dr. Kommerell vorgeschlagene Art für die Bestimmung der Werte des Koeffizienten γ , da diese von der damals von mir angegebenen Grundlage abweicht. Diese neue Bestimmungsart aber entspricht m. E. nicht dem, was durch das Verfahren erstrebt wird.

a) Die Entstehung des Verfahrens: Meine Mitteilung im Pariser Kongreß, und zwar bei der Aussprache in der 3. Arbeitssitzung (Schweißen im Stahlbau) am 20. Mai 1932, befaßte sich mit der Frage der Berechnung der Schweißnähte bei wechselnder Belastung. Ich wies dabei nach, daß das geltende Berechnungsverfahren bei wechselnder Belastung nach DIN 4100 sowohl wissenschaftlich unbegründet als auch wirtschaftlich schädlich ist. Es hatte sich erwiesen, daß diese Nachteile gerade durch den Mechanismus des Verfahrens selbst bedingt waren, und ich schlug deshalb eine neue Berechnungsart vor, wie folgt:

1. Auf Grund entsprechender Versuche soll eine empirische Linie der kritischen Spannungen bestimmt werden (in Abhängigkeit von $\frac{\min S}{\max S}$)

2. Es sollen daraus die Koeffizienten k für jeden Fall des Verhältnisses $\frac{\min S}{\max S}$ festgesetzt werden, d. h. für Schweißnähte

$$(2) \quad k = \frac{\sigma_{D,zul}}{\sigma_{zul}} = \frac{\sigma_{D,krit}}{\sigma_{krit}}$$

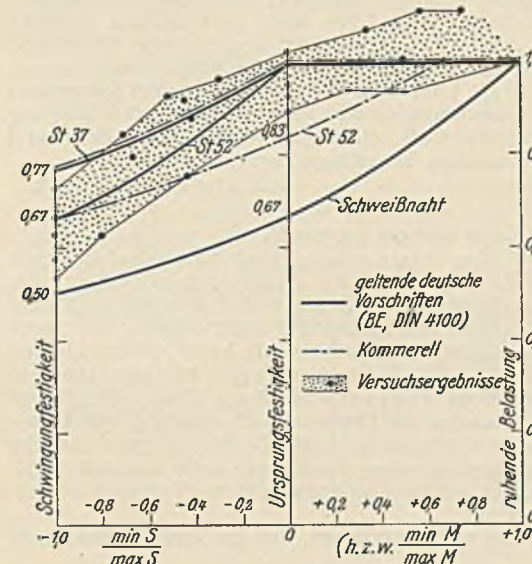
3. Es sollte für die Berechnung die allgemeine, der Wirklichkeit entsprechende, einfache Formel:

$$(3) \quad \frac{\max S}{F_{schw.}} \leq k \sigma_{zul} \quad \text{oder} \quad \frac{\max S}{k F_{schw.}} \leq \sigma_{zul}$$

eingeführt werden."

Die Formel (3) ist offenbar keine andere als die von Kommerell angegebene Formel (1), worin statt $\gamma \frac{1}{k}$ und statt $\sigma \rho$ gesetzt ist.

Für das Verfahren und seine Anwendung ist es gleichgültig, ob man dabei die Koeffizienten $\gamma = \frac{1}{k}$ oder k benutzt. Ich habe schließlich dem Koeffizienten k den Vorzug gegeben, weil k , da es im geraden Verhältnis zu der veränderlichen Größe steht, vgl. Formel (2), den Verlauf der Änderung der kritischen Spannungen, und unter Beibehaltung eines konstanten Wertes des Sicherheitsgrades



auch den der zulässigen Spannungen in dem Bereiche der wechselnden Belastung darstellt und das wahre Bild der Verminderung dieser Spannungen angibt (vgl. Abbildung).

Was den Umfang meines Vorschlages anbelangt, so ist zu bemerken, daß, wenn auch mein Diskussionsbeitrag das Schweißen betraf (weil dies das Diskussthema war), die darin ausgeführten Auffassungen über das neue Verfahren ganz allgemeine Gültigkeit haben. Mein Vorschlag gilt auch für andere Werkstoffe, wie z. B. Holz.

Hiernach kann kein Zweifel bestehen, daß Herr Dr. Kommerell offenbar versehentlich in seinem Aufsatz

Verlauf der Änderung der kritischen (oder zulässigen) Spannungen im Bereiche der wechselnden Belastung.

unterlassen hat zu erwähnen, daß meine Mitteilung der erste Vorschlag des neuen Verfahrens war, zumal ich den Inhalt meiner Mitteilung, da sie sich auf seinen Bericht (s. „Vorbericht III — 2“) bezog, Herrn Dr. Kommerell kurz vor der Sitzung mündlich auseinandergesetzt habe, wobei ich ihm eine Abschrift meiner Notiz in französischer Sprache übergab.

Ich möchte in diesem Zusammenhange noch erwähnen, daß auch das Verhältnis $\frac{\min S}{\max S}$ (bzw. $\frac{\min M}{\max M}$) für den Ausdruck der verschiedenen Belastungsfälle, ihre systematische Darstellung und die Ausarbeitung entsprechender Vergleichsdiagramme von mir angewandt wird, nicht nur in meiner obengenannten Mitteilung, sondern auch in meinem früher erschienenen Aufsatz „Sicherheitsgrad als Bemessungsgrundlage im Stahlbau“ (s. Abhandlungen der I. V. B. H., 1. Band, S. 95 bis 116, Abb. 1 bis 5).

b) Art der Bestimmung der γ -Werte. Damit das Verfahren in seiner ganzen Anwendung genau bleibt, muß nach der Grundlage des Verfahrens selbst in jedem Falle des Verhältnisses $\frac{\min S}{\max S}$ sein:

$$(4) \quad \gamma = \frac{\sigma_{zul}}{\sigma_{D,zul}} = \frac{\sigma_S}{\sigma_D} \quad \left(\text{oder} \quad k = \frac{\sigma_D}{\sigma_S} \right).$$

Auf diese Weise sind die erforderlichen Werte von γ vorgeschrieben. Es handelt sich also nicht darum, eine Berechnungsart für die Bestimmung der Werte von γ zu suchen, sondern die Werte σ_D festzusetzen, woraus sich die Werte von γ ergeben werden.

Obwohl Herr Dr. Kommerell die in der Formel (4) ausgedrückte Grundlage anerkennt (s. seine Formel (3), S. 114), weicht er von dieser Grundlage ab, und anstatt die Werte von γ abzuleiten, setzt er sie mit größerer oder minderer Willkür fest, und zwar in einer Art, bei der nur in zwei Fällen dem Koeffizienten γ sein tatsächlicher Wert nach Formel (4) gegeben wird. Es gibt keinen Grund, diese Art anzuwenden; im Gegenteil,

aus so festgesetzten Werten von γ werden sich $\frac{\sigma_{zul}}{\gamma}$ -Werte ergeben, die im allgemeinen verschieden von den in jedem Falle angezeigten zulässigen Spannungen $\sigma_{D,zul}$ sind, eine Tatsache, die die Genauigkeit des Verfahrens beeinträchtigt, indem sie die Sicherheit oder die Wirtschaftlichkeit ungünstig beeinflussen kann.

Um das praktische Ergebnis der willkürlichen Festsetzung der Werte γ deutlich zu machen, wird in der Abbildung ein Vergleichsdiagramm der

Koeffizienten k (oder $\frac{1}{\gamma}$) gegeben, die, wie bereits gesagt, den Verlauf der Änderung der kritischen oder zulässigen Spannungen angeben.

Diese Koeffizienten k sind für St 37, St 52 und Schweißnaht festgesetzt worden: a) aus den Werten γ , berechnet nach Kommerell, b) aus ähnlichen Werten, die aus den Formeln der heute geltenden Vorschriften abgeleitet werden. Aus dem Diagramm wird ersichtlich, daß dabei als Spannungs-Änderungslinien sich Kurven ergeben, die nach der positiven Seite der k -Achse konkav sind. Dieser Umstand, der die Folge der Annahme ist, die Werte γ als eine geradlinige Funktion von $\frac{\min S}{\max S}$ anzusehen, scheint wissenschaftlich nicht begründet zu sein; im Gegenteil, Versuchsergebnisse¹⁾, die nach dem Verhältnis $\frac{\min S}{\max S}$ aufgetragen sind²⁾, bewiesen, daß — wie aus der Abbildung ersichtlich — der Verlauf der kritischen Spannungen (und demnach auch der zulässigen Spannungen) eine nach der positiven Seite der k -Achse mehr oder weniger konvexe Kurve ergibt. Dadurch ist offenbar, zu welchem Verlust obige willkürliche Bestimmung der γ -Werte führen kann. Das einzige Mittel, einem solchen Verlust auszuweichen, ist die unmittelbare Bestimmung einer Spannungslinie auf Grund der Versuchsergebnisse, die uns heute zur Verfügung stehen, und aus dieser Linie die Koeffizienten γ bzw. k nach Formel (4) zu errechnen, wie ich in meinem Vorschlage angegeben habe.

D. Efstratiadis, Athen.

Erwiderung zu II.

Es freut mich, daß Herr Efstratiadis ähnliche Gedanken schon vorher gehabt hat. Wohl kann ich mich erinnern, seinerzeit auf der Pariser Tagung 1932 eine Notiz von Herrn Efstratiadis erhalten zu haben. Es war mir aber leider damals aus Zeitmangel nicht möglich, die Sache durchzuarbeiten und aufzunehmen, so daß sie mir beim Niederschreiben des neuen Aufsatzes nicht mehr gegenwärtig war. Ich lege aber auf Priorität keinen Wert, zumal da Weyrauch in seinem Werk: „Die Festigkeitseigenschaften und Methoden der Dimensionenberechnung von Eisen- und Stahlkonstruktionen“, Leipzig 1889, Verlag Teubner, bereits ähnliche Wege gegangen ist, die ich auch meinen Gedankengängen zugrunde legte. Hierauf habe ich in Sitzungen technisch-wissenschaftlicher Verbände wiederholt ausdrücklich hingewiesen.

Zur Sache selbst möchte ich hervorheben, daß der Spannungsnachweis in der Form

$$\sigma = \frac{\gamma \max \sigma}{F} \leq \sigma_{zul}$$

mir zweckmäßiger erscheint. Denn es liegt im Sinn der deutschen Berechnungsgrundlagen für stählerne Eisenbahnbrücken und stählerne Straßenbrücken, alle errechneten Spannungswerte auf einen Maßstab, nämlich σ_{zul} , zurückzuführen, um die Tragfähigkeit aller Einzelteile besser nachprüfen und in einfachster Weise überschauen zu können. Auch läßt sich hierdurch das Ziel, allen Teilen möglichst gleiche Sicherheit zu geben, leichter erreichen. Daß γ eine geradlinige Funktion von $\frac{\min S}{\max S}$ ist, hat

Herr Reichsbahnoberrat Dr.-Ing. Schaechterle, Stuttgart, in seinem Aufsatz: „Die Bemessung von dynamisch beanspruchten Konstruktionsteilen“³⁾ eingehend abgeleitet.

Die von mir angegebenen Werte für Wechselfestigkeit und Ursprungsfestigkeit sind, wie ausdrücklich im Aufsatz erwähnt wird, nur als Beispiele zu werten. Denn die Versuchsergebnisse, vor allem über die Schwingungsfestigkeit, reichen noch nicht aus, um schon jetzt endgültige Werte für γ angeben zu können.

Dagegen scheint die in DIN 4100 für dynamisch beanspruchte Schweißnähte angegebene Formel tatsächlich Verhältnisse und Verbindungen zu schaffen, die mit neueren Versuchsergebnissen gut übereinstimmen.

Kommerell.

Wir schließen hiermit die Aussprache. Die Schriftleitung.

¹⁾ Graf, Die Dauerfestigkeit der Werkstoffe, S. 18, 19, 21. Berlin 1929.

²⁾ Diese Werte von k sind nur zur allgemeinen Orientierung festgesetzt worden, und zwar durch Bestimmung des Verhältnisses Arbeitsfestigkeit : Streckgrenze.

³⁾ Bauling. 1933, Heft 17/18, S. 239.

Patentschau.

Dalben aus Spundbohlen. (Kl. 84 a, Nr. 556 239 vom 30. 10. 1929 von Hermann Oberschulte in Essen.) Um dem Dalben neben seiner Widerstandsfähigkeit auch erhebliche Elastizität zu geben, werden die einzelnen rinnenförmigen Spundwandelsen im Schloß auf etwa die Länge des einzurammenden Dalbenteiles, z. B. durch Verschweißen der Schloßteile, starr miteinander verbunden. Die kastenförmigen Spundbohlen a aus in ihrem unteren Teile miteinander verschweißten Rinneisen werden zunächst hintereinander gerammt. Hierauf wird eine zweite Reihe Kastenbohlen parallel zur ersten Reihe und in geringem Abstände davon geschlagen; eine dritte und weitere Reihe in der gleichen Weise angeschlossen. Zwecks besseren Zusammenhalts können die Spundwandelsen senkrecht zu den Stirnflächen durch einen Schraubenbolzen e zusammengezogen werden.



Personalmeldungen.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: Reichsbahndirektionspräsident Roser in Frankfurt (Main) als Präsident zur RBD Karlsruhe; die Reichsbahnoberräte Urban, Dezentner der RBD Osten in Frankfurt (Oder), als Dezentner zur RBD Breslau, Püchel, Dezentner der RBD Wuppertal, als Leiter der Obersten Bauleitung für den Bau der Kraftfahrbahn zur RBD Frankfurt (Main), Schnell, Vorstand des Betriebsamts Leipzig 2, als Dezentner zur RBD Osten in Frankfurt (Oder), Schlenke, Vorstand des Betriebsamts Düsseldorf, als Dezentner zur RBD Wuppertal, Dr.-Ing. Paul Hoffmann, Vorstand des Betriebsamts Göttingen 1, als Dezentner und Vorstand zum Betriebsamt Bremen 1, Jonas, Vorstand des Betriebsamts Betzdorf (Sieg), als Dezentner zur RBD Osten in Frankfurt (Oder), Lüttge, Vorstand des Betriebsamts Essen 3, als Dezentner zum RZB in Berlin, Fedor Reinhardt, Vorstand des Betriebsamts Hagen (Westf.) 3, als Vorstand zum Betriebsamt Essen 3, Waldmann, Vorstand des Betriebsamts Neustadt (Haardt), als Dezentner zur RBD Augsburg, Mangold, Vorstand des Betriebsamts Schweinfurt, als Vorstand zum Betriebsamt Neustadt (Haardt), Dr.-Ing. Faatz, Vorstand des Betriebsamts Regensburg, als Dezentner zur RBD daselbst, Staudinger, Vorstand des Betriebsamts Zweibrücken, als Vorstand zum Betriebsamt Regensburg, Bühlmeier, Vorstand des Bauamts Nürnberg (Hochbau), als Dezentner zur RBD Augsburg; die Reichsbahnräte Knopf, Vorstand des Betriebsamts Goldap, als Vorstand zum Betriebsamt Münster (Westf.) 2, Hieber, Vorstand des Betriebsamts Aschersleben 1, als Vorstand zum Betriebsamt Osnabrück 1, Ernst Wolff, Vorstand des Betriebsamts Osnabrück 2, als Vorstand zum Betriebsamt Betzdorf (Sieg), Klett, bisher beim RZB in Berlin, als Vorstand zum Betriebsamt Aschersleben 1, Stähler, bisher bei der RBD Kassel, als Vorstand zum Betriebsamt Eschwege, Johannes Neumann, Vorstand des Betriebsamts Königsberg (Neum.), als Dezentner der Obersten Bauleitung für den Bau der Kraftfahrbahn zur RBD Frankfurt (Main), Elias, bisher bei der RBD Essen, als Vorstand zum Betriebsamt Göttingen 2, Angres, bisher bei der RBD Hannover, als Vorstand zum Betriebsamt Düsseldorf, Dr.-Ing. Kollmar, Vorstand des Betriebsamts Magdeburg 3, als Vorstand zum Betriebsamt Berlin 1, Eugen Ernst, Vorstand des Betriebsamts Glückstadt, als Dezentner der Obersten Bauleitung für den Bau der Kraftfahrbahn zur RBD Frankfurt (Main), Galle, bisher bei der Hauptverwaltung in Berlin, als Vorstand zum Betriebsamt Nordhausen 1, Johannes Müller, bisher beim Neubauamt Düsseldorf 1, zur Obersten Bauleitung für den Bau der Kraftfahrbahn [RBD Frankfurt (Main)], Dr.-Ing. Rothe, bisher beim Betriebsamt Königsberg (Pr.) 1, zur RBD Kassel, Johannes Franke, bisher beim Betriebsamt Dresden 3, zum RZB in Berlin, Künlén, Vorstand des Neubauamts Ulm 2, als Vorstand zum Betriebsamt Sigmaringen, Bürkel, Vorstand des Neubauamts Oppenau, zum Betriebsamt Heidelberg 2, Dippel, bisher beim Betriebsamt Heidelberg 2, zur RBD Karlsruhe und der Reichsbahnbaumeister Triebel, bisher beim Betriebsamt Wittenberg, als Vorstand zum Neubauamt Stettin 1.

Übertragen: den Reichsbahnoberräten Menne, Vorstand des Betriebsamts Göttingen 2, die Stelle des Vorstands des Betriebsamts Göttingen 1, Hülsenkamp, Vorstand des Betriebsamts Berlin 1, die Stelle eines Dezentners der RBD Berlin und dem Reichsbahnrat Franz Wagner, bisher beim RZB in Berlin, die Stelle des Vorstands des Neubauamts Berlin 2.

In den Ruhestand getreten: der Reichsbahnoberrat Steindler, Dezentner der RBD Augsburg.

Gestorben: Reichsbahnoberrat Joachim, Dezentner der RBD Karlsruhe.

Preußen. Versetzt: der Oberregierungs- und -baurat (W.) Piper von der Wasserbaudirektion in Münster i. W. an die Elbstrombauverwaltung in Magdeburg, der Regierungsaurat (W.) Goede vom Schleppamt in Hannover an die Wasserbaudirektion in Münster i. W., der Regierungsaurat (W.) Krueger von Vorsfelde (Kanalbauamt Obisfelde) an das Wasserbauamt in Norden, der Regierungsaurat (W.) Ludwig Weinrich vom Wasserbauamt in Brieg an das Wasserbauamt in Frankfurt a. M., der Regierungsaurat (W.) Zechlin vom Wasserbauamt in Berlin an das Wasserbauamt in Elbing; die Regierungsbaumeister (W.) Pieke vom Wasserbauamt in Frankfurt a. Main an das Wasserbauamt in Berlin und Friedrich Pfau vom Wasserbauamt in Hameln an das Schleppamt in Hannover; die Regierungs- und Bauräte (W.) Demont von der Regierung in Wiesbaden an das Oberpräsidium (Landeskulturabteilung) in Koblenz, Schaefer von der Regierung in Schleswig an die Regierung in Wiesbaden, den Regierungsaurat (W.) Voß von Breslau nach Schleswig als Kulturbaubeamter.

Überwiesen: Regierungsaurat (W.) Heekt, Kulturbaubeamter in Schleswig, der Regierung daselbst. Der Regierungsaurat (W.) Ludwig Schulze beim Schleppamt in Hannover ist zu dessen Vorstände ernannt worden.

Der Regierungsaurat (W.) Mohr, Vorstand des Wasserbauamts in Tapiau, ist gestorben.

INHALT: Die zweite Verstärkung der Niederkräniger Straßenbrücke bei Schwedt a. d. Oder. — Elektrischer Antrieb der Schleppzugschleusen in Osnabrück-Haste und Osnabrück-Hollage. — Die Hochwasser des Rheins bei Basel in der Zeit von 1808 bis 1930. — Vermischtes: Erlaß des preußischen Finanzministers, betreffend Bestimmungen für die Ausführung von Bauten in Holz. — Tagung auf der Leipziger Baumesse. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Patentschau. — Personalmeldungen.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.

Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.