

# DIE BAUTECHNIK

11. Jahrgang

BERLIN, 22. Dezember 1933

Heft 55

Alle Rechte vorbehalten.

## Neue Eisenbetonbrücken über die Kinzig bei Kehl a. Rh.

Von Regierungsbaumeister Arthur Lämmlein, Wertheim.

In den Jahren 1930 bis 1933 wurde durch die Badische Wasser- und Straßenbaudirektion in Karlsruhe eine Verlegung der Kinzig bei Kehl durchgeführt, um die Überflutungen, die bisher bei Hochwasser östlich und nördlich von Neumühl auftraten, in Zukunft zu verhindern.

Durch die Anlage eines rechtseitigen Hochwasserdammes und die Durchführung des hierzu erforderlichen Kinzig-Durchstiches bei Neumühl soll der hochwasserfreie Abschluß des rechten Kinzig-Ufers und damit der Hochwasserschutz für die Gemarkungen rechts der Kinzig von Kork abwärts erreicht werden (Abb. 1).

Die bei Hochwasser oberhalb Neumühl noch nach links austretenden Wassermassen der Kinzig werden an der Schuttermündung gefaßt und in dem neuen Doppelprofil des Kehler Kinzig-Durchstiches geschlossen in den Rhein geführt.

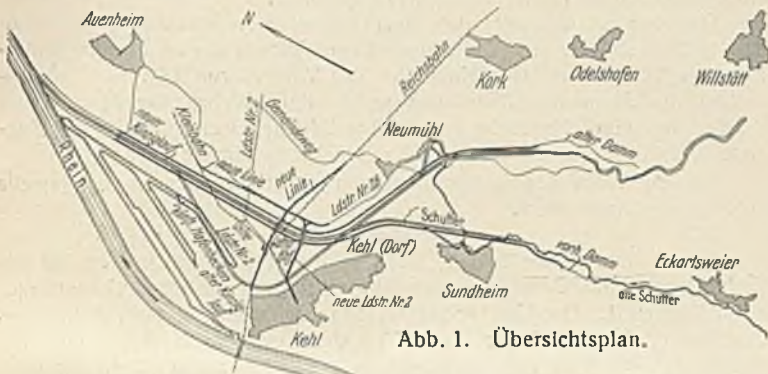


Abb. 1. Übersichtsplan.

Die Durchführung des Kehler und Neumühler Durchstiches machte auch die Verlegung mehrerer Verkehrswege und damit den Neubau einiger Brücken erforderlich. Von diesen ist die Landstraßenbrücke bei Kehl bereits in einem Aufsatz des Verfassers in B. u. E. 1932, Heft 22, S. 341, und Heft 23, S. 357, ausführlich behandelt worden. Über die Eisenbahnbrücke bei Kehl ist in Bautechn. 1932, Heft 9 berichtet. Über zwei andere Brückenbauten in Eisenbeton soll im folgenden berichtet werden.

### 1. Gemeindewegbrücke bei Neumühl (Abb. 2).

Entwurf.

Über das neue Kinzigbett und den rechtseitigen Hochwasserdamm des Neumühler Durchstiches mußte der Gemeindeweg Neumühl—Sundheim übergeführt werden. Aus Zweckmäßigkeitsgründen wurde die hierfür erforderliche Brücke über dem Wehr angeordnet, das auch in diesem Teil des neuen Flußbettes neu erstellt werden mußte. Die Lage des Wehres konnte so bestimmt werden, daß sie auch den an den Brückenbau bezüglich der Führung der Rampen zu stellenden Bedingungen gerecht werden konnte (Abb. 3).



Abb. 2. Gemeindewegbrücke bei Neumühl. Gesamtansicht.

Die lichte Weite der Mittelöffnung der Brücke war durch die Stellung der Wehrpfeiler mit 25 m festgelegt. Das rechtseitige Vorland konnte mit einer Öffnung überbrückt werden, da der Hochwasserdamm an dieser Stelle mit Rücksicht auf den Ort Neumühl und die Abfahrtrampen bis

auf 50 m an die Achse des neuen Mittelwasserbettes der Kinzig herangezogen wurde. Über dem linkseitigen Vorland war zunächst keine Brückenöffnung vorgesehen, da auf dieser Flußstrecke zunächst noch keine linkseitige Hochwasserbegrenzung vorhanden ist. Es kann vielmehr hier das Hochwasser nach links austreten, wie dies auch auf der oberhalb liegenden Flußstrecke bis unterhalb Offenburg der Fall ist. Die link-

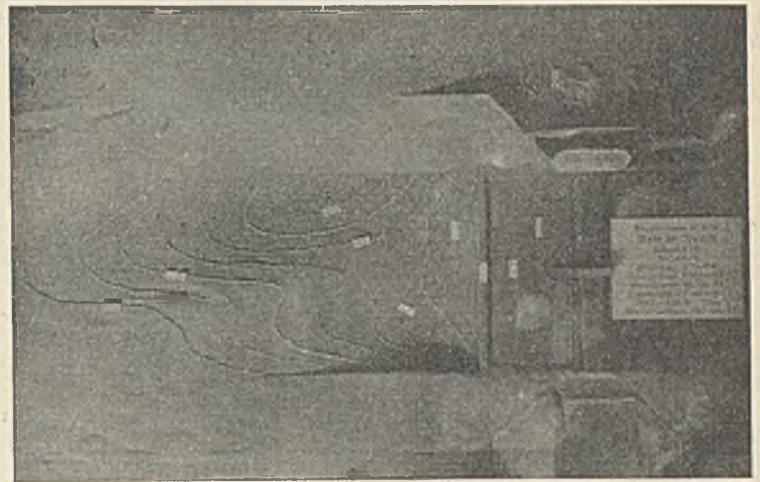


Abb. 4. Erster Modellversuch.

seitige Brückenrampe sollte deshalb bis unmittelbar an den linkseitigen Wehrpfeiler herangeführt werden.

Der Vorentwurf sah eine Eisenbetonplatten-Balkenbrücke, die über beide Öffnungen kontinuierlich durchläuft, vor. An den Widerlagern und Pfeilern waren Vouten mit einer Neigung 1:3 angeordnet, während die Unterkante der Konstruktion 1 m über HHW angeordnet war. Da die Höhe der Fahrbahn mit Rücksicht auf die Anlage der Abfahrtrampe nach Neumühl festgelegt war und sich so am Voutenende beim rechtseitigen Widerlager nur eine Konstruktionshöhe von 1,06 m ergab, mußte hier eine künstliche Einspannung durch Anordnung eines Gegengewichtes herbeigeführt werden.

Vor Baubeginn wurden nun die Abflußverhältnisse für das neue Kinzig-

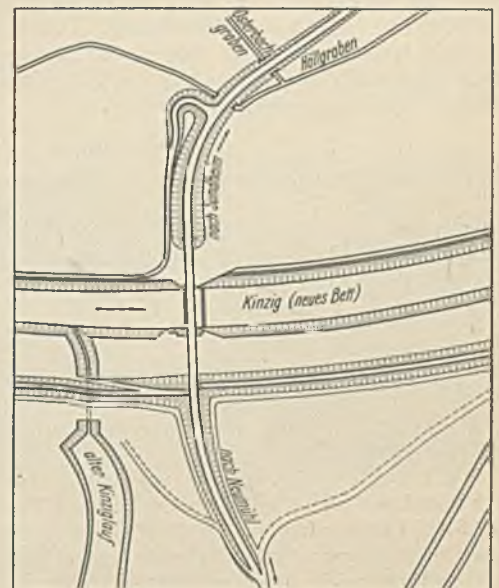


Abb. 3. Lageplan.

wehr in dem Flußbaulaboratorium der Technischen Hochschule Karlsruhe durch Modellversuche eingehend untersucht. Bei der zunächst vorgesehenen Anordnung der Brückenrampe im linkseitigen Vorland war ein glatter Abfluß der Kinzig bei Hochwasser nicht zu erwarten, es

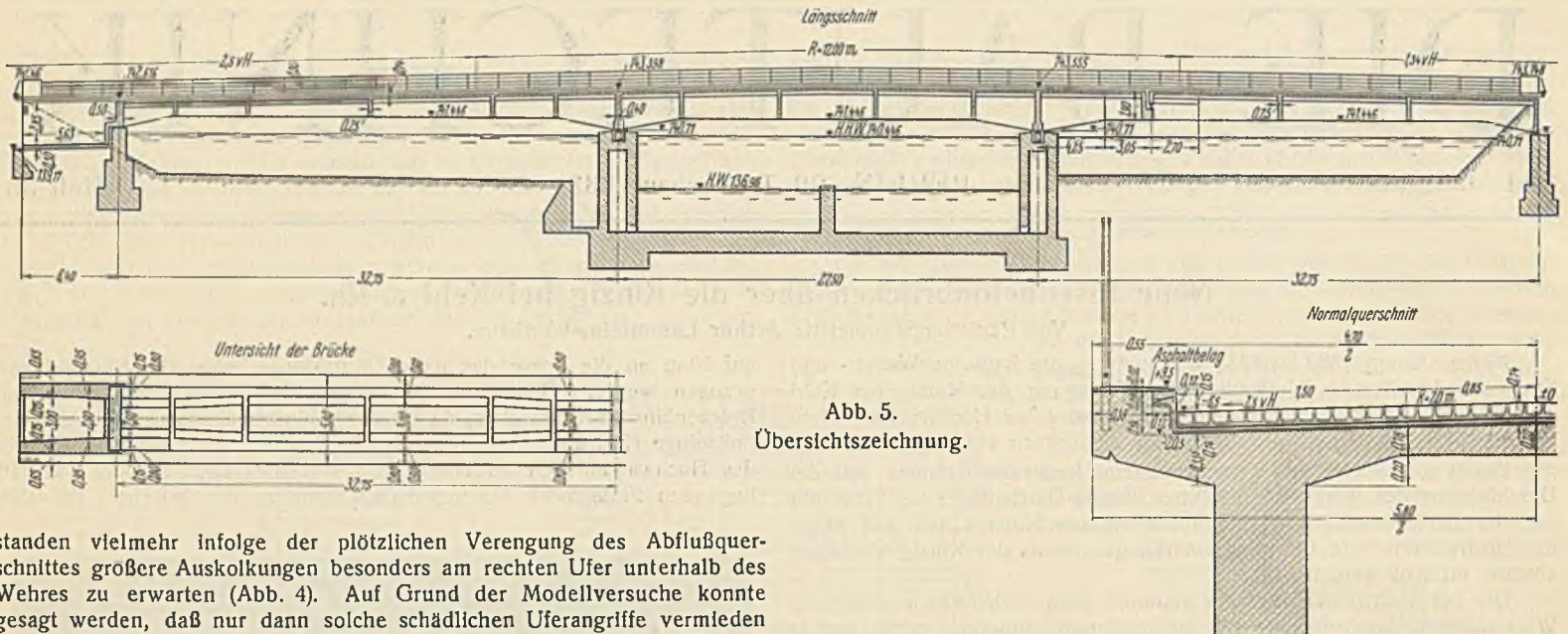


Abb. 5.  
Übersichtszeichnung.

standen vielmehr infolge der plötzlichen Verengung des Abflußquerschnittes größere Auskolkungen besonders am rechten Ufer unterhalb des Wehres zu erwarten (Abb. 4). Auf Grund der Modellversuche konnte gesagt werden, daß nur dann solche schädlichen Uferangriffe vermieden werden können, wenn gleichzeitig auch über dem linksseitigen Vorland noch eine Brückenöffnung angeordnet wird, die mindestens die lichte Weite der rechtsseitigen Öffnung aufweist.

Diese Forderung machte eine Änderung des Entwurfs notwendig, die jedoch mit möglichst geringen Mitteln durchgeführt werden sollte. Entsprechend dem Vorschlag der bauausführenden Firma wurde die Plattenbalkenbrücke beibehalten und in der 3. Öffnung ein Gelenk angeordnet (Abb. 5). Diese Ausführung ist billiger als die Anordnung eines Gegengewichtes auch am linken Endwiderlager, ein Vorschlag, der sich bei einer späteren Verlängerung der Brücke hätte verbilligend auswirken können. Das linksseitige Endwiderlager wurde so ausgebildet, daß später noch eine weitere Verlängerung der Brücke möglich ist.

Die Brücke erhielt Abmessungen nach Norm II DIN 1071 mit einer Fahrbahnbreite von 4,70 m und beiderseitigen Schrammborden von 0,50 m Nutzbreite. Die Brücke wurde entsprechend der Bedeutung des Weges nach Brückenklasse II DIN 1072 berechnet. Für die Steigung der Fahrbahn wurde das Gefälle der Rampen mit 2,5% beibehalten. Die Anordnung des Neigungswechsels in der Mitte der Wehröffnung ermöglichte unter Berücksichtigung einer späteren Brückenverlängerung die Ermäßigung der Steigung auf der nach Sundheim zu gelegenen Brückenhälfte.

Die Fahrbahnplatte, die durch die Anordnung von nur zwei Hauptträgern gut ausgenutzt ist, wurde mit halber Einspannung berechnet bei einer Stützweite von 3,60 m und einem Querträgerabstande von 8 m.

Die Hauptträger wurden unter Berücksichtigung des veränderlichen Trägheitsmoments als durchlaufende Balken über zwei Öffnungen von 27,50 bzw. 32,75 m Stützweite gerechnet, wobei an beiden Enden Kragträger ausgebildet wurden, einerseits zur Herstellung des Gegengewichtes am rechten Widerlager, andererseits am linken Pfeiler zur Auflagerung des Koppelträgers der linken Seitenöffnung. Das feste Auflager des durchlaufenden Trägers wurde am Gegengewicht angenommen. Hier sind je Träger 213,4 t zu übertragen. Der obere Schaft des Widerlagers am Gegengewicht wurde biegefest ausgebildet.

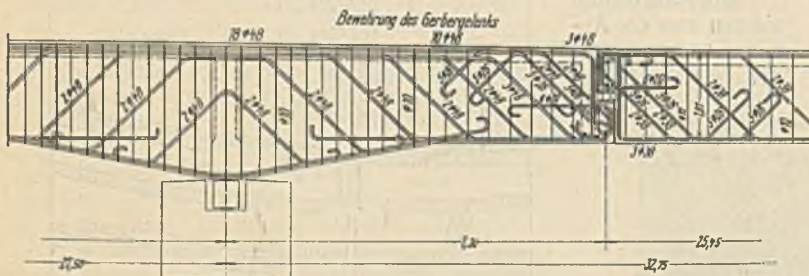


Abb. 6. Bewehrung des Gerbergelenkes.

Die bewegliche Auflagerung auf den beiden Wehrpfeilern geschieht durch Eisenbetonpendel mit einer Größe von 1,20 · 0,55 · 0,56 m. Je Pendel sind 231,54 t zu übertragen. Da die Pfeiler unter den Pendeln als Regulierpfeiler für das hydraulische Dachwehr ausgebildet werden mußten, wurde in jedem Pfeiler eine über den ganzen Pfeiler sich erstreckende Regulierkammer angeordnet. Die Pendel mußten deshalb auf einer besonderen Eisenbetonplatte aufgelagert werden, die über die ganze Breite der Pfeiler durchläuft.

Die Auflagerung des Koppelträgers der Brückenöffnung über dem linksseitigen Vorland auf dem Kragarm der Mittelöffnung geschieht durch Stahlrollenlager mit einer Bauhöhe von 24,6 cm, die je 93,6 t aufzunehmen

haben (Abb. 6). An den äußeren Sichtflächen der Hauptträger sind diese Rollenlager durch Eisenbetonschürzen verdeckt.

Das Einspannmoment über dem rechtsseitigen Widerlager wurde zu 412,37 tm ermittelt und das Moment am Voutenende an diesem Widerlager zu 202 tm bei einer Nutzhöhe des Trägers von 1,06 m. Zur Aufnahme des Momentes über dem rechtsseitigen Wehrpfeiler  $M = 950$  tm wurden bei einer Nutzhöhe von 2,49 m 22 Rundisen  $\phi 48$  in der Zugzone und 10 Rundisen  $\phi 48$  in der Druckzone eingelegt.

Zur Aufnahme der Schubspannungen wurden die Hauptträger jeweils entsprechend verbreitert.

#### Ausführung.

Die Gründung der beiden Mittelpfeiler geschah zusammen mit der Gründung für das Wehr in gemeinsamer Baugrube zwischen Spundwand-eisen Larsen II. Der Untergrund bestand bis zu einer Tiefe von 2 m aus Lehm und lehmigem Kies; dieser Teil des Aushubes konnte bereits vor Beginn der Rammarbeiten zusammen mit dem Aushub für das Kinzigbett des Neumühler Durchstiches vorgenommen werden. Von einer Tiefe von 2 m an bestand der Untergrund aus Kies und Sand. Der Sand wies hierbei einen hohen Prozentsatz unter 1 mm Korngröße auf. Es stand somit zu befürchten, daß bei einer länger andauernden Wasserhaltung große Teile des Feinsandes ausgeschwemmt und der Untergrund dadurch gelockert werden könnte. Der Aushub zwischen den Spundwänden geschah deshalb ohne Wasserhaltung durch einen Greifbagger (Abb. 7). Außerdem wurde nach Beendigung des Aushubes entlang der Spundwand noch eine Lage Schüttbeton unter Wasser eingebracht. Danach wurde die Baugrube



Abb. 7. Aushub.

trockengelegt und der Beton für das Fundament ausgeführt. Unter dem rechtsseitigen Pfeiler wurde dann noch am flussaufwärts gelegenen Ende eine starke Feinsandschicht angetroffen, so daß dort Holzpfähle 4 bis 5 m lang nachträglich gerammt werden mußten. Da an dieser Stelle auch noch starke Quellen in der Bauwerksohle infolge des hohen Überdruckes auftraten, entschloß man sich, nach Fertigstellung der Pfeiler noch eine Zementeinpressung unter der Pfeilersohle durchzuführen.

Die Fundamente für die Pfeiler und das Wehr wurden durchgehend bewehrt, um ungleiche Setzungen von Pfeiler und Wehr infolge ungleicher Belastung zu vermeiden. Das Sturzbett des Wehres wurde mit 40 bis 50 cm dicken Granitquadern verkleidet, die mit der Bewehrung des Funda-

mentbetons jeweils verankert wurden (Abb. 8). Der Sturzboden wurde auf Grund eines in der Technischen Hochschule Karlsruhe durchgeführten Modellversuches ausgebildet. Am Ende des Sturzbodens wurde noch eine Zahnschwelle nach Geheimrat Prof. Dr. Rehbock angeordnet und in Granit ausgeführt.



Abb. 8. Granitquader für die Wehrpritsche.

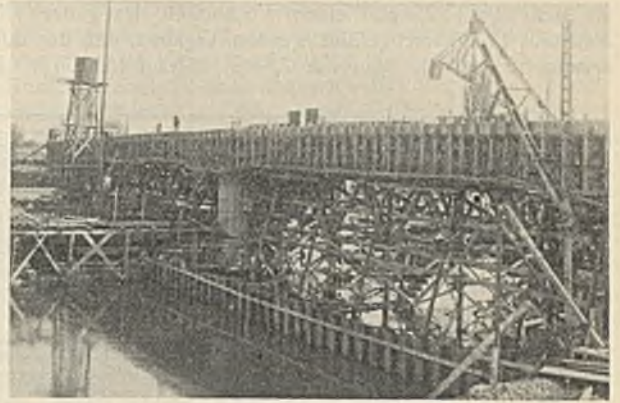


Abb. 9. Lehrgerüst.

Auf dem Unterbau des Wehres konnte dann das Lehrgerüst für die Mittelöffnung der Brücke aufgeschlagen werden, während das Lehrgerüst in den Seitenöffnungen auf eingerammten Pfählen aufgesetzt wurde (Abb. 9). Um ein einwandfreies Verlegen der umfangreichen Bewehrung in dem hohen Hauptträger zu gewährleisten, wurde die äußere gehobelte und gespundete Seitenschalung erst nach Fertigstellung der Trägerbewehrung versetzt.

Die Beschaffung von Kies und Sand für die Betonierung machte einige Schwierigkeiten, da die Baustelle nur auf einem Feldwege erreicht werden konnte, der auch noch von Materialtransporten für andere Teile der Baustelle sehr stark belegt und dadurch in einen sehr schlechten Zustand gebracht worden war. Außerdem stand für die Brückenbaustelle so wenig Platz zur Verfügung, daß nur der Bedarf an Kies und Sand für einen Tag gelagert werden konnte. Man mußte deshalb von vornherein mit einer öfteren Unterbrechung der Betonierungsarbeiten rechnen, ein durchgehender Arbeitsbetrieb war daher ausgeschlossen. Dementsprechend wurden zunächst die Mittelöffnung und die rechte Seitenöffnung mit den beiden Trägern betoniert. Dieser Arbeitsvorgang wurde entsprechend der Tagesleistung in fünf geeignete Betonierungsabschnitte zerlegt. Zuletzt folgte die Ausführung des Koppelträgers der linken Seitenöffnung.

Die Sichtflächen sämtlicher Bautelle, auch des Brückenüberbaues, blieben schalungsrau, ein besonderer Vorsatz wurde nicht eingebracht. Die Fahrbahn auf der Brücke wurde mit Kleinpflaster befestigt, während auf den Schrammborden ein 2 cm dicker Asphaltbelag aufgebracht wurde.

Die Bauarbeiten wurden im Mai 1932 durch die Firma Züblin & Cie. in Kehl begonnen und waren im November 1932 in der Hauptsache beendet.

Wegen des dann eintretenden Frostes konnten die Restarbeiten erst im Frühjahr 1933 durchgeführt werden. Die Brücke wurde am 1. April 1933 in Betrieb genommen.

Für diese Verbindung, deren Kosten jedoch dem tatsächlich erzielten Nutzen anzupassen waren, mußte eine neue Brücke über die Kinzig in der Nähe von Auenheim angeordnet werden. Mit Rücksicht auf die Höhe der Kosten mußte hier eine Brücke, die das ganze Hochwasserprofil der Kinzig von Hochwasserdamm zu Hochwasserdamm überbrückt, außer Betracht bleiben. Statt dessen wurde nur eine Brücke über das Mittelwasserbett vorgesehen, die allerdings bei Hochwasser überflutet wird<sup>1)</sup>, aber für den zu erwartenden Verkehr als völlig ausreichend an-



Abb. 12. Übersichtszeichnung.

gesehen werden konnte (Abb. 12). Zu beiden Seiten der Brücke sind Überfahrten über die Hochwasserdämme angeordnet. Die Vorländer sind im Bereich der Zufahrten gepflastert.

Günstig für die Anordnung einer solchen Brücke war der Umstand, daß der Hochwasserspiegel der Kinzig sich gegen den Rhein zu absenkt, weil das Rheinhochwasser in der Regel später seinen Höchststand erreicht als das Hochwasser der Kinzig. Eine Überflutung der Brücke bei Hochwasser in der Kinzig wird daher nur in geringem Umfange zu erwarten sein. Anderserseits bedeutet der Brückeneinbau kein Hindernis für Überflutungen, die sich durch den Rückstau eines Rheinhochwassers an der Brückenbaustelle ergeben.

Zunächst wurden Modellversuche im Flußbaulaboratorium der Technischen Hochschule Karlsruhe ausgeführt, die darüber Aufschluß geben sollten, wie groß der Stau ist, der durch die Brücke bei Hochwasser in

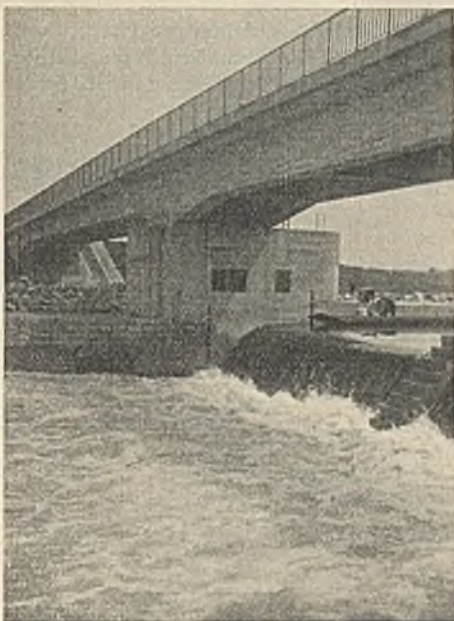


Abb. 10. Ansicht des fertigen Wehres.

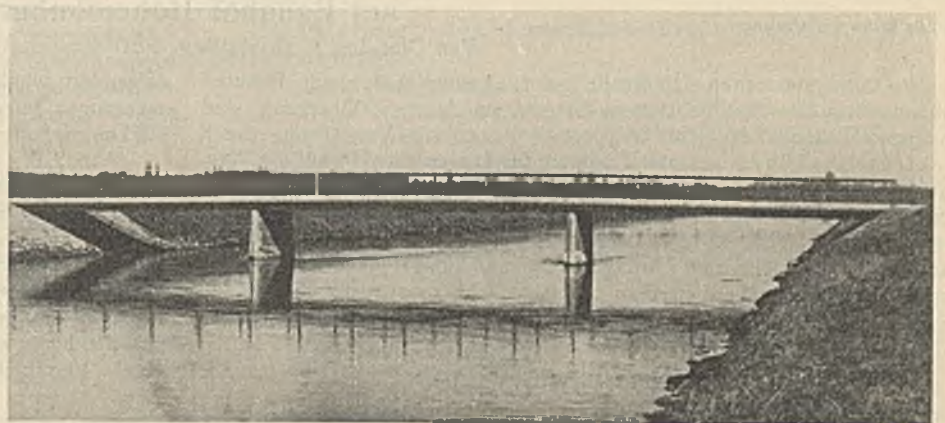


Abb. 11. Feldwegbrücke bei Auenheim. Gesamtansicht.

## 2. Feldwegbrücke bei Auenheim (Abb. 11).

Durch die Ausführung des Kehler Durchstiches und die Anlage eines neuen Flußbettes zwischen der Schuttermündung bei km 6,24 und der Flußbiegung bei km 2,09 wurde der Teil der Gemarkung Auenheim, der nunmehr zwischen dem alten und dem neuen Flußlauf eingeschlossen liegt, von einer unmittelbaren Verbindung von dem Orte Auenheim abgeschnitten. Um eine Entwertung dieses Gebietes zu verhindern, sollte eine neue Verbindung mit dem Orte Auenheim geschaffen werden.

der Kinzig hervorgerufen wird, und ob schädliche Auskolkungen der Flußsohle infolge der Anordnung von Flußpfeilern im Mittelwasserbett oder durch die Wirkung der eingetauchten Fahrbahnplatte zu befürchten sind. Ferner sollte noch festgestellt werden, ob die Brücke bei Hochwasser eine Spaltung des Stromes und die Ableitung des Wassers nach den Vorländern hin verursacht.

<sup>1)</sup> In Bautechn. 1931, Heft 15, S. 213, ist eine „Tauchbrücke“ beschrieben.

Die Versuche, die an einem Modell des mittleren Teiles der Brücke im Maßstabe 1:25 und einem Vollmodell des ganzen Kinzigbettes im Maßstabe 1:50 durchgeführt wurden, ergaben, daß der durch die Brücke verursachte höchste Stau nur 7,5 cm beträgt (Abb. 13). Und zwar tritt

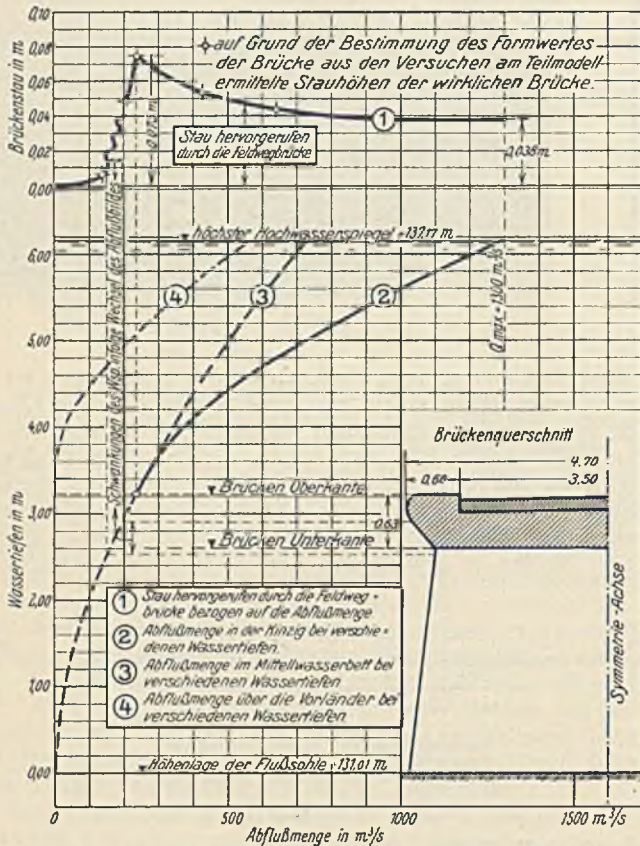


Abb. 13. Ergebnisse der Modellversuche.

dieser höchste Stau bei bordvollem Mittelwasserbett auf, da hier das Verbaunungsverhältnis am ungünstigsten ist. Um die Schwankungen des Wasserspiegels, die bei einer Wasserspiegellage im Bereich der Fahrbahnplatte zu erwarten sind, abzuschwächen, wurde der Brücke von der Mitte nach beiden Enden hin ein Längsgefälle gegeben. Der beim Höchstabfluß von 1300 m³/sek auftretende Stau wurde am Modell zu rd. 4 cm ermittelt. Ferner ergaben die Versuche, daß infolge des Einbaues der Brücke keine schädlichen Auskolkungen der Flußsohle und auch keine Spaltung des Wasserlaufes zu befürchten sind.

Mit Rücksicht auf die Lage der bereits vorhandenen Abfahrtrampen wurde die neue Brücke bei Prof. 6 + 915,8 kurz unterhalb der Bootfähre angeordnet, die seit dem Jahre 1896, dem Beginn des Kehler Hafenbaues, hier den Personenverkehr zwischen Auenheim und dem Kehler Hafengebiet vermittelt hat.

Um die Konstruktionshöhe der Brücke mit Rücksicht auf den Wasserabfluß möglichst gering halten zu können, wurden im Mittelwasserbett zwei schmale Pfeiler angeordnet. Für Pfeiler und Widerlager wurden Pfahljoche aus Eisenbetonrammpfählen vorgesehen, da diese Art der Gründung die billigste Ausführungsart darstellt. Durch Anordnung gut bewehrter und zum Teil schräggestehender Pfähle ist es möglich, die waagerechten Kräfte des Wasserdrucks sicher auf den Untergrund zu übertragen. Außerdem wurden die Pfähle der Pfeiler mit Beton umgeben, um eine geschlossene Wand im Bereich schwimmender Körper zu ermöglichen.

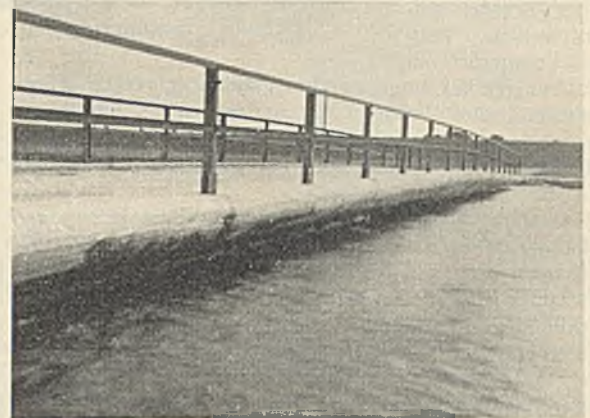


Abb. 14. Brücke bei bordvollem Mittelwasserbett.

Der Überbau wurde als massive Eisenbetonplatte ausgebildet, die über die drei Felder durchläuft. Um ein Abschleiben oder Abheben der Brücke von den Jochen infolge Wasserdrucks zu vermeiden, wurde die Fahrbahn durch Verzahnung in sichere Verbindung mit den Pfeilerjochen gebracht.

Die Brücke erhielt eine Fahrbahnbreite von 3,80 m mit beiderseitigen 0,60 m breiten Schrammborden. Um an Konstruktionshöhe und an Gewicht zu sparen, wurde ein Hartgußasphaltbelag, 4 cm dick, als Dichtung und Straßenbefestigung angeordnet. Die Brücke wurde für einen 6-t-Lastkraftwagen und das Menschengedränge der Brückenklasse III DIN 1072 berechnet.

Abb. 14 zeigt die Brücke bei bordvollem Mittelwasserbett.

Ausgeführt wurde die Brücke durch die Bauunternehmung G. Stumpf in Bruchsal in der Zeit vom 26. September bis 3. Dezember 1932.

### Biegungs- und Spannungsmessungen an den verstärkten stählernen Überbauten der „Lennebrücke“ auf Bahnhof Hohenlimburg.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. E. G. Stelling, RBD Wuppertal-Elberfeld.

Die zehn stählernen Überbauten der „Lennebrücke“ auf Bahnhof Hohenlimburg der Strecke Hagen—Stegen, im Jahre 1902 erbaut, sind die ersten Brücken der RBD Wuppertal, die mittels Verstärkung durch Elektroschweißung von der Tragkraft für Lastenzug „H“ auf die Tragkraft für Lastenzug „E“ gebracht wurden. Die ausgeführten Verstärkungsarbeiten, die neben Einnieten von Schlingerverbänden zwischen den Längsträgern im wesentlichen elektrisches Aufschweißen von Verstärkungsmaterial auf die Ober- und Untergurtstäbe und einige Diagonalstäbe umfassen, sind beschrieben in dem Aufsätze von Leopold, „Schweißen im Brückenbau bei der RBD Wuppertal“<sup>1)</sup>. Zum Verständnis der im

folgenden wiedergegebenen Ergebnisse der Biegungs- und Spannungsmessungen seien zunächst einige ergänzende Mitteilungen über die Verstärkungsarbeiten in konstruktiver und statischer Hinsicht gegeben.

Abb. 2, 3, 4 u. 5 geben Ansicht und Querschnitte der verstärkten Ober- und Untergurtstäbe wieder. Auf beiden Stabgruppen wurden die Verstärkungen durch Aufschweißen von Blechen beiderseits senkrecht auf die Stegeisen hergestellt, und zwar so, daß eine Verschiebung der

Tabelle 1.

Im Überbau	Hauptträger Nr.	Stützweite
Ia	(1)	28,21 m
	(2)	24,49 m
Ib	(3)	23,10 m
	(4)	22,78 m
IIa	(5)	24,34 m
	(6)	22,50 m
IIb	(7)	22,20 m
	(8)	20,86 m
III a III b IV a IV b Va Vb	(9)	20,60 m

<sup>1)</sup> Bautechn. 1933, Heft 25, S. 318 u. 319.

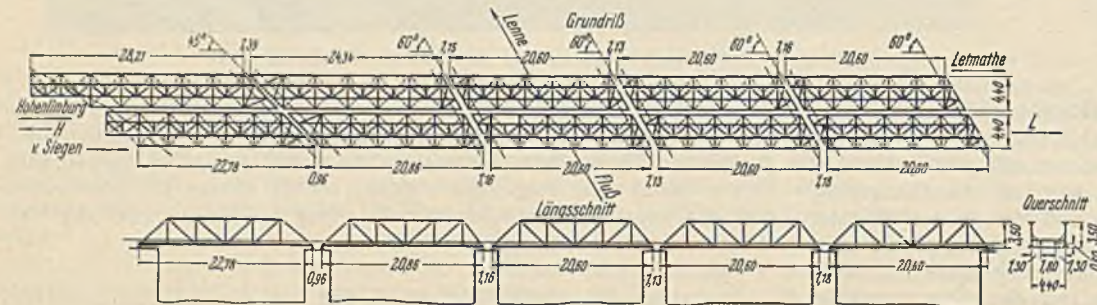


Abb. 1.

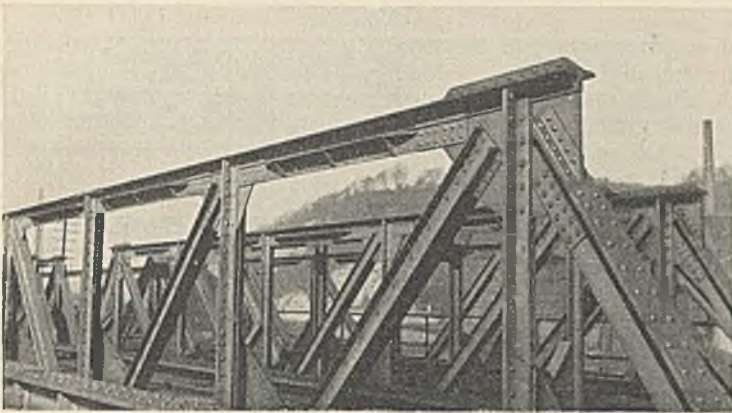


Abb. 2.

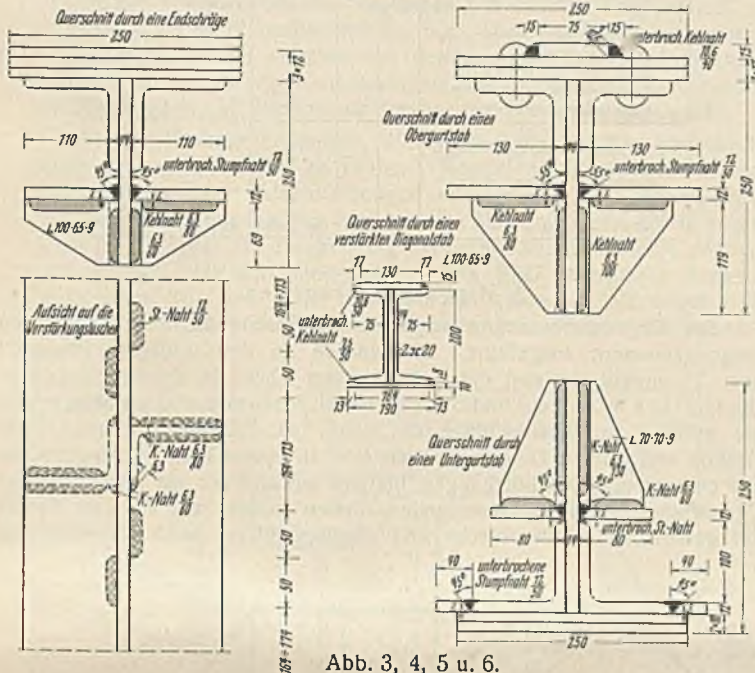


Abb. 3, 4, 5 u. 6.

Schwerachsen, die in und auch nahe den Netzlinien des Trägers liegen, nicht oder nur ganz wenig eintreten konnte. Denn auch bei außermittigem Angriff der Stabkräfte sollte die für verstärkte Brücken höchstzulässige Beanspruchung für Hauptkräfte von  $1500 \text{ kg/cm}^2$  nicht überschritten werden. Für die nur gegen Knicken zu sichernden Obergurtstäbe war eine parabolische Verteilung der Knickbeanspruchung von Knotenpunkt zu Knotenpunkt angenommen worden. Das ergab, daß der vorhandene Querschnitt am Knotenblechanschluß bzw. an der Stegblechanschlußlasche eine Verstärkung nicht erforderte; die Verstärkungsbleche waren nur zwischen diesen Anschlüssen erforderlich. Abb. 7 zeigt den Anschluß der Verstärkungsbleche der Untergurtstäbe an das Knotenblech, wie er

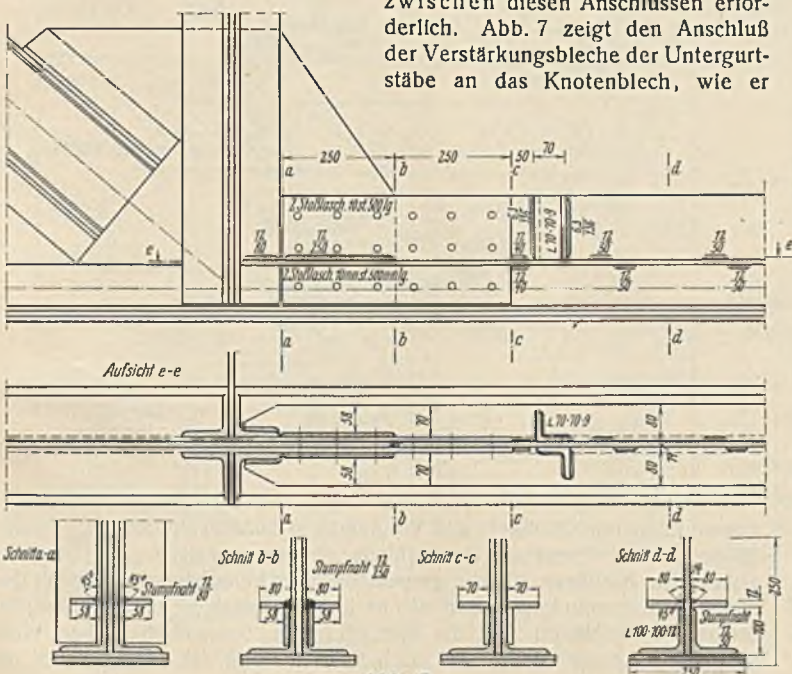


Abb. 7.

zur Aufnahme der Zugkräfte nötig ist. Der Stoß des Gurtsteges vor dem Knotenblech erwies sich hierbei als etwas schwierig, indem der Querschnitt der Stegblechanschlußlaschen neben dem Stegstoß keine Mehrbeanspruchung vertrug. Die Verstärkungsbleche wurden deshalb nur auf die Länge des Knotenblechanschlusses angeschweißt. Zu diesem Zwecke wurden die Verstärkungsbleche an den Enden in Dicke und Länge der Anschlußlaschen der Stegbleche ausgeschlitzt. Durch Ausfüllen dieser Schlitzte über die Länge des Knotenblechanschlusses mit Schweißmaterial wurden die Verstärkungsbleche gleichzeitig mit den Gurtwinkeln und Stegblechanschlußlaschen zu einem Ganzen verbunden. Abb. 6 zeigt die Verstärkung der ebenfalls zusätzlich nur gegen Knickung gesicherten Diagonalstäbe, so daß die Verstärkungsbleche auch hier nur zwischen den Knotenblechen ohne Anschluß an diesen aufgeschweißt zu werden brauchten.

Die Schweißungen bestanden aus unterbrochenen Stumpfnähten von 50 mm Nahtlänge. Damit beim Schweißen dieser Nähte eine tunlichst große Oberfläche erfaßt wurde, sind die anliegenden Kanten der Verstärkungsbleche für jede Stumpfnah unter einem Winkel von 45 bis  $50^\circ$  ausgefräst worden. Der Entwurf war vor dem Erscheinen der jüngsten Schweißvorschriften DIN 4100 aufgestellt worden. Er hatte deshalb für die Schweißnaht Abstände vom 15fachen der geringsten Blechdicke vorgesehen. Um den strengeren neuesten Vorschriften gerecht zu werden, brauchte nur eine leichte Kehlnah zwischen den Stumpfnähten eingeschweißt zu werden. Damit war auch ein wasserdichter Anschluß auf der Oberseite der Verstärkungsbleche auf deren ganzer Länge gegeben.

Diese Ausführungsart ist gewiß als besser und wirtschaftlicher anzusprechen als die geforderte engere Teilung der unterbrochenen Schweißung ohne leichte Zwischennaht.

Dreieckförmige, auch zur Aussteifung dienende  $L 100 \cdot 65 \cdot 9$  bzw.  $L 70 \cdot 70 \cdot 9$  waren an den Enden und in der Mitte an die Verstärkungsbleche bereits in der Werkstatt angeschweißt. Sie ermöglichten durch Aufkleben der anliegenden Schenkel auf die Gurtstäbe ein sauberes Anlegen der Verstärkungsbleche. Nachdem zwecks Vermeidung etwaigen Ziehens die Stumpfnähte auf beiden Seiten symmetrisch geschweißt waren, konnten die Klemmen gelöst und die Winkelkonsolen an die Gurteisen angeschweißt werden. Alle Schweißstellen an den vorhandenen Konstruktionstellen waren vorher metallblank gereinigt worden und die Verstärkungsteile vor dem Versand mit einem dünnen Leinölfirnis leicht gestrichen worden.

Für die elektrische Lichtbogenschweißung wurden umhüllte Elektroden Marke O. K. 7 der Firma „Kjellberg-Elektroden und Maschinen G. m. b. H., Finsterwalde“ verwendet. Sie wurden in Stärken von 4 und 5 mm verwendet, und zwar in den Stumpf- und dicken Kehlnähten an den Gurtungen und Diagonalstäben mit 4 mm in den unteren Lagen, mit 5 mm in den oberen Lagen. Alle übrigen leichten Kehlnähte, wie die an den Aussteifungswinkeln und zwischen den Hauptschweißstücken an den Verstärkungsblechen wurden mit 4 mm starken Elektroden geschweißt. Insgesamt wurden an Elektroden 10 200 Stück von 4 mm und 4250 Stück 5 mm auf insgesamt 1220 m Schweißnahtlänge verschweißt. Die Schweißarbeit erforderte 990 Schweißstunden mit einem Stromverbrauch von 3340 kWh.

Die Biegungs- und Spannungsmessungen sollen den Einfluß der Verstärkungen

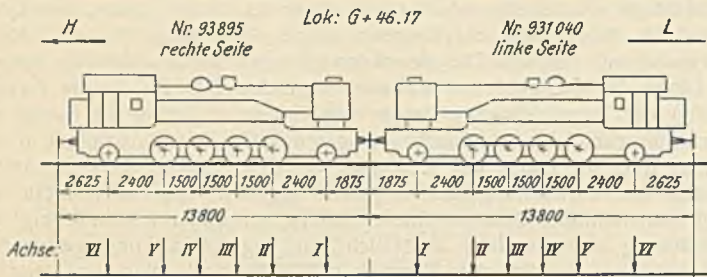
1. auf die Biegesteifigkeit der Hauptträger,
2. auf die Spannungsverminderung in den Fachwerkstäben,
3. auf die Größe des Antelles der aufgeschweißten Teile an der Spannungsübertragung erkennen lassen,

und zwar im Vergleich zu den theoretisch zu erwartenden Erfolgen. Es wurden festgestellt:

- a) die Durchbiegungen der unverstärkten Hauptträger unter Belastung mit 2 Lok.:
  - $\alpha$ ) rechnerisch
  - $\beta$ ) wirklich
- b) die Durchbiegung der verstärkten Hauptträger unter derselben Last in gleicher Stellung:
  - $\alpha$ ) rechnerisch
  - $\beta$ ) wirklich
- c) Spannungen in den unverstärkten Stäben unter derselben Last:
  - $\alpha$ ) rechnerisch
  - $\beta$ ) wirklich
- d) Spannungen in den verstärkten Stäben unter derselben Last, und zwar wurden dieselben Stellen der Stäbe gemessen wie unter c). Außerdem wurden die Meßapparate auch auf die aufgeschweißten Verstärkungsteile selbst in dem jeweilig gemessenen Stabquerschnitt aufgesetzt.

Da die verstärkten Träger sich alle ähneln, brauchten die Messungen nicht an jedem Träger vorgenommen zu werden. Aus betrieblichen Gründen wurden hierfür nur Träger eines Schienenstranges ausgewählt, und zwar die Träger (1), (2), (5), (6) und (9) der äußeren Gleisüberführung, wie sie in Abb. 1 erkennbar sind.

Tabelle 2.



G + 46.17: Merkbuch f. d. Fahrzeuge d. Reichsbahn August 1924			G + 46.17: Nr. 93895 Hannomag 1923		G + 46.17: Nr. 931040 Humboldt 1923	
Achse	Rad	Achsdruck	Rad	Achsdruck	Rad	Achsdruck
I	1. rechts	14 900 kg	1. 8020 kg	15 960 kg	1. 8030 kg	16 420 kg
	2. links		2. 7940 kg		2. 8390 kg	
II	1. rechts	15 700 kg	1. 8070 kg	16 510 kg	1. 8670 kg	17 410 kg
	2. links		2. 8440 kg		2. 8740 kg	
III	1. rechts	17 500 kg	1. 7950 kg	15 750 kg	1. 8110 kg	15 990 kg
	2. links		2. 7800 kg		2. 7880 kg	
IV	1. rechts	18 400 kg	1. 8260 kg	16 430 kg	1. 7510 kg	15 040 kg
	2. links		2. 8170 kg		2. 7530 kg	
V	1. rechts	18 400 kg	1. 8530 kg	16 850 kg	1. 9040 kg	17 640 kg
	2. links		2. 8320 kg		2. 8600 kg	
VI	1. rechts	19 100 kg	1. 8840 kg	17 840 kg	1. 9540 kg	17 290 kg
	2. links		2. 9000 kg		2. 7750 kg	
Insgesamt:		104 000 kg	99 340 kg		99 790 kg	

Gewogen am 13. IV. 31 in Opladen.

1. Lok.- Gewichte.

Zwei 6-achsige Tenderlokomotiven Gt 4617 Nr. 93 895 und Nr. 93 1040 des Reichsbahn-Betriebswerkes Letmathe dienten als Brückenlasten für die Messungen. Sie waren Kopf an Kopf so gekuppelt, daß die Lok. Nr. 93 895 auf Hohenlimburger, die Lok. Nr. 93 1040 auf Letmather Seite stand. Beide Lok. waren vorher in voller Dienstausrüstung auf der Lok.-Waage des Reichsbahn-Ausbesserungswerkes Opladen gewogen worden. Tab. 2 enthält mit Abbildung der Lok. die Gewichtsergebnisse für jedes Rad und jede Achse in Gegenüberstellung zu den Gewichten aus dem „Merkbuch für die Fahrzeuge der Deutschen Reichsbahn August 1924“. Die gewogenen Gewichte weichen hiervon im ganzen und in den Radrücken ab. Diese Abweichungen sind im wesentlichen, abgesehen von etwaiger vorhandener Unsymmetrie in der baulichen Durchbildung der Maschine, abhängig von der Verschiedenheit in der Anspannung der Lagerfedern und der verschiedenen Lage der um 90° gegeneinander verschobenen Triebwerke. Der Einfluß der Reibungen in den Stellkeilen der Achslager ist beim Verlegen infolge Lösung dieser Keile ausgeschaltet. Diese Reibung kann sich aber beim Verfahren der Lok. während der Brückenmessungen in Veränderung der Druckverteilung auf die Räder bemerkbar machen. Soll das vermieden werden, so müßten die Lok. mit gelösten Keilen fahren, eine Forderung, die im Betriebe kaum erfüllt werden könnte. Auch das Gesamtgewicht bleibt nicht unverändert infolge Verbrauchs an Wasser und Kohle. Alle diese Einflüsse machen sich in Abweichungen der Stabkräfte bemerkbar, die aus den gemessenen Spannungswerten vor und nach der Brückenverstärkung gewonnen sind. Die Größe dieser Abweichungen der aus Messungen errechneten Stabkräfte von den Mittelwerten aus Messungen vor und nach der Verstärkung schwanken nach den Tab. 4 u. 5 zwischen 0,17 und 2,34%. Die Größe dieser Abweichungen muß somit das Maß der Wirkung der Veränderlichkeit der Lok.-Gewichte auf die Genauigkeit der Messung sein, einschließlich des Einflusses von unvermeidlichen Beobachtungsfehlern. Die Größe dieses Einflusses ist in bescheidenen Grenzen geblieben.

Tabelle 3.

Bemerkung: Stab unverstärkt verstärkt	größte Durchbiegung f <sub>3</sub> errechnet			Gewinn in %	größte Durchbiegung f <sub>3</sub> gemessen			Gewinn in %
	vor	nach	Diff.		vor	nach	Diff.	
1	79,3	78,3	1,0	5,2%	74,2	70,3	3,9	27,5%
2	74,4	73,2	1,2	8,4%	71,6	6,4	3,2	27,5%
5	74,4	73,3	1,1	7,7%	71,6	9,0	2,6	22,4%
6	72,0	70,9	1,1	9,2%	9,4	7,8	1,6	18,2%
9	9,2	8,1	1,1	10,9%	8,0	7,0	1,0	18,5%

2. Biegungsmessungen.

Die Biegungsmessungen wurden mit selbstschreibenden Leunerschen Biegemessern ausgeführt. Sie wurden an den mittleren Pfosten 3 bzw. 3'' angebracht und die Lok. langsam über die Brücken gefahren. Die in Tab. 3 in Spalte 5 und 6 angegebenen Meßwerte sind als Mittelwerte der größten Kurvenausschläge aus zwei Lok.-Fahrten gewonnen. Die größten errechneten Durchbiegungen sind in Spalte 1 und 2 eingetragen. Die gemessenen Durchbiegungen bleiben sowohl vor als auch nach der Verstärkung hinter den errechneten Werten zurück, was auf den Einfluß der gelenklosen Knotenbleche und die Versteifung durch die Fahrbahn-

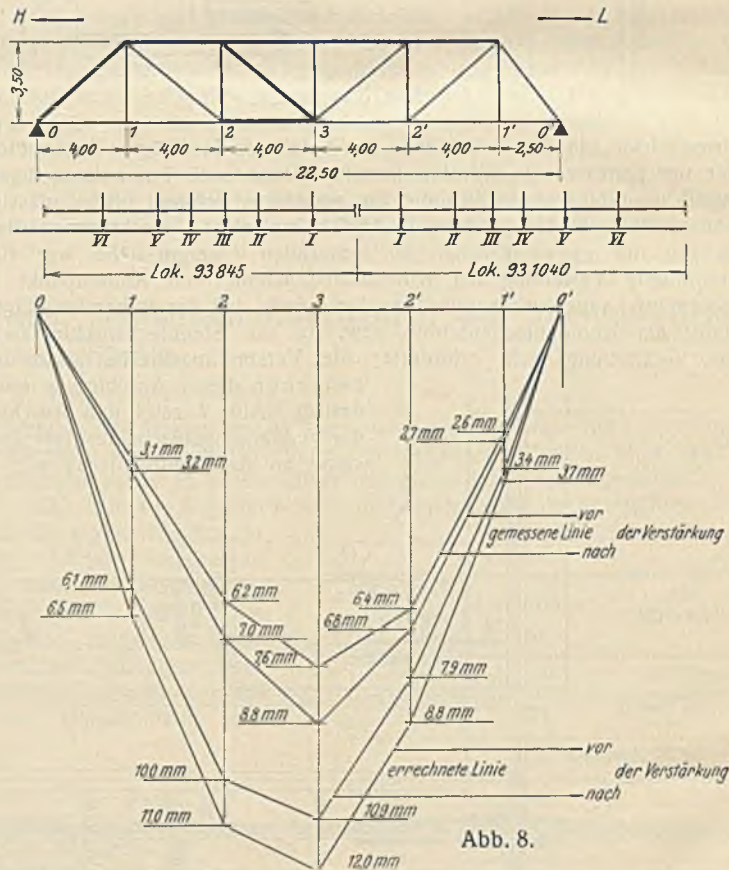


Abb. 8.

konstruktion mit Schlinger- und Windverband zurückzuführen ist. In den Spalten 6 und 7 sind die Unterschiede zusammengestellt. Die Wirkung aller dieser Einflüsse, die die gemessenen Durchbiegungen gegenüber den errechneten vermindern, macht sich nach der Verstärkung bei zunehmender Stützweite der Hauptträger, die sämtlich gleiche Systemhöhe haben, geltend. Es folgt hieraus also nach Spalte 8, daß die Träger durch die Verstärkung mit zunehmender Stützweite steifer geworden sind.

Für Träger ⑥ wurde die vollständige Biegelinie gemessen, indem gleichzeitig an jedem der fünf Pfosten ein Biegemesser angebracht und die Lok. auf der Brücke so angehalten wurden, daß die Achse I der Lok. 93 895 über dem Querträger des mittleren Pfostens stand. Abb. 8 gibt die aus zwei Lok.-Fahrten gemittelten Meßwerte zeichnerisch wieder, die eine gute Ausgleichung der gemessenen Biegelinie an die errechnete zeigen.

3. Spannungsmessungen.

Spannungsmessungen wurden an den Trägern (2), (5), (6) und (9) ausgeführt, und zwar an dem anstehenden Obergurtstab des ersten großen Feldes und an dem mittleren Ober- und Untergurtstab. Die Messungen wurden mit den Leunerschen selbstschreibenden Instrumenten ausgeführt. Um mittlere Spannungswerte zu erhalten, wurden die Meßinstrumente mit 1000 m Meßlänge am Fachwerkstab symmetrisch zwischen den Knotenblechen angebracht. Auf diese Weise wurden die Flansch- und Stegränder gemessen und so ein Spannungsbild des ganzen mittleren Stabquerschnittes gewonnen. Die Spannungswerte wurden aus den größten Kurvenausschlägen von zwei bis vier langsamen Lok.-Fahrten ausgemittelt, wobei Abweichungen nicht beobachtet wurden. Die aus Spannungswerten errechneten Stabkräfte weichen von den theoretisch ermittelten zum Teil erheblich ab. Auch zeigen die Spannungsbilder ungleichmäßige Spannungsverteilung, was auf Verbiegung der Fachwerkstäbe schließen läßt.

Es war deshalb erwünscht, die Spannungen der Stabquerschnitte in Stabende und Stabmitte zu prüfen. Hierzu waren kleinste Meßlängen, also gewissermaßen Punktmessungen erforderlich. In Leunerschen Meßinstrumenten können jedoch nur kleinste Meßlängen von 400 m eingebaut werden, wogegen die Huggenbergschen Tensometer kleinste Meßlängen von 20 und 100 mm ermöglichen. Die RBD Wuppertal konnte die Tensometer von der RBD Hannover entleihen, da sie selbst nicht im Besitz dieser Instrumente ist. Die gewünschten Messungen wurden von

der RBD Hannover in dankenswerter Weise durch ihren technischen Reichsbahninspektor Herrn Reese ausgeführt.

Der Nachteil, daß die Tensometer nur bei stillstehender Last abgelesen werden können, machte es notwendig, die Messungen mit diesen

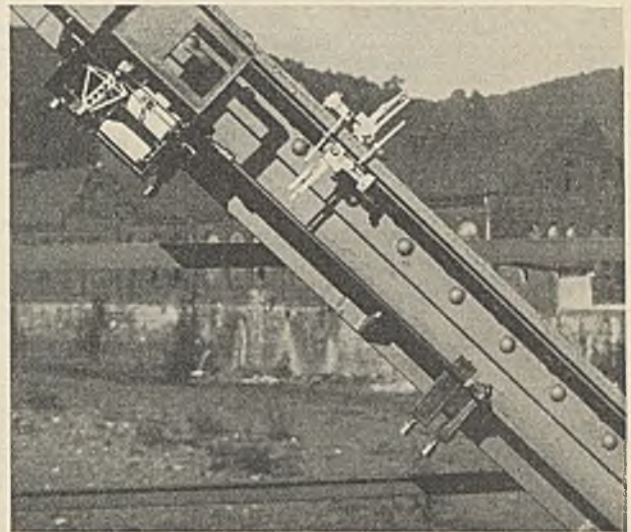


Abb. 9.

Instrumenten an einem Träger, Träger (6), vorzunehmen. Hierbei wurden die Lok. in gleicher Weise wie bei den Messungen der Biegelinie dieses Trägers so auf die Brücke gestellt, daß die Achse I der Lok. 93 895 über dem Querträger des mittleren Pfostens 3 sich befand.

Tabelle 4.

Mittl. Spannung	Stabkraft	Berichtigte mittl. Spannung
$\sigma_m^v = 346 \text{ kg/cm}^2$	$S^v = 59,0 \text{ t}$	$\sigma^v = 342 \text{ kg/cm}^2$
$\sigma_m^n = 294 \text{ kg/cm}^2$	$S^n = 57,4 \text{ t}$	$\sigma^n = 300 \text{ kg/cm}^2$
Abweichung vom Mittelwert . . $S_m = \pm 1,38\%$		
$\sigma_m^v = 440 \text{ kg/cm}^2$	$S^v = 61,8 \text{ t}$	$\sigma^v = 443 \text{ kg/cm}^2$
$\sigma_m^n = 344 \text{ kg/cm}^2$	$S^n = 63,0 \text{ t}$	$\sigma^n = 341 \text{ kg/cm}^2$
Abweichung vom Mittelwert . . $S_m = \pm 0,96\%$		
$\sigma_m^v = 348 \text{ kg/cm}^2$	$S^v = 45,2 \text{ t}$	$\sigma^v = 338 \text{ kg/cm}^2$
$\sigma_m^n = 279 \text{ kg/cm}^2$	$S^n = 43,2 \text{ t}$	$\sigma^n = 285 \text{ kg/cm}^2$
Abweichung vom Mittelwert . . $S_m = \pm 2,27\%$		

Tabelle 5.

$\sigma_m^v = 324 \text{ kg/cm}^2$	$S^v = 59,2 \text{ t}$	$\sigma^v = 325 \text{ kg/cm}^2$
$\sigma_m^n = 288 \text{ kg/cm}^2$	$S^n = 59,4 \text{ t}$	$\sigma^n = 287 \text{ kg/cm}^2$
Abweichung vom Mittelwert . . $S_m = 0,17\%$		
$\sigma_m^v = 444 \text{ kg/cm}^2$	$S^v = 65,5 \text{ t}$	$\sigma^v = 455 \text{ kg/cm}^2$
$\sigma_m^n = 362 \text{ kg/cm}^2$	$S^n = 68,5 \text{ t}$	$\sigma^n = 354 \text{ kg/cm}^2$
Abweichung vom Mittelwert . . $S_m = \pm 2,24\%$		
$\sigma_m = 370 \text{ kg/cm}^2$	$S = 51,0 \text{ t}$	

Bezeichnung: v = vor der Verstärkung  
n = nach der Verstärkung  
+ = Verstärkung  
a = außerhalb der Brücke  
i = innerhalb der Brücke

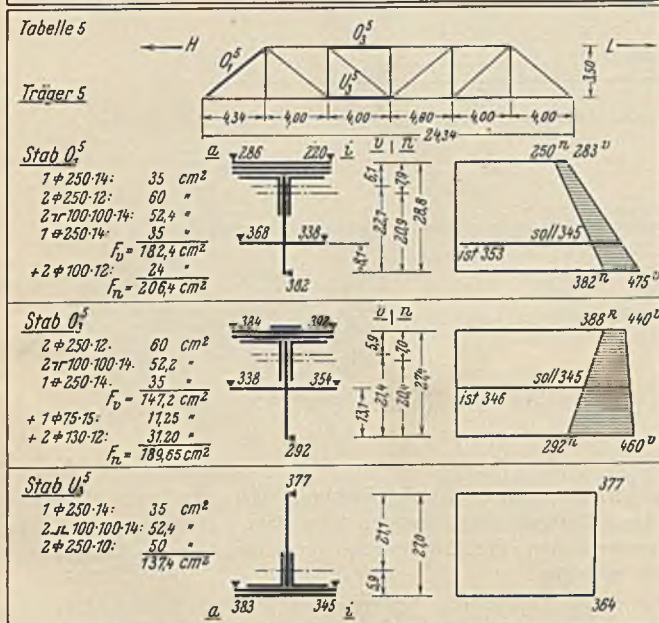
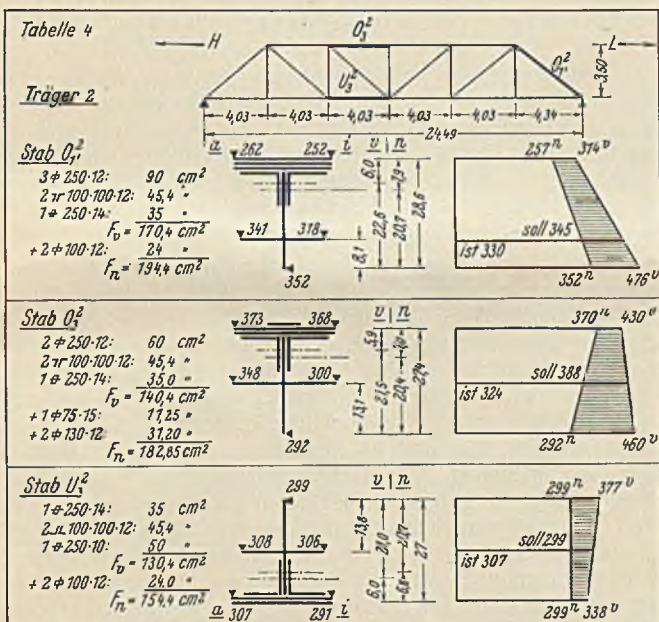


Tabelle 6.

Träger 6		mittlere Spannung	Stabkraft
<b>Stab <math>O_1^6</math></b> 3 $\phi$ 250-10 2 $\pi$ 100-100-12 1 $\phi$ 250-14 + 2 $\phi$ 100-12 $F = 179,4 \text{ cm}^2$		$C_m^N = 286$	$S_1^0 = -51,2$
<b>Stab <math>O_2^6</math></b> 2 $\phi$ 250-10 2 $\pi$ 100-100-12 1 $\phi$ 250-14 + 2 $\phi$ 110-12 $F = 156,8 \text{ cm}^2$		$C_m^N = 367$	$S_2^0 = -57,5$
<b>Stab <math>O_3^6</math></b> 2 $\phi$ 250-10 2 $\pi$ 100-100-10 1 $\phi$ 250-14 + 2 $\phi$ 110-12 $F = 161,6 \text{ cm}^2$		$C_m^N = 382$	$S_3^0 = -61,6$
<b>Stab <math>O_4^6</math></b> 2 $\phi$ 250-10 2 $\pi$ 100-100-12 1 $\phi$ 250-14 + 2 $\phi$ 110-12 $F = 156,8 \text{ cm}^2$		$C_m^N = 307$	$S_4^0 = -48,2$
<b>Stab <math>O_5^6</math></b> 3 $\phi$ 250-10 2 $\pi$ 100-100-12 1 $\phi$ 250-14 $F = 155,4 \text{ cm}^2$		$C_m^N = 290$	$S_5^0 = -45,0$
<b>Stab <math>U_{1,2}^6</math></b> 1 $\phi$ 250-14 2 $\pi$ 100-100-12 $F = 80,4 \text{ cm}^2$		$C_m^N = 265$	$S_{1,2}^0 = +27,4$
<b>Stab <math>U_3^6</math></b> 1 $\phi$ 250-14 2 $\pi$ 100-100-12 1 $\phi$ 250-12 + 2 $\phi$ 80-12 $F = 129,6 \text{ cm}^2$		$C_m^N = 340$	$S_3^0 = +44,1$
<b>Stab <math>U_4^6</math></b> 1 $\phi$ 250-14 2 $\pi$ 100-100-12 2 $\phi$ 250-12 $F = 110,4 \text{ cm}^2$		$C_m^N = 332$	$S_4^0 = +36,7$
<b>Stab <math>U_5^6</math></b> 1 $\phi$ 250-14 2 $\pi$ 100-100-12 $F = 80,4 \text{ cm}^2$		$C_m^N = 142$	$S_5^0 = +17,4$

Ablesung, weil sie mit Spiegelablesung versehen sind, die eine genau die Skala deckende Ablesung des Zeigers ermöglichen.

Abb. 9 zeigt einen Leunerschen Spannungsmesser mit 1000 mm Meßlänge und zwei Tensometer mit 1000 mm Meßlänge, die an einem anstehenden Obergurtstab angebracht sind. Um einwandfreie Meßergebnisse

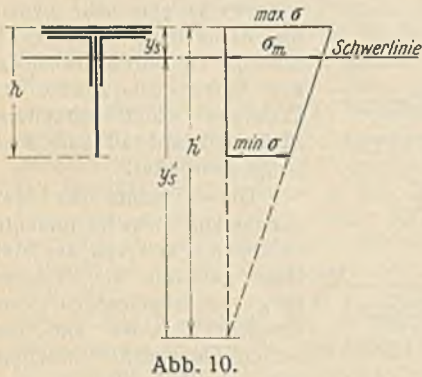


Abb. 10.

zu erhalten, müssen die Instrumente auf dem blanken Eisen ruhen. Die kräftigen Klemmschrauben der Leunerschen Instrumente können bis auf das blanke Metall durch die Farbschicht gedrückt werden. Für das Aufsetzen der Tensometer werden zweckmäßig Kerben mittels eines Vorzeichners, eines Werkzeugstahlstückes mit Schneiden im Abstände der beabsichtigten Meßlängen, durch die Farbschicht des zu messenden Stückes bis in das blanke Metall leicht eingeritzt. In diese Kerben ruhen dann die Meßschneiden des Instrumentes sicher auf, und das zeitraubende Weg-

kratzen der Farbschicht wird auch vermieden. Beide Instrumente ergaben gut übereinstimmende Messungen.

Die Tab. 4 u. 5 geben die mit Leunerschen Instrumenten gemessenen Stabquerschnitte und größten Spannungswerte bei langsam fahrenden Lok. wieder, die Tab. 6 die mit Tensometern gemessenen Spannungswerte des Trägers 6 bei stillstehenden Lok. an, wobei die Achse I der Lok. Nr. 93 895 über dem Querträger des mittleren Pfostens 3 sich befand. Die Spannungsbilder in den Tab. 4, 5 u. 6 zeigen ungleichmäßige Spannungsverteilung. Die Stäbe erleiden also Verbiegungen durch Nebenspannungen, die ihre Ursache in festen Knotenschlüssen und dadurch bedingter außermittiger Verlagerung der Stabkräfte haben. Sonach lassen sich, da äußere Kräfte auf die Fachwerkstäbe nicht einwirken, die mittleren oder axialen Stabspannungen mit den in Abb. 10 angegebenen Bezeichnungen errechnen aus:

$$\sigma_m F = \int_0^h \sigma dF = \max \sigma \int_0^h y' dF = \max \sigma \frac{y_s}{h'} F,$$

also

$$\sigma_m = \max \sigma \frac{y_s}{h'}, \text{ worin } h' = h \frac{\max \sigma}{\max \sigma - \min \sigma}.$$

Das Produkt dieser mittleren Spannung mit dem jeweiligen vollen Stabquerschnitt  $F$  muß die wirksame Stabkraft  $S$  sein. Nach dem unter 1. Lok.-Gewichte Erläuterten können diese aus den Messungen vor und nach der Verstärkung gewonnenen Stabkräfte eines jeden Stabes der theoretischen Forderung nach vollständiger Gleichheit nicht entsprechen. Die Abweichungen von den Mittelwerten sind in kleinen, das Meßergebnis nicht benachteiligenden Grenzen geblieben. Es sind deshalb die mittleren Spannungen der unverstärkten und verstärkten Stäbe in der letzten Spalte der Tab. 4, 5 u. 6 um das Maß der jeweiligen Abweichung vom Mittelwert berichtigt. Hierdurch ist der Einfluß der Veränderlichkeit der Lok.-Gewichte ausgeglichen.

4. Wie ist nun aus den Meßergebnissen der Einfluß der Verstärkungen auf die Spannungsverminderung zu beurteilen?

In allen Verstärkungsteilen sind Spannungen gemessen worden. Die Verstärkungsbleche nehmen also an der Lastaufnahme teil. Die in Tab. 4, 5 u. 6 aufgetragenen Spannungsbilder zeigen aber auch, daß die Spannungswerte in den Verstärkungsblechen die geradlinige Spannungsverteilung nicht oder nur verschwindend wenig stören. Diese Bleche wirken also in Erfüllung des Hookeschen Gesetzes der geradlinigen Spannungsverteilung voll an der Spannungsübertragung mit.

Ferner zeigt sich auch eine gute Übereinstimmung der Produkte aus mittlerer Spannung mal der Querschnittfläche eines Stabes vor und nach der Verstärkung. Die Messung hat aber eine Minderung der Spannungen im Verhältnis der Querschnittvergrößerung ergeben. Aber auch hierdurch ist bewiesen, daß die aufgeschweißten Verstärkungsteile voll tragen. Ein Vergleich zwischen den gemessenen größten Spannungen vor und nach der Verstärkung weist auch auf eine erhebliche Minderung der Verbiegung durch Nebenspannungen. So sind bei Stäben mit starken Verbiegungserscheinungen, wie in Stab  $O_1^2$  Tab. 4 eine Größtminderung von 476 auf 352  $\text{kg/cm}^2$  oder 26%, in Stäben mit kleinen Verbiegungserscheinungen wie in Stab  $U_3^6$  Tab. 6 eine Kleinstminderung von 399 auf 360  $\text{kg/cm}^2$  oder 9,8% gemessen worden. In einem Untergurtstab  $U_3^{6'}$  des Trägers 6, der selbst nicht verstärkt wurde, ist die Spannung vor und nach der Verstärkung der Hauptträger gemessen worden. Die aus den Spannungs-

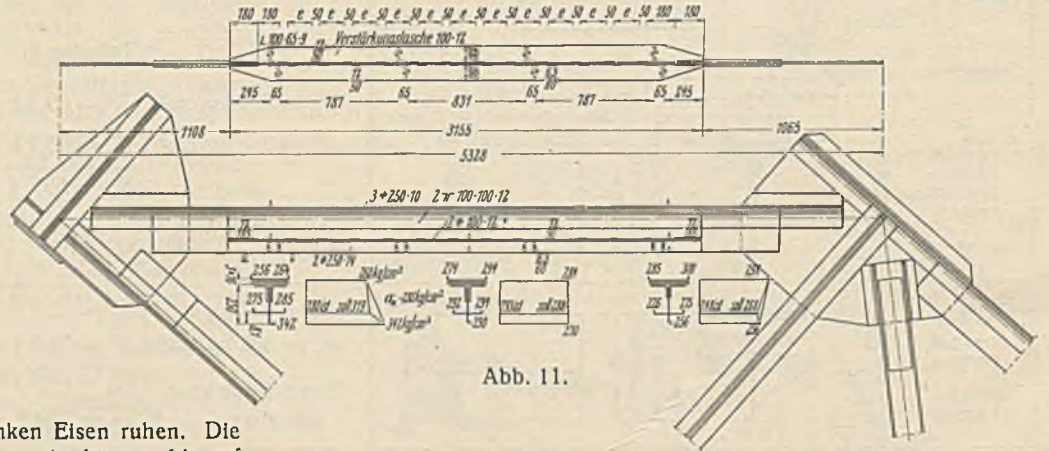


Abb. 11.

messungen [sich ergebende axiale Stabkraft war für beide Messungen innerhalb der zulässigen Abweichungen die gleiche. Hieraus ist zu folgern, daß die verwendeten Meßinstrumente für diese Vergleichsmessungen vollkommen genügten.

Abb. 11 u. 12 zeigen die Spannungen in den beiden End- und mittleren Querschnitten der Stäbe  $O$  und  $U$  des Trägers (6), wie sie sich



aus Tensometerablesungen ergeben haben. Im gedrückten Obergurtstab zeigt das Spannungsbild des mittleren Querschnitts volle Spannungsaufnahme in den Verstärkungsblechen. In den Spannungsbildern der Endquerschnitte bleiben die Spannungswerte der Verstärkungsbleche hinter den Werten der geradlinigen Spannungsverteilung zurück, und zwar mit 280 gegen 319, bzw. 248 gegen 268 kg/cm<sup>2</sup>. Diese Erscheinung ist auch bei den anderen Obergurtstäben des Trägers 6 beobachtet worden. Die Spannungen der Endquerschnitte der Verstärkungsbleche sind jedoch mit 280 und 248 kg/cm<sup>2</sup> größer, als es die theoretische Forderung aus parabolischer Abnahme der Spannungen verlangt, die hier nach Abb. 12:

$$288 \left( 1 - \frac{1,108 \cdot 4,207}{5,315^2} \right) = 240 \text{ und } 288 \left( 1 - \frac{1,065 \cdot 4,250}{5,315^2} \right) = 242 \text{ kg/cm}^2$$

betragen müßten. Sie nehmen also im Anfang schon weit mehr als erforderlich an der Spannung teil.

Im gezogenen Untergurtstab erfüllen die gemessenen Spannungen das Gesetz der geradlinigen Spannungsverteilung im Mittel wie auch in den Endquerschnitten. Hier nehmen die Verstärkungsbleche entsprechend

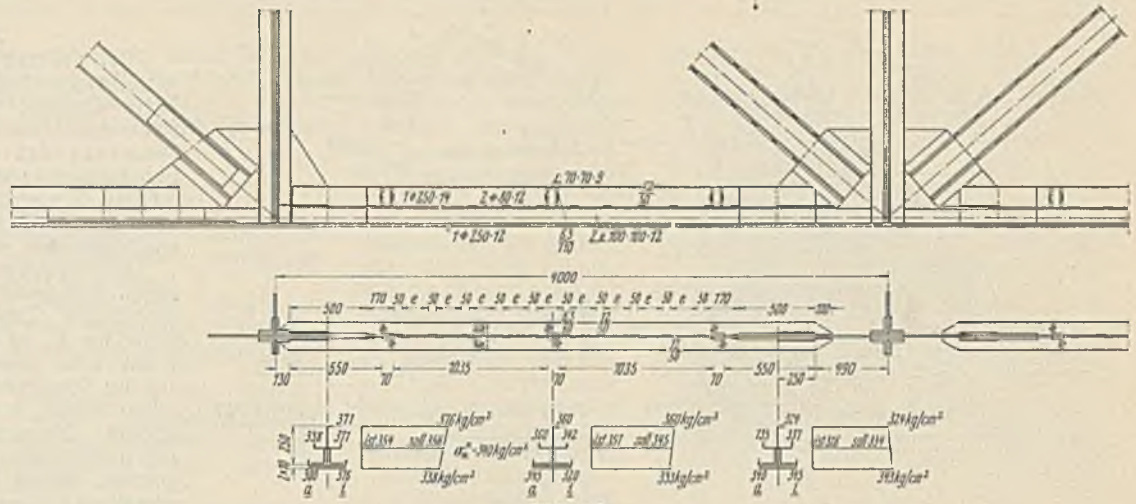


Abb. 12.

der theoretischen Voraussetzung an der Spannungsübertragung auf ganzer Länge voll teil. Das ist auf den Anschluß des Verstärkungsbleches an das Knotenblech zurückzuführen. Die Biegungs- und Spannungsmessungen haben also gezeigt, daß die mittels „Elektrischer Lichtbogenschweißung“ ausgeführten Verstärkungen den theoretischen Erwartungen voll entsprechen. Die Brücke ist durch die Verstärkung für die Aufnahme des Lastenzuges „E“ tragfähig geworden.

Alle Rechte vorbehalten.

## Die neuen holländischen Winddruckbestimmungen.

Von Dr.-Ing. H. Seitz VDI, Stuttgart.

Das von einem Ausschuß der Niederländischen Normenkommission unter dem Vorsitz von Prof. Schoemaker, Delft, bearbeitete Normenblatt N 790 „Technische Grundlagen für Bauvorschriften, Windbelastungen“, ist abgeschlossen und vor kurzem der Öffentlichkeit übergeben worden. Die neuen „Holländischen Vorschriften“ enthalten viele wertvolle Festsetzungen, die für die Neufassung der deutschen Winddruckbestimmungen als Vorbild dienen können und deshalb im folgenden wiedergegeben sind.

Der Einfluß des Windes wird durch die Annahme von Luftüberdruck bzw. -unterdruck (Sog) berücksichtigt. Diese Kräfte wirken jeweils lotrecht zu den betrachteten Flächen und errechnen sich als Produkt aus getroffener Fläche  $F$ , Staudruck  $q$  und Widerstandsbeiwert  $c_w$ <sup>1)</sup>.

Der Staudruck verkörpert die Eigenschaften des stärksten, der Berechnung zugrunde zu legenden Windes. Er ist abgestuft je nach der Entfernung von der Küste der Nordsee und nach der Höhenlage über dem umgebenden Gelände. Bis zu 20 m Höhe gilt im allgemeinen  $q = 70 \text{ kg/m}^2$  ( $v = 32,5 \text{ m/sek}$ ), für einen etwa 20 bis 30 km breiten Gebietstreifen entlang der Küste jedoch  $q = 85 \text{ kg/m}^2$  ( $v = 36,8 \text{ m/sek}$ ). Unmittelbar an der See erhöht sich diese Zahl auf  $100 \text{ kg/m}^2$  ( $v = 40 \text{ m/sek}$ ).

Über 20 m Höhe ist eine Zunahme des Winddrucks um je  $1,5 \text{ kg/m}^2$  für jedes Meter Höhe bis zu 40 m vorgesehen. Über 40 m Höhe wird mit einer weiteren Zunahme der Windgeschwindigkeit nicht gerechnet, es gelten demnach hier gleichbleibend  $q = 130 \text{ kg/m}^2$  ( $v = 45,5 \text{ m/sek}$ ) an der Küste selbst,  $q = 115 \text{ kg/m}^2$  ( $v = 42,8 \text{ m/sek}$ ) bis zu 20 bis 30 km Entfernung von der Küste und  $q = 100 \text{ kg/m}^2$  ( $v = 40 \text{ m/sek}$ ) weiter landeinwärts. Für Schornsteine gilt, ohne daß Gründe für diese Sonderstellung angegeben sind, ein Staudruck von  $(120 + 0,6h) \text{ kg/m}^2$ , wobei  $h$  die Gesamthöhe des Schornsteins in Metern gegenüber dem umliegenden Gelände ist.

Der Widerstandsbeiwert  $c_w$  ist abhängig von der Gestalt des windgetroffenen Körpers. Will man eine gute Übereinstimmung zwischen Windbelastungsannahmen und den durch Windkanalversuche aufgeklärten Tatsachen erzielen, so muß man eine weitgehende Unterteilung der bei Bauwerken vorkommenden Möglichkeiten in Kauf nehmen. Die holländischen Vorschriften unterscheiden folgende Fälle:

A. Geschlossene Gebäude. Auf die Außenseite bezogen betragen die  $c_w$ -Werte (+ für Überdruck, — für Sog):

1. auf der Windseite für senkrechte und bis einschl. 65° geneigte Flächen . . . . . + 0,9  
für Flächen mit kleinerer Neigung als 65°, wenn  $\alpha$  der Neigungswinkel in Grad ist, . . . . . + 0,02  $\alpha$  — 0,4
2. windab bei allen Neigungen . . . . . — 0,4
3. für Flächen, die mit der Windrichtung gleich laufen . . . . . — 0,4
4. für Teile von Wänden bis zu einer größten Oberfläche von 15 m<sup>2</sup> . . . . . + 1,2
5. für Windträger u. dgl., die die Windlast an den Giebeln und auf mehr als vier Endbinderfelder der Längswände aufnehmen, können die unter 1. und 2. genannten Werte um 15% vermindert werden.

<sup>1)</sup> Der Staudruck ist definiert durch die Gleichung  $q = \frac{1}{2} \rho v^2$ , wo  $\rho$  die Dichte der Luft,  $v$  die Windgeschwindigkeit in m/sek ist. Mit genügender Genauigkeit kann  $q = \frac{1}{10} v^2$  gesetzt werden. Der Staudruck

Bei geschlossenen Gebäuden unter 20 m Höhe, bei denen Zwischenwände und Fußböden ausreichende Versteifung geben, braucht die Hauptkonstruktion nicht auf Windbelastung gerechnet zu werden. Ausdrücklich ist darauf hingewiesen, daß entlang von Dach- oder Wandkanten ansehnlich höhere Unterdrücke örtlich vorkommen können, als sie sich mit dem Beiwert — 0,4 errechnen, und daß es nötig ist, die Dachdeckung und Wandverkleidung vor allem solchen Kanten entlang gut zu befestigen.

B. An einer Seite offene Bauten. Für die Außenseiten gelten hier die unter A. genannten Beiwerte, während zugleich innerhalb des Bauwerks ein Überdruck mit dem Beiwert + 0,6 gerechnet wird, wenn die offene Seite gegen den Wind zu liegt, und mit einem Unterdruck mit Beiwert — 0,3, wenn die offene Seite windab oder gleichlaufend mit der Windrichtung liegt.

C. Freistehende Dächer ohne Wände. 1. Satteldächer werden bei Wind von einer und derselben Seite auf zweierlei Weise (a und b) berechnet, wofür die folgenden Beiwerte, bezogen auf die Oberseite des Daches, gelten:

Dachneigung	dem Wind zugekehrte Dachseite	windab gelegene Dachseite
a) { 0° bis 20°	— 1,2	— 0,4
{ 30° und mehr	— 0,8	— 0,8
b) { 0°	+ 1,2	+ 0,4
{ 10° bis 20°	+ 0,48 $\rho^2$	0,0
{ 30°	+ 0,8	— 0,4
{ $\beta$ ° mehr als 30°	+ 0,8	— 0,4 — $\frac{\beta}{300}$

Der ungünstigste Belastungsfall ist maßgebend. Für umgekehrte Satteldächer (V-förmige Dächer) gelten dieselben Beiwerte, jedoch auf die Unterseite der Dachflächen bezogen.

2. Für einseitige Pultdächer gelten die folgenden Beiwerte, bezogen auf die Oberseite des Daches (+ und — abhängig von der Windrichtung):

Dachneigung	dem Wind zugekehrte Dachhälfte	windab gelegene Dachhälfte
0° bis 10°	+ oder — 1,2	+ oder — 0,4
40°	+ oder — 1,8	+ oder — 1,0.

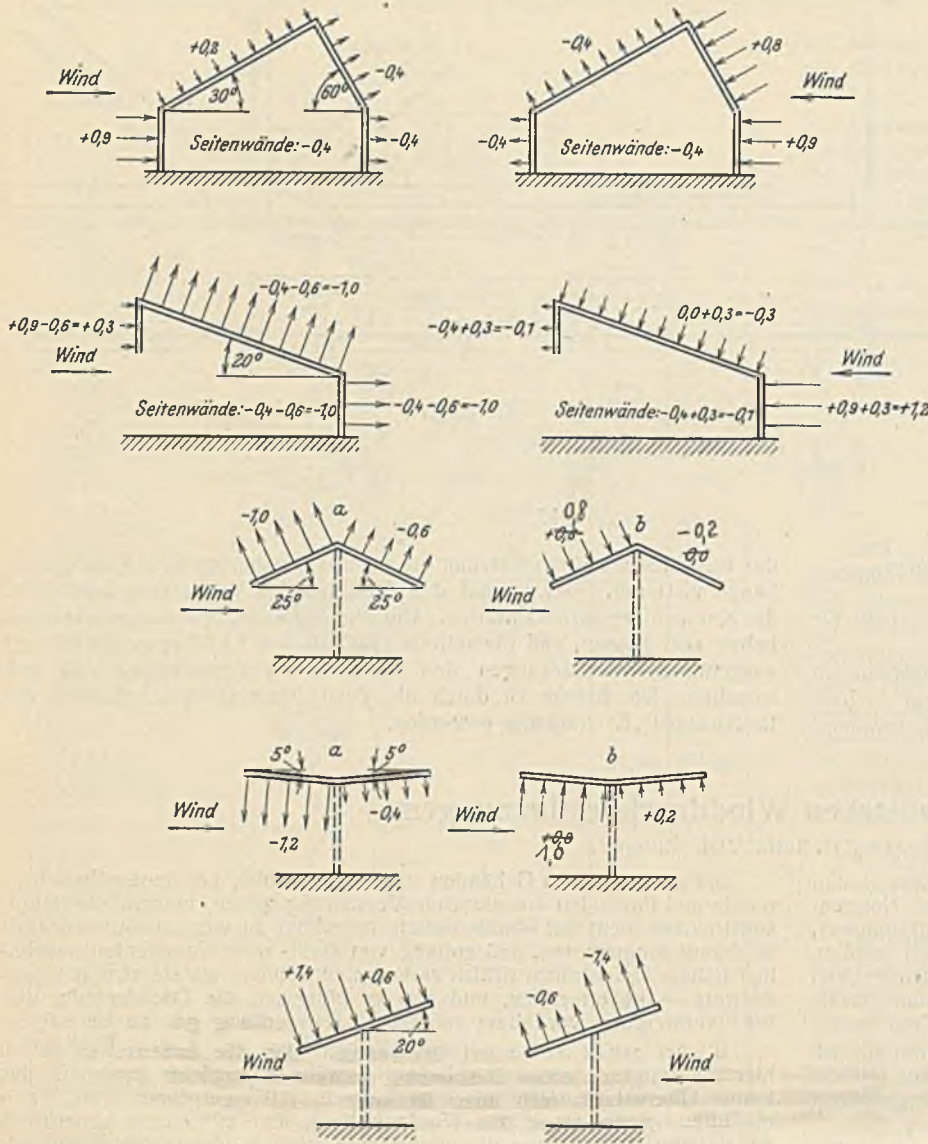
Für die dazwischenliegenden Neigungen werden die Beiwerte geradlinig eingeschaltet.

D. Freistehende Wände. Über- und Unterdruck zusammen 1,4.

E. Offene Fachwerke. Über- und Unterdruck zusammen 1,6. Bei zwei hintereinander liegenden offenen Fachwerken gilt für das rückwärtige Fachwerk der Beiwert 1,2. Diese Beiwerte gelten für die Projektionsfläche der Stäbe auf die durch die Stabachsen gelegte Ebene.

F. Schornsteine mit Kreisquerschnitt. Beiwert für Staudruck und Sog zusammen 0,67. Dieser Wert gilt für die projizierte Oberfläche.

Ist der theoretische Höchstwert des Überdrucks, der durch Umwandlung der Bewegungsenergie in Druck entstehen kann und in Wirklichkeit nur in der Mitte windgetroffener Flächen annähernd voll erreicht wird, während gegen den Rand der Flächen hin der Überdruck abnimmt. Den im folgenden genannten Staudruckwerten ist in Klammern jeweils die entsprechende Windgeschwindigkeit beigelegt.



## Schlußbemerkungen.

Bei dauernd windgeschützter Lage dürfen die nach vorstehenden Angaben errechneten Winddrücke um bis zu 50% ermäßigt werden. Gleichzeitiges Auftreten von Schneelast und Winddruck wird nicht berücksichtigt. Diese von den deutschen Gepflogenheiten abweichende Berechnungsweise ist darauf zurückzuführen, daß die größten Windgeschwindigkeiten, wie sie in den holländischen Vorschriften vorgesehen sind, nie zu derselben Zeit wie Schneelast eintreten.

Bei Nachweisen der Standsicherheit von Bauwerken gegen Umkippen ist mit mindestens 1,5facher Sicherheit zu rechnen. Dabei sind die oben angeführten Staudruckwerte um  $\frac{1}{4}$  zu erhöhen. Wo das Eigengewicht des Bauwerks oder eines Teils davon einen günstigen Einfluß auf die Standsicherheit bzw. auf die Belastung von Unterteilen ausübt, wird es nur mit  $\frac{2}{3}$  bzw.  $\frac{5}{8}$  in Rechnung gestellt. Die nach oben gerichtete Zugkraft in einer Stütze soll nicht größer werden als  $\frac{2}{3}$  der Druckkraft aus Eigengewicht, einschl.  $\frac{2}{3}$  des Gewichtes von etwa an der Stütze verankerten Mauerwerk- oder Betonmassen. Wo in einem Stab eines Fachwerkträgers keine Druckkräfte eintreten sollten dadurch, daß z. B. aus Eigengewicht eine Zugkraft von 8,5 t und durch andere Belastungen eine Druckkraft von mindestens 8,5 —  $\frac{5}{8} \cdot 9 = 1,0$  t berücksichtigt werden.

Die Widerstandsbeiwerte für die verschiedenen Gebäudeformen und Belastungsfälle erscheinen für den Anfang etwas umständlich. N 790 gibt in seinen Erläuterungen eine Anzahl von Abbildungen, die die vorgeschriebenen Widerstandsbeiwerte veranschaulichen und als Abb. 1 bis 10 hier wiedergegeben sind.

Die größere Umständlichkeit der neuen Berechnungsweise gegenüber den bisherigen deutschen Bestimmungen ist nicht zu leugnen. Ebenso wenig darf man aber verkennen, daß die meisten Sturmschäden, die heutzutage vorkommen, obwohl die Windlasten vorschriftsmäßig beachtet wurden, unterblieben wären, wenn man bei der Ausführung nach den neuen holländischen Vorschriften gehandelt hätte. Es soll damit keineswegs einer durchgehenden Erhöhung der Anforderungen das Wort geredet werden. Im Gegenteil: wie überall, wo in der Technik ein rohes Verfahren durch ein feineres ersetzt wird, wird auch hier neben einer Verschärfung in Einzelfällen eine Milderung der Anforderungen im allgemeinen Platz greifen können. Im ganzen genommen, muß ein sparsameres Bauen zu erzielen sein.

*Berichtigung s. Bauz. 34, S. 16*

## Vermischtes.

**Zum 60. Geburtstage von G. Kapsch.** Am 13. Dezember d. J. vollendete Dr.-Ing. ehr. Georg Kapsch, der Ordinarius für Statik und Eisenbau an der Technischen Hochschule München, sein sechzigstes Lebensjahr. Er sah sich schon als Jüngling auf eigenen Erwerb angewiesen. Auf dem technischen Büro der Wiener Brückenbauanstalt R. Ph. Wagner fand er in seinem Oberingenieur Paul Neumann, dem nachmaligen Professor an der Deutschen Technischen Hochschule Brünn, einen selbstlosen Lehrer und Förderer seiner großen Begabung für alles Mathematisch-Technische. Als 25-jähriger trat er in die Dienste der MAN, deren Brückenbauabteilung er zwei Jahrzehnte hindurch als Ingenieur, Bürochef und schließlich als Oberingenieur angehörte. Aus der Fülle der zahllosen Entwürfe und Ausführungen, die in dieser Zeit unter Kapschs maßgebender Mitarbeit und größtenteils unter seiner Führung entstanden, seien nur einige erwähnt, die in der Fachwelt besondere Beachtung fanden, wie z. B. die unter der Leitung von Bohny aufgestellten preisgekrönten Entwürfe für eine Straßen- und Eisenbahnbrücke über den Hafen von Sydney, deren erster eine Kabelbrücke mit einer Mittelöffnung von 549 m darstellte, die Weserbrücke in Nienburg (Sichelbogen) und die Straßenbrücke über den Rhein zwischen Ruhrort und Homberg, die mit einer Mittelöffnung von 203 m bis zum Jahre 1929 die größte Spannweite unter allen Rheinbrücken hatte. 1907 übertrug die MAN Kapsch die verantwortliche Leitung des Entwurfsbüros für die sämtlichen Stahlüberbauten der neuen Hamburger Hochbahn. Nicht weniger als 57 Einzelbrücken der verschiedensten Systeme, über 4 km Stahlviadukte und zahlreiche Stationsgebäude waren für diese Anlage auszuführen. Während des Krieges war Kapsch größtenteils mit dem Wiederaufbau zerstörter Brücken beschäftigt.

Mitte 1918 übernahm Kapsch die Oberleitung der technischen Büros der Gesellschaft Harkort in Duisburg. Zu Beginn 1920 schied er aus diesem großen Wirkungskreis aus, um die ihm angebotene Lehrkanzel für Brückenbau an der Technischen Hochschule Graz zu übernehmen. Hier zählte er bald zu den angesehensten Mitgliedern des Kollegiums, was u. a. auch durch seine Wahl zum Rektor für das Studienjahr 1927/28 zum Ausdruck kam. Ein Jahr später entschloß er sich, den ihm angebotenen Lehrstuhl in München anzunehmen, wohn er gegen Ende 1928 übersiedelte.

Kapsch ist schon frühzeitig mit wissenschaftlich-technischen Veröffentlichungen hervorgetreten, die sich auf Nietverbindungen, auf die Berechnung von Querrahmen und Knickstäben, auf Nebenspannungen,

auf statisch unbestimmte Systeme sowie auf die Beschreibung von ihm ausgeführter Konstruktionen beziehen. 1927 erhielt er von der Stadt Köln den Auftrag, die amtliche Prüfung der Berechnungen und Pläne für die zu erbauende neue Rheinbrücke bei Köln-Mülheim durchzuführen und eine eingehende Beschreibung dieses Bauwerkes zu bearbeiten<sup>1)</sup>.

Kapsch gehört zu den wenigen Brückenbauern, die das Fach theoretisch wie konstruktiv mit gleicher Meisterschaft beherrschen und die auch als Lehrer aus dem Born reicher persönlicher Fachausübung schöpfen können. Die Technische Hochschule Stuttgart hat ihn wegen seiner fachlichen Bedeutung vor zehn Jahren zu ihrem Ehrendoktor ernannt. Mögen dem als gemüthlichem Menschen auch mit allen gelstigen und ideellen Werten eng verbundenen Freunde und Fachkollegen noch viele Jahre erfolgreichen kraftvollen Schaffens vergönnt sein! Brunner.

**Schutz von Schwimmerpegeln gegen Einfrieren.** Bei vielen, an offenen Gewässern stehenden Schwimmerpegeln ist es unmöglich, einen Schutz des Schwimmerrohres anzubringen, der das Gefrieren des Wassers im Rohr und damit ein Festsetzen des Schwimmers verhindert. Bei den Schwimmerpegeln an der Unterweser, die im Tidebereich des Stromes stehen, wurde versucht, die Frostsicherheit durch eine doppelte Ummantelung des Schwimmerrohres mit Torfmüllfüllung zu erreichen. Doch froren diese Röhre danach schneller als vorher ein, wo sie noch einfache Wandungen hatten. Ich führe das auf den Wegfall der Tageserwärmung zurück. Dann wurden Zugaben von Öl, Petroleum oder Glycerin zum Wasser im Rohr versucht, aber alles ohne Nutzen. Diese Flüssigkeiten verschwanden in kurzer Zeit spurlos. Schließlich führte die tropfenweise Zuführung von Brennspritus — möglichst so, daß der Tropfen zwischen Schwimmer und Wandung ins Wasser fällt — zu einem vollen Erfolg, so daß im vorigen Winter selbst bei Frost von 10 bis 20° nicht die geringste Störung der Pegel eintrat. An Spiritmenge genügen 6 Tropfen in der Minute.

Als Tropfgefäße werden einfache Blechkannen mit durchlöcherter Schraubenschluß und einem kleinen Drehhahn — besser Niederschraubhahn — verwendet.

Gwinner, Baurat.

<sup>1)</sup> G. Kapsch, Die neue Rheinbrücke Köln-Mülheim. Berlin 1929, Wilh. Ernst & Sohn.

Der XVI. Internationale Schifffahrtkongreß soll im Herbst 1935 gelegentlich einer Weltausstellung, die anlässlich der Hundertjahrfeier der Unabhängigkeit Belgiens geplant ist, in Brüssel stattfinden.

Für die Beratungen sind zwei Abteilungen mit folgendem Programm in Aussicht genommen:

I. (Binnenschifffahrt).

1. Frage<sup>\*)</sup>. Untersuchungen über die Einwirkung von:
  - a) Wellenbewegungen und Längsströmungen in Kanalhaltungen, die an Schleusen mit starkem Gefälle anschließen, namentlich infolge rascher Füllung und Entleerung dieser Bauwerke,
  - b) Erhöhungen oder Senkungen des Wasserspiegels infolge von Schwankungen in der natürlichen oder künstlichen Wasserversorgung oder unter dem Einfluß der in den langen Haltungen vorherrschenden Winde
 auf den Schifffahrtbetrieb und auf die Haltbarkeit der Ufer und des Bettes von Kanälen und kanalsierten Flüssen. Abhilfemaßnahmen.
2. Frage. Regelung der Stauhöhe in den Haltungen und des Abflusses unterhalb der letzten Staustufe in kanalsierten Flüssen bei ausgenutzter bzw. nicht ausgenutzter Wasserkraft.
3. Frage<sup>\*)</sup>. Regulierung eingedeichter, freifließender Flüsse und Ströme, soweit sie gleichzeitig die Verbesserung der Schifffahrtverhältnisse und den Schutz des Ufers und der Vorländer zum Ziele hat.
1. Mitt.<sup>\*)</sup>. Querschnittsform und Art der Böschungsbefestigung von Kanälen, kanalsierten oder freifließenden Flüssen in bezug auf ihre Widerstandsfähigkeit gegen die zerstörenden Wirkungen, die durch die Schleppschifffahrt oder durch selbstfahrende Fahrzeuge verursacht werden. Ergebnisse.
2. Mitt.<sup>\*)</sup>. Neue Arten beweglicher Wehre. Größte Abmessungen jeder Wehrrart. Anordnung der festen und beweglichen Teile dieser Wehre und Vorkehrungsmaßnahmen gegen Unterläufigkeit.
3. Mitt. Bedeutung der Binnenschifffahrtstraßen im Gesamtverkehrsnetz eines Landes.

II. (Seeschifffahrt).

1. Frage<sup>\*)</sup>. Anlage der äußeren Werke und Maßnahmen zur Erhaltung der Wassertiefe in Häfen an sandigen Küsten und an Hafmündungen. Ergebnisse.
2. Frage. Bauweise senkrechter Hafendämme. Einwirkung des Seeganges. Grundlagen für Berechnung und Entwurf. Ergebnisse vorliegender Erfahrungen.
1. Mitt. Abmessungen der Bauten der Seehäfen, insbesondere der Schleusen, Kais, Ausbesserungsdocks, festen und beweglichen Brücken (Breite der Schifffahrtöffnungen bzw. freie Durchfahrthöhen), Querschnitt, Tiefe und Linienführung der Zufahrtstraßen unter Berücksichtigung der künftig zu erwartenden Abmessungen der großen Fahrgastschiffe.
2. Mitt. Kräftige Bagger und sonstige Geräte zur Beseitigung von Felsen. Antrieb durch Dampfmaschinen, elektrische oder Verbrennungsmotoren, Leistung, größte erreichbare Tiefe, Leistungen bei schlechtem Wetter. Arten der Aufmessung des Baggerguts und der Selbstkostenermittlung je m<sup>3</sup> gebaggerten Bodens.
3. Mitt. Neuere Beispiele für die Gründung von Kai- und Schleusenmauern auf schlechtem Untergrunde. Einfluß des Grundwasserstandes (Wasserstand hinter der Mauer) und seiner Schwankungen. Beobachtungen und Ergebnisse.

Zur Vorbereitung der Beratungen in Brüssel sollen rechtzeitig vor Beginn des Kongresses aus allen beteiligten Ländern Berichte erstattet, in den drei Kongreßsprachen (deutsch, französisch und englisch) gedruckt und an die Kongreßteilnehmer und sonstige Interessenten versandt werden. Die Abhandlungen sollen sich nicht in Allgemeinheiten verlieren oder die ganze Entwicklung eines Gegenstandes behandeln, sondern, um die Ingenieure aller Länder über die gewonnenen Erfahrungen auf dem laufenden zu erhalten, kurz dartin, welche Feststellungen der Bericht-erstatte gemacht hat.

Bei den mit \*) versehenen Fragen und Mitteilungen können auch die aus Modellversuchen abgeleiteten Ergebnisse behandelt werden.

Jedes in dem Verbands vertretene Land kann zu jeder Frage oder Mitteilung nur einen Bericht liefern. Gegebenenfalls haben sich mehrere Sachverständige zu einem gemeinsamen Bericht zu vereinigen. Anträge auf Beteiligung an der Berichterstattung sind für Deutschland an den Vorsitzenden der Deutschen Delegation in dem Internationalen Verbands für Schifffahrtkongresse, Ministerialdirektor Dr.-Ing. Gährs, Berlin W8, Wilhelmstr. 80, zu richten.

**Spritzmaschine für Teer und Bitumen.** Damit die Flüssigkeit, namentlich das Bitumen, nicht bereits im Spritzschlauch anfängt zu erstarren, ist an den gewöhnlichen Spritzmaschinen für Ausbesserungen oder Neubauten von Teerstraßen die Spritzpumpe in einen Wärmeschrank eingebaut, durch den aber die nutzbare Maschinengröße verringert wird. Außerdem hat bei dieser Bauart die Spritzpumpe leicht eine andere Temperatur als die Flüssigkeit.

An den Spritzmaschinen nach beistehender Abbildung (von Hermann Meyer, Ballenstedt) ist daher die Handpumpe zur Erzeugung des Spritzdruckes in den Kessel verlegt, wo sie von der heißen Spritzflüssigkeit umspült wird. Mit der Erwärmung der auszuspritzenden Stoffe wird dann auch die Pumpe gleichmäßig erhitzt und kann nie eine andere Temperatur als die Flüssigkeit annehmen. Sollte die Pumpe, die sich leicht ausbauen läßt, undicht werden, so fließen die Stoffe nicht in die Feuerung wie bei anderen Bauarten, sondern bleiben im Kessel. Die Heizgase werden um den liegenden Kessel mit 250, 350, 400 oder 500 l

Inhalt, der aus dem Ofenmantel leicht herausnehmbar ist, zwangläufig mehrfach herumgeführt, ehe sie in den Schornstein entweichen. Die Spritzstoffe werden vor dem Eintritt in den Schlauch zweimal gesiebt. Das eine Sieb befindet sich im Kessel vor der Pumpe, das andere in einem Druckfilter, in dem die Spritzstoffe ein feineschichtiges Filtersieb unter Druck durchströmen. Auf dem Kesseldeckel sind Halteeisen einer einfachen Faßaufrollvorrichtung ohne Winde (s. Abb.) oder eine zusammenklappbare Schrotleiter mit einer Winde angebracht.



Teer- und Bitumenspritzmaschine, bei der die Handspritzpumpe in den Kessel verlegt ist.

An Stelle einer Kohlenfeuerung kann eine Ölheizung oder eine Vereinigung einer Kohlen- und Ölheizung eingebaut sein. Bei der Ölfeuerung wird ein Vergaserbrenner benutzt, der in Verbindung mit einem Öldruckkessel und einer Handluftpumpe arbeitet.

R.—

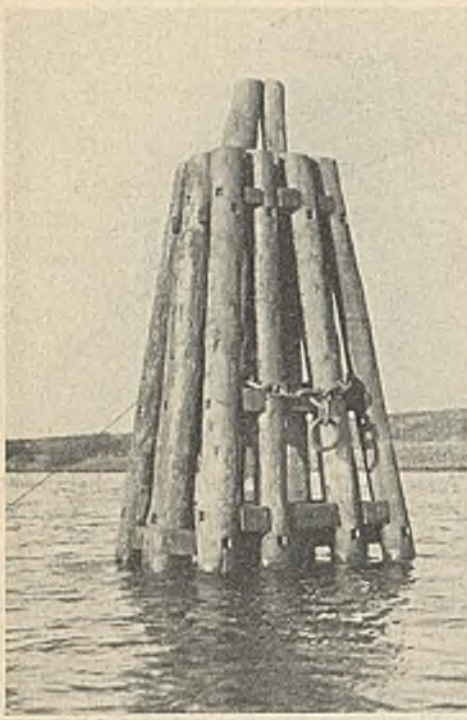
**Über die Wirtschaftlichkeit der Teeröltränkung kieferner Dalben und Reibepfähle nach dem Rüping-Verfahren.** In diesem in Bau-techn. 1933, Heft 37 u. 38, veröffentlichten Aufsatz kommt der Verfasser, Herr Regierungsbaumeister a. D. Schaubberger, trotz sehr vorsichtiger Annahme für die Lebensdauer getränkter Pfähle zu dem Ergebnis, daß die Tränkung der Pfähle wirtschaftlich ist (s. besonders S. 519). Es ist zu begrüßen, daß damit diese teilweise noch umstrittene Frage von unparteiischer Seite aus wissenschaftlich und praktisch beleuchtet worden ist. Den Ausführungen läßt sich nur zustimmen. Sie sollen nachstehend noch unterstrichen werden durch näheres Eingehen auf zwei Punkte, die in dem Aufsatz nur kurz gestreift worden sind. Dabei sei vorweg bemerkt, daß für den Bereich der Preuß. Wasserbauverwaltung die Tränkung von der Fäulnis ausgesetzten Holzteilen allgemein angeordnet ist durch Erlaß des Herrn Ministers für Handel und Gewerbe vom 20. Dezember 1930 Va 7399 Vtr./II/VI 6752 Fr. (s. Ministerialblatt der Handels- und Gewerbeverwaltung).

1. Von den Gegnern der Pfahltränkung wird ins Feld geführt, daß sie sich nicht lohne, da die Pfähle meist nicht ihr natürliches Lebensalter durch Fäulnis erreichen, sondern durch mechanische Zerstörung vorzeitig abgingen. Es braucht nicht bestritten zu werden, daß bei Dalben und Reibepfählen an besonders gefährdeten Stellen die Gefahr vorzeitiger Zerstörung durch mechanische Angriffe, sei es durch Havarien oder durch Abscheuern, vorhanden ist. Derartige Pfähle gegen Fäulnis zu tränken, würde bei zu kurzer Lebensdauer natürlich im allgemeinen unwirtschaftlich sein. Doch kann, wie nachstehend unter 2. nachgewiesen wird, selbst in solchen Fällen die Tränkung wirtschaftlich sein, weil sie bauliche Vorteile bietet, die die Kosten der Tränkung wettmachen. Zu beachten ist auch, daß nach den Ermittlungen Schaubbergers bereits eine Erhöhung der Lebensdauer um nur  $\frac{1}{3}$  bzw.  $\frac{1}{5}$  der Lebensdauer ausreicht, um die Tränkung wirtschaftlich zu rechtfertigen. Die meisten Dalben gehen jedoch durch Fäulnis ab, und es empfiehlt sich, diese Dalben festzustellen und bei Erneuerung zu tränken.

Da die Anzahl der vorzeitig mechanisch zerstörten Pfähle von den Gegnern der Tränkung offenbar überschätzt und aus diesem Grunde die Tränkung abgelehnt wird, sei erwähnt, daß das Preuß. Wasserbauamt Harburg-Wilhelmsburg in den Jahren 1927 bis 1931 die in den Kriegs- und Nachkriegsjahren entstandenen Versäumnisse in der Instandsetzung der Dalben und Reibepfähle nachgeholt und dabei in diesen fünf Jahren nicht weniger als 60% der gesamten von ihr zu unterhaltenden Dalben und Reibepfähle wegen Fäulnis erneuert hat. Ferner ist für den Harburg-Wilhelmsburger See- und Binnenschiffhafen an Hand einwandfreier statistischer Unterlagen zahlenmäßig untersucht worden, wie groß der Anteil der mechanisch zerstörten Pfähle ist. Es hat sich das überraschend günstige Ergebnis gezeigt, daß nur etwa 15% der Reibe- und Dalben-pfähle durch mechanische Zerstörung vorzeitig abgehen, während die übrigen 85% ihr volles natürliches Lebensalter erreichen und durch Fäulnis abgehen. Dabei ist hervorzuheben, daß in Harburg-Wilhelmsburg in bezug auf mechanische Zerstörung der Pfähle die Verhältnisse keineswegs günstiger liegen als im Durchschnitt bei anderen Häfen, sondern eher ungünstiger. Im übrigen ist auch bei den 15% der vorzeitig abgehenden Pfähle, soweit diese getränkt sind, der Kostenaufwand für das Tränken nur zum Teil vergeblich gewesen, da sie, soweit sie nicht wieder gerammt werden können, zu Schnittholz verarbeitet werden und auch bei dieser Wiederverwendung die Tränkung weiterwirkt.

Der Einwand, die Tränkung sei wegen vorzeitiger mechanischer Zerstörung der Pfähle unwirtschaftlich, ist also nicht stichhaltig. Vielmehr werden sich unter normalen Verhältnissen in jedem Hafen in mehr oder minder großem Umfange Pfähle und Pfahlgruppen finden, für die die Tränkung wirtschaftlich ist.

2. Bei Havarien brechen die Pfähle eines Dalbens erfahrungsgemäß an der Einspannungsstelle im Boden, d. h. bei den Verhältnissen der Nordseehäfen etwa 1 bis 1,50 m unter der Sohle. Zur Erhöhung der



Widerstandsfähigkeit der Dalben ist es daher erwünscht, die Pfähle mit dem dicken Ende nach unten zu rammen. Bei den über die Fäulnisgrenze hinausragenden ungetränkten Pfählen ist aber ein derartiges waldrlechtes Rammen nicht zweckmäßig, da der Splint über Wasser in wenigen Jahren vermorscht und sich ablöst. Dadurch würde das an sich schon dünne Zopfende — wo zudem der Splint verhältnismäßig stärker ist im Vergleich zum Kern als am Stammende — zu schwach werden und seinen Zweck nicht mehr erfüllen. Mancherorts ist man daher bei ungetränkten Seedalben dazu übergegangen, die inneren Pfähle unter der Fäulnisgrenze enden zu lassen und waldrlecht zu rammen und nur die höher hinaufragenden äußeren Pfähle zopfrecht zu rammen.

Die Tränkung gewährt, wie die eingangs genannte Abhandlung bereits angedeutet hat, demgegenüber den Vorteil, daß in einem solchen Falle sämtliche Dalbenpfähle waldrlecht gerammt werden können. Die Widerstandsfähigkeit derartiger Dalben ist erheblich höher als bei ungetränkten Pfählen, und zwar ohne daß ein Mehr an Beschaffungskosten eintritt. Wie groß die Bedeutung dieser besseren baulichen Ausnutzungsmöglichkeit der Pfähle ist, soll an einem Beispiel erläutert werden:

In Harburg-Wilhelmsburg sind vor einigen Jahren mehrere 12-pfählige Seeschiffdalben aus waldrrecht gerammten getränkten Pfählen hergestellt (s. Abb.) und haben sich in dieser Form bisher gut bewährt. Die Pfähle sind 20 m lang und stecken 6 m tief im Boden. Bei einem Mitterndurchmesser von 50 cm beträgt nach Maßgabe der Holzabnahmelisten der mittlere Zopfdurchmesser 38 cm und der mittlere Stammdurchmesser 62 cm. Danach ergibt sich der Durchmesser an der Einspannungsstelle, 5 m vom Pfahlende entfernt:

- a) bei waldrlechter Rammung zu  $D = 57$  cm,
- b) „ zopfrecter „ „  $D = 43$  „

Demersprechend beträgt das Widerstandsmoment an der Einspannungsstelle:

a) bei waldrlechter Rammung:  $W = \frac{\pi \cdot 57^3}{32} = 18\ 181$  cm<sup>3</sup>,

b) „ zopfrecter „ :  $W = \frac{\pi \cdot 43^3}{32} = 7\ 806$  „

d. h. für das vorliegende Beispiel hat der Dalbenpfahl im gefährdeten Querschnitt an der Einspannungsstelle bei waldrlechter Rammung mehr als das doppelte Widerstandsmoment wie ein zopfrect gerammter. Der Unterschied würde noch erheblich größer gewesen und unter Umständen auf das drei- bis vierfache angewachsen sein, wenn nicht vertraglich besonders starke Zopfenden vorgeschrieben gewesen wären.

Dieser Zuwachs an Widerstandsmoment bei waldrlechter Rammung sämtlicher Pfähle eines Dalbens infolge der Teeröltränkung bedingt entweder eine wesentliche Erhöhung der Widerstandskraft getränkter Dalben oder eine wesentlich geringere Pfahlzahl. Durch diese Holzersparnis wird die Wirtschaftlichkeit des Tränkeverfahrens über die einfache Erhöhung der Lebensdauer der Pfähle hinaus noch erheblich erhöht. Sie führt dazu, daß bei stärkeren Seedalben die Kosten für die Tränkung aufgewogen werden durch die Ersparnisse an Pfählen, so daß derartig getränkte Dalben nicht nur infolge ihrer langen Lebensdauer wirtschaftlicher sind, sondern daß sie auch bereits bei der ersten Herstellung nicht teurer werden als gleich widerstandsfähige ungetränkte Dalben. Dettmers.

**Zuschrift an die Schriftleitung.**

Neues vom Erddruck. Zu diesem von Ingenieur Max Buchwald in der Bautechn. 1933, Heft 43, veröffentlichten Aufsätze möchte ich bemerken, daß ich im Ztbl. d. Bauv. 1918, S. 81, unter der Überschrift „Zur Erddrucklehre“ dieselbe Frage bereits behandelt habe, die jetzt Herr Buchwald aufgeworfen hat. Ich habe damals auf etwas anderem Wege ebenfalls den Beweis geführt, daß der Vorwurf eines inneren Widerspruchs, den man der Coulombschen Erddrucklehre häufig gemacht hat, unbegründet ist. Mein Aufsatz, der in der Kriegszeit erschienen war, ist augenscheinlich in Vergessenheit geraten. Hoffentlich wird die neuerliche Aufrollung dieser Frage durch Herrn Buchwald den Erfolg haben, daß der unberechtigte und unlogische Vorwurf, die Coulombsche Erddrucklehre liefere drei ebene, im Gleichgewicht befindliche Kräfte, die sich trotzdem nicht in einem Punkte schneiden, endgültig verschwindet.

Prof. Dr.-Ing. v. E. Jacoby, Riga.

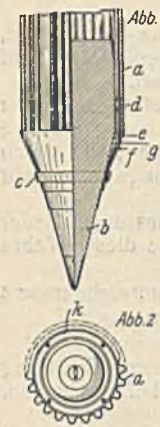
**Erwiderung.**

Die vorgenannte, mir früher nicht bekannt gewordene Abhandlung des Herrn Prof. Dr.-Ing. v. E. Jacoby bringt in der Tat schon den auch von mir geführten Nachweis, daß die Coulombsche Theorie einwandfrei ist. Um so verwunderlicher erscheint der Umstand, daß noch heute in allen, auch den neuesten einschlägigen Handbüchern die irrig, auf Mohr zurückgehende Behauptung von der Unvollkommenheit jener Lehre aufrecht erhalten wird. Dieser Auffassung entgegenzutreten, war der Zweck meiner Arbeit, für die ich, nachdem nunmehr die Priorität des Herrn Prof. Jacoby in der Lösung des Coulombschen Problems feststeht, immerhin in Anspruch nehmen darf, eine einfachere Begründung gegeben und die Unzulänglichkeit des Rankineschen Verfahrens für die Berechnung von Stützmauern nachgewiesen zu haben.

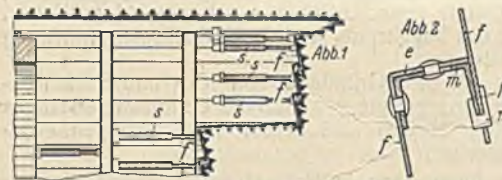
Buchwald.

**Patentschau.**

Wasserdichte Betonpfahlhülse. (Kl. 84 c, Nr. 558 288 vom 20. 2. 1931 von Karl Hager in München.) Um die Hülse vor Beschädigung während des Rammens zu schützen und ihre Herstellung zu verbilligen, wird die Hülse ganz oder auf den größeren Teil ihrer Länge aus Wellblech hergestellt, dessen Wellen sich beim Einstampfen des Betons mit Stampfern ausdehnen, so daß der Hülsendurchmesser sich vergrößert. Das Wellblech der Hülse a wird zylindrisch eingerollt und an den Stoßfugen durch Schweißung zu einem wasserdichten Hohlzylinder verbunden. Am Fuße wird die Hülse mit einer Pfahlspitze b aus Beton, Holz oder Eisen geschlossen und mit einem aufgezogenen Eisenring c fest an die Pfahlspitze gepreßt. Die Wellen werden unten in hartem Boden noch mit Leisten d ausgefüllert und die Hohlräume e entweder wasserdicht ausgegossen oder mit bildsamem Ton und Hanfstricken geschlossen. In steinigten Schichten kann der kegelförmige Teil g der Hülse noch durch einen Blechkegel f geschützt werden. Die Pfahlhülse erhält vor dem Einrammen eine Eisenbewehrung, damit die Spirale k zur Versteifung während des Rammens dient. Sodann wird die Hülse eingerammt und der Beton mit einem kegelförmig zugespitzten Stampfer eingestampft, wodurch die Wellblechwand nach außen gepreßt wird.



Aus Blechplatten bestehender Brustverzug zur Sicherung der Ortsbrust beim Tunnel- oder Stollenvortrieb. (Kl. 19 f, Nr. 569 364 vom 13. 2. 1930 von Bauschäfer AG für bergmännischen Untergrundbahn- und Tunnelbau in Berlin; Zusatz zum Patent 562 592.) Zur Herstellung einer sorgfältigen Abdichtung der Fugen zwischen den Brustverzugplatten, die z. B. bei schwimmendem Gebirge ein Durchrieseln des Bodens verhindert, werden die Platten hakenförmig miteinander verbunden, indem beispielsweise an dem oberen Flansch einer Platte ein Ansatz angebracht wird, der sich gegen einen an dem unteren Stegende der nächst höheren Platte befindlichen Ansatz stützt. Der Brustverzug besteht aus Blechplatten f mit einem lotrecht zum Steg der Platten umgebogenen Flansch e, an dem ein winkelförmiger Ansatz m befestigt wird. Das untere Stegende f<sub>1</sub> weist einen U-förmigen Ansatz n auf, in den der Ansatz m der nächsttieferen Blechplatte eingreift. Die jeweils neu in das Erdreich eingetriebene Platte wird von der darüber befindlichen Platte, die bereits durch Stempel s abgestützt ist, in ihrer Lage festgehalten.



**Personalmeldungen.**

Preußen. Versetzt: der Regierungsbaurat (W.) Jurisch vom Hafenbauamt in Kolberg nach Kandrzin (Wasserbauamt Gleiwitz).  
Der dienstliche Wohnsitz des Regierungsbaurats (W.) Vogt, bisher in Kandrzin (Wasserbauamt Gleiwitz), ist jetzt Gleiwitz.

**Berichtigungen.**

Zu der Notiz über das neue Dock in Saint-Nazaire in Bautechn. 1933, Heft 51, S. 694, wird uns ergänzend mitgeteilt, daß das Dock nur oben 53 (genau 53,07) m breit ist; an der Sohle beträgt die Breite 50 m, ebenso sind die Tore auf ihre ganze Höhe 50 m i. L. weit. —  
In der Bautechn. 1933, Heft 54, S. 720, r. Sp., Zie. 18 v. u. muß es statt 40 cm heißen: 27 cm.

INHALT: Neue Eisenbetonbrücken über die Künzig bei Kehl a. Rh. — Biegungs- und Spannungsmessungen an den verstärkten stählernen Überbauten der „Lennebrücke“ auf Bahnhof Hohenlimburg. — Die neuen holländischen Winddruckbestimmungen. — Vermischtes: Zum 60. Geburtslage von G. Kapsch. — Schutz von Schwimmerpegeln gegen Einfrieren. — XVI. Internationaler Schifffahrtkongreß. — Spritzmaschine für Teer und Bitumen. — Über die Wirtschaftlichkeit der Teeröltränkung klefener Dalben und Reibpfähle nach dem Rüpling-Verfahren. — Zuschrift an die Schriftleitung. — Patentschau. — Personalmeldungen. — Berichtigungen.

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

Ende des Jahrgangs 1933.