

DIE BAUTECHNIK

16. Jahrgang

BERLIN, 3. Juni 1938

Heft 23/24

Alle Rechte vorbehalten.

Die Verbesserung der Vorflut in der unteren Oder

nach dem Gesetz vom 4. August 1904.

I. Notwendigkeit und Planung der Vorflutverbesserung, ihre Durchführung und ihre Erfolge.

Von Wasserbaudirektor i. R. Kieseritzky, Stettin.

Zur Einführung.

Über die Verbesserung der Vorflut in der unteren Oder zwischen Hohensaathen und Stettin ist bereits im Ztrbl. d. Bauv. 1935, Heft 30, eine Veröffentlichung erschienen, die den inzwischen verstorbenen Wasserbaudirektor Wulle zum Verfasser hatte. Sie gab eine übersichtliche Darstellung der Veranlassung der kurz zuvor beendeten Regulierungsarbeiten und im Anschluß daran eine sich auf eine Wiedergabe der Grundzüge dieser „Oderregulierung“ beschränkende kurze Beschreibung der fertigen Gestaltung, wobei auf Einzelheiten nicht eingegangen wurde.

Die nunmehr hiermit beginnende zweite Veröffentlichung soll in Einzelaufsätzen, sämtlich verfaßt von früheren Mitarbeitern an dem Werk der Vorflutverbesserung, nähere Mitteilungen bringen über die Gründe, die die Staatsverwaltung veranlaßten, viele Millionen dafür zur Verfügung zu stellen, über den aufgestellten Entwurf und seine Wandlungen in der langen Bauzeit, über die Bauausführung und die mit ihr verbundenen Maßnahmen, über die vielen dabei entstandenen Bauwerke und endlich über die Erfolge des Unternehmens. Dabei wird die Beschreibung der Bauwerke einen breiten Raum einnehmen. Bei ihnen handelt es sich zwar nicht um Anlagen besonderer Eigenart, sie werden jedoch durch ihre Mannigfaltigkeit und die bei ihrer Ausführung und teilweise auch im Betriebe gemachten Erfahrungen trotzdem das Interesse der Fachwelt finden.

Die einzelnen Bauanlagen (Durchstiche, Deiche, Bauwerke) sind im Laufe einer sich über 25 Jahre hinziehenden Bauzeit für das Gesamtwerk nacheinander fertig geworden und meist bald nach ihrer Fertigstellung in Benutzung genommen, so daß am Ende der Gesamtbauausführung die Anlagen sämtlich im Betriebe waren, manche schon seit einer Reihe von Jahren. Eine Krönung des Gesamtwerkes durch eine festliche Eröffnung konnte deshalb nicht in Frage kommen, und das Werk ist deshalb in weiten Kreisen unbekannt und unbeachtet geblieben. Und doch stellt es sich durch seine Erfolge würdig neben viele weit bekannte Bauanlagen der letzten Jahrzehnte. Diese Tatsache gab den Bearbeitern den Anlaß für diese zweite eingehende Veröffentlichung.

A. Frühere Flußregelungen und Vorflutverbesserungen bis zum Ende des neunzehnten Jahrhunderts¹⁾.

(Hierzu Übersichtsplan Abb. 1, S. 287.)

Bei Beginn des achtzehnten Jahrhunderts bildete das Odertal unterhalb Küstrin in seiner ganzen Ausdehnung eine von zahlreichen Wasserläufen durchzogene Niederung, deren tiefer gelegene Teile infolge der häufigen Überschwemmungen und der unregelmäßigen Vorflut vollständig versumpft waren, während nur die höher gelegenen Stellen einen Wiesenertrag lieferten.

Der Hauptstrom hatte von Frankfurt bis Güstebiese ungefähr den heutigen Verlauf, wandte sich dann aber westlich nach Wriezen und Freienwalde und floß hierauf teils in den Oderberger See, teils am Abhänge der Neuenhagener Höhe auf Oderberg zu, von wo ein Hauptarm — die Oder — am westlichen Höhenrande über Lunow, Stolpe und Crielwen bis Schwedt, ein zweiter Hauptarm — die Meglitz — am östlichen Höhenrande über Hohen-Wutzen, Zehden, Bellinchen und Peetzig nach Niedersaathen führte.

Unterhalb Schwedt und Niedersaathen folgte teils eine weitere Verästelung, teils ein Zusammenfließen der durch Einwirkung der Hochfluten mancherlei Veränderungen unterworfenen Stromarme. Doch traten von Gartz und Greifenhagen ab im wesentlichen wieder zwei Hauptarme hervor, von denen die Oder am Westrande bei Gartz und Stettin vorüber bis in das Papenwasser führte, die Reglitz am Ostrand in den Dammschen See einmündete. Beide Hauptarme waren durch zahlreiche Zwischenarme miteinander verbunden.

¹⁾ Im nachstehenden Abschnitt A und in einigen der folgenden Abschnitte lehnt sich der Verfasser teilweise eng an die dem unter D besprochenen Entwurf für die Gesetzesvorlage im Jahre 1901 beigegebene Denkschrift an, deren Ausführungen mehrfach wörtlich übernommen sind. Er erachtet sich dazu für berechtigt, da er diese Denkschrift seinerzeit im Ministerium der öffentlichen Arbeiten verfaßt hat.

Die in der Folgezeit eingetretenen künstlichen Veränderungen in diesem Stromgebiet wurden durch die im Jahre 1717 begonnene Herstellung des Schutzdeiches für die sogenannte „Lebusische Niederung an der Oder“ eingeleitet. Der Deich erstreckte sich am linken Stromufer von Lebus bis zur Zelliner Fähre und ließ die genannte Niederung gegen den bis Letschin und Werbig hinauf reichenden Rückstau aus der Oder offen.

Dreißig Jahre später (1746 bis 1753) ließ König Friedrich der Große zur völligen Trockenlegung jener Niederung unter Benutzung alter Flußarme und Durchstechung des Sattels der Neuenhagener Höhe bei Neu-Glietzen, sowie unter Durchdämmung der Meglitz bei Wutzen, am östlichen Talrande von Güstebiese bis Hohensaathen einen Kanal herstellen und im Anschluß daran die Oder am linken Ufer von Zellin bis zum Oderberger See, am rechten Ufer von Güstebiese bis an die Neuenhagener Höhe bei Neu-Tornow und den neuen Kanal selbst an seinem linken Ufer von Güstebiese bis gleichfalls an die Neuenhagener Höhe bei Neu-Glietzen hochwasserfrei eindeichen²⁾.

Diesen Maßnahmen verdankt das Oderbruch seine heutige Gestalt und die in ihm erblühte Kultur.

Infolge der bedeutenden Verkürzung des Wasserlaufes zwischen Güstebiese und Hohensaathen von 46 km auf 21 km und der dadurch hervorgerufenen Verstärkung des Gefälles bildete der Kanal sich durch fortschreitende Verbreiterung und Vertiefung allmählich zum Hauptstrom aus. Der bisherige Stromlauf unterhalb Güstebiese, die jetzige „Alte Oder“, versandete und wurde schließlich im Jahre 1832 durch einen Deich am oberen Ende hochwasserfrei abgeschlossen, so daß von Lebus bis Neu-Glietzen ein fortlaufender Deichzug entstand.

Aber noch bevor die geschilderte Umbildung sich vollzogen hatte, war im Anschluß an die Maßnahmen des großen Königs in den Jahren 1790 und 1791 unterhalb Hohensaathen ein Verbindungsarm zwischen Oder und Meglitz durch Herstellung dreier Durchstiche unweit Lunow begründet worden, wodurch die am Lunow-Stolper Höhenrande entlang fließende Oder ihre Bedeutung verlor, während die Meglitz von Bellinchen bis Peetzig zum Hauptstrom wurde und den Namen „Oder“ erhielt. Unterhalb Peetzig wandte sich dann der Hauptstrom in der Richtung auf Crielwen wieder der alten Oder am Westrande zu, während die Meglitz am Ostrand über Raduhn nach Niedersaathen in bisheriger Weise weiterfloß. Nach Abschluß der alten Oder bei Güstebiese im Jahre 1832 war also von Güstebiese bis Peetzig ein einheitliches Strombett geschaffen, das sich im wesentlichen am östlichen Höhenrande hinzog, während der frühere Hauptstrom zwischen Güstebiese und Hohensaathen nur noch als Vorfluter für das Oderbruch diente.

Obwohl nun die Oder gezwungen war, ihre Hochfluten in dem einheitlichen Strombett abzuführen, konnte das Hochwasser doch hinter dem am Oderberger See endigenden Deich und zwischen den Deichen der alten Oder sich ungehindert ausdehnen. Die Wasserverhältnisse im untersten Teile des Oderbruches blieben daher ebenso ungünstig wie bisher. Der sich zeitweise bis Wriezen erstreckende Rückstau behinderte auch die Vorflut der höher gelegenen Flächen; insbesondere litt das sogenannte Mittelbruch unter Drängewasser, das sich im unteren Teile des Bruches sammelte und nicht abfließen konnte.

Zur Beseitigung dieser Übelstände wurde in den Jahren 1848 bis 1860 am linken Stromufer von der Neuenhagener Höhe bei Hohenwutzen bis Stützkow ein hochwasserfreier Deich — gewissermaßen als Fortsetzung des Deiches von Lebus bis Neu-Glietzen — angelegt und hierdurch der Rückstau für das Oderbruch um etwa 17 km stromab verschoben. Dabei wurde zur Abführung des Binnenwassers aus der Alten Oder von Hohensaathen ab unter Benutzung des früheren in den Jahren 1790 und 1791 aufgegebenen Hauptstromarmes ein Vorflutkanal am Höhenrande entlang über Lunow, Stolpe und Stützkow bis Crielwen in die Oder geführt und durch Herstellung eines Rückstauweiches am rechten Ufer dieses Vorflutkanals der Lunow-Stolper Polder geschaffen. Gleichzeitig entstand auf

²⁾ „Das Oderbruch“, herausgegeben von P. F. Mengel, Bd. 1, S. 85 bis 238. Eberswalde 1930, Verlag R. Müller m. b. H.

dem rechten Stromufer durch Anlage eines hochwasserfreien Deiches von Nieder-Wutzen bis Bellinchen der Zehdener Polder.

Im Jahre 1862 folgte dann eine abermalige Verbesserung der Vorflut für das Oderbruch durch Verlängerung des hochwasserfreien Deiches am Westufer bis Crieort. Die neue Deichstrecke sperrte den bisherigen Hauptarm zwischen Peetzlig und Criewen und drängte die ganze Wassermasse aus dem Oberlauf an den Ostrand des Tales in die Meglitz, die zwischen Peetzlig und Niedersaathen zum Hauptstrom und zur „Oder“ wurde. Unterhalb Niedersaathen ging der Hauptstromlauf durch den stark gekrümmten Saathener Graben wieder in die auf Schwedt zufließende bisherige Oder über. Diese Maßnahmen hatten den Rückstaupunkt für das Oderbruch bis Crieort, das ist um 1,7 km, den Auswässerungspunkt sogar noch 5 km weiter bis zur Vereinigung der bisherigen Oder mit dem Saathener Graben verschoben. Der einheitliche Hauptstrom war nunmehr bis Niedersaathen an den Ostrand des Tales verlegt, der frühere westliche Hauptarm bis an den Saathener Graben lediglich zum Vorfluter für das Oderbruch geworden.

Von Niedersaathen abwärts bestand die frühere Stromspaltung fort. Der Meglitz am Ostrande wurde durch die oberhalb ausgeführte Stromverlegung jedoch mehr Wasser zugeführt als bisher, und da ihre Lauflänge zwischen Niedersaathen und Nipperwiese erheblich kürzer war als die Lauflänge der das Tal zweimal durchquerenden Oder, so mußte im Strom die Nelgung hervortreten, die Meglitz zum Hauptstrom auszubilden. Dieser Nelgung trat anderseits der Umstand entgegen, daß die westliche Talseite nicht unwesentlich tiefer lag als die östliche, daß also für das an der Ostseite abfließende Wasser das Bestreben vorhanden sein mußte, diesem Quergefälle durch nach Westen abzweigende Nebenarme zu folgen.

Bei niedrigen Wasserständen überwog im allgemeinen das stärkere Gefälle der Meglitz, bei höheren Wasserständen der Einfluß des Querfalles. Der östliche Arm blieb daher verhältnismäßig schmal, wurde aber kräftiger geräumt, der westliche Arm erhielt die größere Breite, wirkte aber beim Abfallen des Hochwassers als Sandfang.

So vermochte keiner der beiden Arme den Anforderungen der Vorflut in vollem Maße zu genügen, und es entstand die Notwendigkeit, durch künstliche Mittel einem von ihnen das Übergewicht zu verleihen.

Der Ausbau der Meglitz zum Hauptstrom wäre an sich die folgerichtige Weiterführung der bisherigen Vorflutverbesserungen gewesen. Er hätte aber hohe Kosten verursacht und fand heftigen Widerspruch bei den Bewohnern des westlichen Talrandes. Insbesondere fürchtete die Stadt Schwedt eine empfindliche Schädigung ihrer Handelsinteressen durch Verlegung der durchgehenden Wasserstraße.

Deshalb wurde die Oderstrecke Niedersaathen—Schwedt—Nipperwiese zum Hauptstrom ausersehen, der Wassereinfluß an ihrem oberen Ende durch einen Durchstich am Saathener Graben begünstigt und gleichzeitig in die Meglitz bei Niedersaathen ein festes Überfallwehr eingebaut, dessen Krone auf Mittelwasserhöhe lag. Diese im Jahre 1897 beendeten Bauausführungen haben dem Hauptstrom die Gestalt gegeben, die er am Ende des neunzehnten Jahrhunderts besaß.

Gleichzeitig (1892 bis 1896) entstand die Anlage der Sommerpolder der Criewener und der Schwedter Wassergenossenschaften, der sogenannten Polder A und B. Die Deiche dieser Polder entsprachen planmäßig einer Wasserstandshöhe von + 2,0 m NN am damaligen Pegel zu Schwedt. Sie hatten einen günstigen Einfluß auf die Vorflut des Oderbruches insofern, als durch sie für alle die genannte Pegelhöhe nicht übersteigenden Sommer-Hochwässer der Rückstaupunkt für das Oderbruch von Crieort bis an die Mündung des Vorfluters in die Oder unterhalb Niedersaathen verschoben wurde.

Im Anschluß an die vorbezeichneten Bauausführungen ergab sich dann noch die Notwendigkeit, die Oderstrecke Schwedt—Nipperwiese durch Regulierung auf Mittelwasser sowohl im Schiffahrts- als auch im Vorflutinteresse zu vertiefen.

B. Die Vorflutverhältnisse am Ende des neunzehnten Jahrhunderts.

1. Die eingedeichten Niederungen.

a) Das Oderbruch mit seinen verschiedenen Gebieten (Ober-Oderbruch, Mittel-Oderbruch und den einzelnen Poldern des Nieder-Oderbruches) führte seine Entwässerung teils mit natürlichem Gefälle, teils mit Hilfe von Schöpfwerken in die Alte Oder und weiter durch den Oderberger See in den Vorflutkanal (frühere Oder) am westlichen Rande des Odertales unterhalb Hohensaathen. Bei Hohensaathen befand sich eine Wehranlage, dazu bestimmt, einerseits im Oderberger See und dem anschließenden Teile der Alten Oder für die Schifffahrt aus dem Finowkanal einen Mindestwasserstand von + 1,38 m NN zu halten, andererseits den Eintritt von Rückstauwasser aus der Oder bzw. dem Vorflutkanal in die Niederung zu verhindern. Die Vorflut des gesamten Oderbruches war abhängig von dem Wasserstand an diesem Wehr. Wurde der Rückstau unterhalb des Wehres höher als der Binnenwasserstand, so schlossen sich die Wehrtore, die Entwässerung im Bruche stockte und der Binnen-

wasserstand der Niederung mußte so lange steigen, bis der innere Wasserstand am Wehr mit dem äußeren wieder gleichstand.

Der höchste Binnenwasserstand am Wehr war mit + 3,57 m NN am 8. April 1888 erreicht worden, nachdem zwei Tage vorher der Außenwasserstand bis auf + 3,78 m NN angestiegen war. Jener höchste Binnenwasserstand hatte also den zulässigen Mindestwasserstand um $3,57 - 1,38 = 2,19$ m überschritten, wobei das Nieder-Oderbruch von Wriezen abwärts zum großen Teil unter Wasser stand und auch der Abfluß des Wassers aus dem weiter oberhalb belegenen Mittel-Oderbruch und dem Ober-Oderbruch gestört war. Dazu trat die Belästigung durch Drängewasser, das infolge des durchlässigen Untergrundes bei jedem Hochwasser im Hauptstrom stark auftrat.

Seit 1878 war eine Vermehrung hoher Sommer-Hochwässer eingetreten und zugleich eine merkbare Hebung der Mittelwasserstände oberhalb Schwedt an der Mündung des Vorflutkanals, die auf die Rückstau- und Stauverhältnisse am Hohensaathener Wehr ungünstig eingewirkt und die unzeitigen Überflutungen der tiefer gelegenen Teile des Oderbruches vermehrt hatten, obgleich erhebliche Querschnittvergrößerungen des Vorflutkanals einen beschleunigten Abfluß des Binnenwassers nach Aufhören des Rückstaus veranlaßt hatten. Hierdurch entstand ein förmlicher Notstand, der allerdings seinen Grund zum Teil darin hatte, daß man, vielfach durch eine Reihe von trockenen Jahren verführt, ausgedehnte Wiesen in wertvolles Ackerland umgewandelt und die Beackerung zu weit ausgedehnt hatte.

b) Das Lunow-Stolper Bruch lieferte sein Wasser durch ein Siel gegenüber Stützkow in den Vorflutkanal und besaß seit 1898 ein Schöpfwerk. Seine Entwässerung war zwar nicht vom Rückstau am Hohensaathener Wehr, wohl aber vom Wasserstand im Vorflutkanal abhängig. Je höher die Wasserstände in diesem stiegen und je länger hohe Wasserstände andauerten, desto mehr wurde die natürliche Entwässerung durch das Siel bei Stützkow beeinträchtigt und war das Bruch auf künstliche Entwässerung angewiesen. Auch hier war die Belästigung durch Drängewasser bei höheren Wasserständen nicht nur aus der Oder, sondern auch aus dem Vorflutkanal groß und um so fühlbarer, als auch hier trockene Jahre unmittelbar nach Entstehung des Polders die Einführung von Ackerwirtschaft auf verhältnismäßig tief gelegenen Flächen veranlaßt hatten.

c) Polder A und B der Criewener und der Schwedter Wassergenossenschaften. Diese Polder waren durch ihre Deiche nur gegen Überflutungen von Sommer-Hochwässern, die einen Stand von + 2,0 m NN am damaligen Pegel zu Schwedt nicht überschritten, geschützt. Beide Polder sollen noch alljährlich im Winter überstaut werden und hatten deswegen Einlaßschleusen erhalten, um auch solchen Winter-Hochwässern, die die Pegelhöhe von + 2,0 m NN zu Schwedt nicht erreichten, den Eintritt zu ermöglichen. Die Schleuse für Polder A lag im hochwasserfreien Flügeldeich gegenüber Peetzlig, die Schleuse für Polder B im Sommerdeich unterhalb Niedersaathen.

Polder A bestand aus zwei Teilen, die durch den beiderseits mit Rückstauedeichen eingefassten Vorfluter des Oderbruches (ehemalige Oder) voneinander getrennt und durch einen Düker unter dem Vorfluter miteinander in Verbindung gebracht waren. Zur Entwässerung für beide Teile dienten eine gemeinsame Auslaßschleuse und ein Schöpfwerk bei Schwedt.

Polder B entwässerte gegenüber Nipperwiese, je nach den vorhandenen Wasserständen auf natürlichem Wege oder mittels Schöpfwerkes.

Für beide Polder hatte sich der durch die Deiche gewährte Schutz als nicht ausreichend erwiesen, weil in der kurzen Zeit ihres Bestehens mehrmals Sommer-Hochwässer eingetreten waren, die das Maß von + 2,0 m NN am Pegel zu Schwedt überschritten hatten. Es wurde deshalb eine Erhöhung der Deiche angestrebt, die aber die Stauwirkung bei Hochwasser nach oberhalb vermehrt hätte, solange nicht gleichzeitig für Beschleunigung des Wasserabflusses nach unterhalb Sorge getragen wurde.

2. Flußtal unterhalb Schwedt und Nipperwiese.

Unterhalb Schwedt und Nipperwiese bildete das Flußtal bis Stettin eine 2 bis 3 km breite Niederung, die sich nur wenig über den Mittelwasserstand der Oder erhob und ausschließlich als Wiese genutzt wurde.

Der Hauptstrom verlief von Nipperwiese bis etwas unterhalb Fiddichow am Ostrande des Tales, ging hierauf in einer stark gekrümmten Schleife (Scholwer Grube) an den Westrand bei Friedrichsthal und teilte sich bei Gartz in die „Oder“ am Westrande, und die „Reglitz“ am Ost- rande.

Diese Stromschläuche besaßen meist große Tiefen, vielfach bis zu 10 m und noch mehr. Das Stromgefälle war aber nur gering und ging bei mittleren Sommerwasserständen von etwa 1 : 26 300 zwischen Schwedt und Nipperwiese weiter unterhalb allmählich in das kaum noch merkbare Gefälle 1 : 217 000 über.

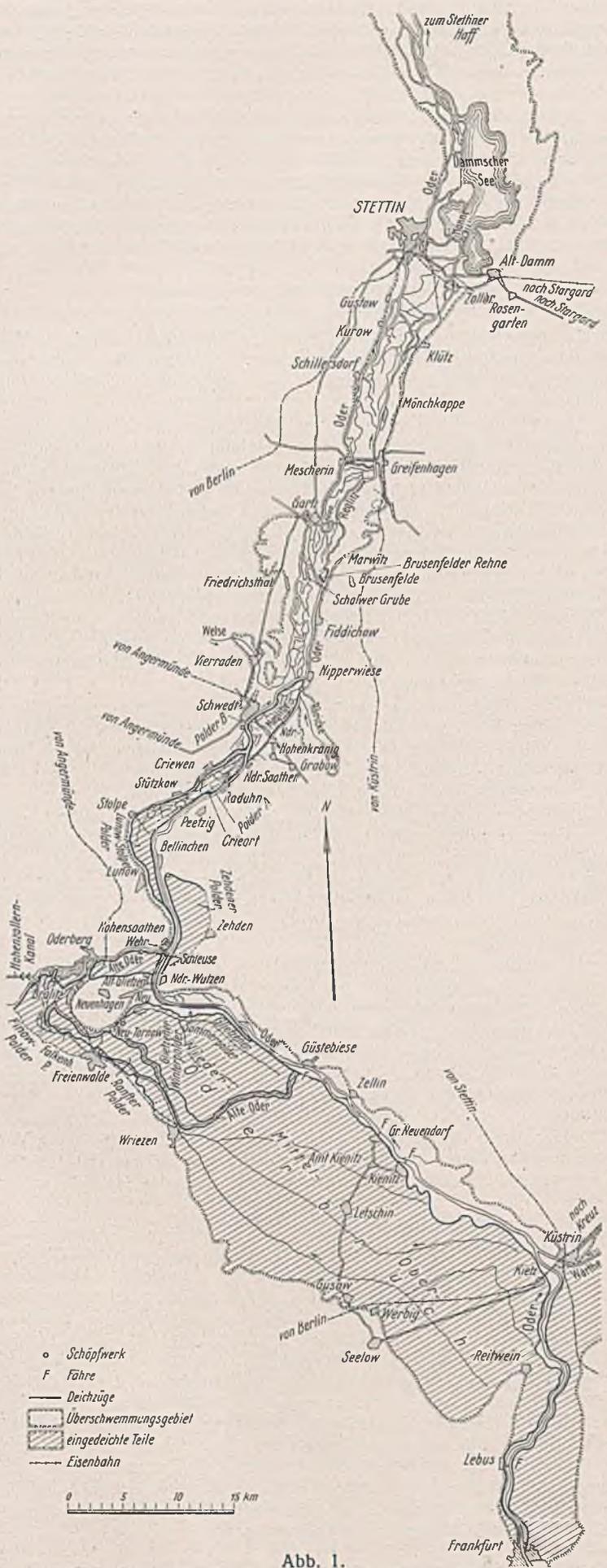
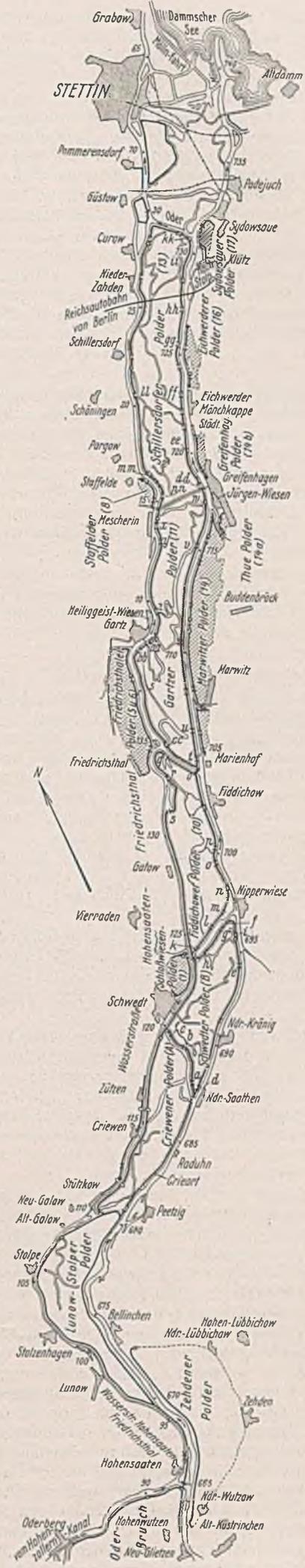


Abb. 1.

Übersichtsplan der Oder von Frankfurt bis zum Dammschen See am Ende des 19. Jahrhunderts.



- a.a. Glambeck
- b.b. Kreuzfahrt
- c.c. Scholwer Grube
- d.d. Schanzgraben
- e.e. Breites Bruch
- f.f. Dowe Holzgrube
- g.g. Schnelle Holzgrube
- h.h. Borchardts Graben
- i.i. Wobnitz
- k.k. Kurzer Graben
- l.l. Kuhbruch
- m.m. Krummer Ort
- n.n. Zollbruch

- z. Krumme Reglitz
- y. Geesower Graben
- x. Küstergraben
- w. Schauensee
- v. Dewitzsee
- u. Schmale See
- t. Großes Bruch
- s. Mummert
- r. Kumpentoch
- q. Gulmundsee
- p. Strauchwiesen
- o. Krumme Oder
- n. Enkelsee
- m. faule Pleetzig
- l. Weidewiesen
- k. An der Welse
- i. Freifluter des Schöpfwerkes Nipperwiese
- h. Vogelsangwiesen
- g. An der Grube
- f. Schneller Graben
- e. Neudamm
- d. Niederhof
- c. Dewinggraben
- b. Eichwerder See
- a. Eichenwehr

- Deichzüge
- ▨ Grenze der Mittelpolder
- ▧ Rangepolder
- ▩ aufgehobene Fläche
- Düker
- Rohrsiel
- Siel
- Kahnschleuse
- Schiffschleuse
- Deichlücke
- Einlaßbauwerk
- Wehr
- Schöpfwerk
- Eisenbahn

Abb. 2.

Übersichtsplan von Hohenstaaten bis zum Dammschen See nach Vollendung der Arbeiten.

Das jeweilige Stromgefälle unterhalb Nipperwiese war wesentlich abhängig von den vielfach wechselnden Wasserständen im Mündungsgebiete der Oder unterhalb Stettin und dem dazugehörigen Dammschen See.

Die Wasserstände in diesem Mündungsgebiete werden in erster Linie durch den Wind beeinflusst. Auflandige Winde erhöhen den Ostseespiegel bei Swinemünde und veranlassen durch Rückstrom eine Auffüllung des Hafes und des Dammschen Sees und zugleich einen nach dem Südufer wirkenden Windstau in jedem Becken für sich. Ablandige Winde haben den gegenteiligen Einfluß. Jede Hebung des Wasserspiegels im Mündungsgebiete mußte deshalb eine Verringerung des Gefälles und Verlangsamung des Abflusses bewirken. Dabei konnte selbst bei geringer Wasserzuführung aus dem oberen Stromlauf, also an sich niedrigen Wasserständen des Stromes, die Niederung durch hohen Rückstau unter Wasser kommen oder ein geringer Rückstau bereits Ausuferungen veranlassen, sobald er mit vermehrter Wasserführung aus dem Oberlauf zusammentraf. Andererseits konnten bei sehr niedrigem Seewasserstand auch mittlere Sommer-Hochwässer aus dem Oberlauf ohne Überflutung der Wiesen abfließen.

Die Wiesen des hier in Rede stehenden Niederungsgebietes hatten infolge der düngenden Eigenschaft des Hochwassers insbesondere im dritten Viertel des neunzehnten Jahrhunderts hohe Erträge geliefert. Seit Ende der siebziger Jahre des Jahrhunderts waren diese Erträge jedoch erheblich zurückgegangen infolge der Zunahme unzeitiger Überschwemmungen durch Sommer-Hochwässer und der seit 1878 beobachteten Hebung der Sommer-Mittelwasserstände. So segensreich die Überflutungen durch düngende Winter- und Frühjahrs-Hochwässer waren, so schadenbringend waren sie aber zur Zeit des Graswuchses.

Die von den Wiesenbesitzern angestrebte Einpolderung konnte als ausreichendes Mittel zur Beseitigung der Schäden nicht angesehen werden. Die Deiche würden lediglich die Hochwasserstände noch mehr erhöht und daher die erwünschten Vorteile nicht gewährt haben.

C. Ursachen der geschilderten Mißstände.

Die geschilderten Mißstände wurden von den zunächst beteiligten Niederungsbewohnern und Wiesenbesitzern auf die am oberen Stromlauf ausgeführten zahlreichen Stromregulierungsbauten und Eindeichungen zurückgeführt. Durch diese Bauten sollte die Hochwassermenge vermehrt, der Hochwasserzufluß ins Mündungsgebiet beschleunigt und die Zuführung von Sinkstoffen in das letztere begünstigt worden sein. Der Beweis für diese Auffassung wurde in der seit dem Jahre 1878 nachweisbaren Hebung der Mittelwasserstände am Pegel zu Schwedt erblickt. Während der Sommer-Mittelwasserstand am genannten Pegel für den Zeitraum von 1873 bis 1878 nur die Höhe + 0,47 m NN erreicht hatte, war er für den Zeitraum von 1873 bis 1898 allmählich auf + 0,76 m NN angestiegen.

Demgegenüber bestand aber die Tatsache, daß bereits früher eine bis 1855 anhaltende Reihe vorwiegend nasser Jahre mit häufig eintretenden hohen Sommerwasserständen vorhanden gewesen war. Ihr folgte eine bis 1878 andauernde Reihe vorwiegend trockener Jahre mit meist niedrigen Sommerwasserständen.

In der Zeit von 1835 bis 1855 und dann weiter von 1879 bis 1898 waren am oberen Stromlauf etwa dreimal soviel sommerliche Hochfluten beobachtet worden als in der dazwischenliegenden Zeit von 1856 bis 1878. Jener Wechsel zwischen nassen und trockenen Zeitabschnitten war daher — zum Teil wenigstens — den sommerlichen Niederschlägen zuzuschreiben, deren Menge und zeitliche Verteilung bis 1855 und dann seit 1878 ungünstiger war als in der dazwischenliegenden Zeit, was sich auch aus den in Norddeutschland gemachten Regenmessungen ergab.

Es konnte aber nicht verkannt werden, daß am Schwedter Pegel noch eine andere Ursache auf Vergrößerung der Höhe und Dauer der nachteiligen Sommerwasserstände eingewirkt haben mußte, da diese in größerem Maße gewachsen waren als an anderen Stellen des Oderstromes, und daß diese Ursache hauptsächlich in den Sandablagerungen bei und unterhalb Schwedt zu suchen war, die sich daselbst bei Hochwasser bildeten und in stetiger Zunahme begriffen waren, seitdem durch Eindeichungen in den weiter oberhalb belegenen Gebieten der Oder und der Warthe den aus dem Oberlauf bei Hochwasser herbeigeführten Sinkstoffen die früheren Ablagerungsplätze entzogen worden waren. Eine Verhinderung oder Beseitigung dieser Sandablagerungen mit den gewöhnlichen Mitteln der Stromregulierung war nicht möglich, da wegen des geringen Gefälles dem Strom die erforderliche Räumungskraft fehlte. So bestand tatsächlich die Gefahr, daß diese Sandablagerungen, allmählich fortschreitend wie der Schüttkegel eines Gebirgsflusses, die Niederungen und die nahezu gefälllosen Flußläufe unterhalb Schwedt langsam versanden würden. Die rechtzeitige Beseitigung dieser Gefahr und der bereits entstandenen Schäden durch Schaffung ausreichender Vorflut war daher eine Kulturaufgabe, deren Lösung zwar in erster Linie dem zunächst betroffenen Wiesenlande zugute kommen mußte, an der mittelbar aber auch ein großer

Teil des Stromgebietes einen Anteil hatte. Das mehr als 700 km² umfassende Oderbruch hätte ohne Beseitigung der Mißstände im Flußtal unterhalb Schwedt nicht nur auf jede Vorflutverbesserung verzichtet, sondern auch im Laufe der Zeit den erlangten Kulturzustand zum Teil wieder einbüßen müssen. Und im oberen Gebiete mußte jede einschneidende Verbesserung bestehender Verhältnisse, sofern sie die Wasserführung der Oder ungünstig zu beeinflussen geeignet erschien, Bedenken begegnen, solange die Verhältnisse bei und unterhalb Schwedt unverändert blieben.

Die seit anderthalb Jahrhunderten allmählich von oben nach unten vorgeschrittene Vorflutverbesserung war aber an demjenigen Punkte angelangt, von dem ab ein weiteres allmähliches Fortschreiten in der bisherigen Weise wegen Mangels an Stromgefälle nicht mehr möglich erschien. Als einziges Hilfsmittel erkannte man die Herstellung und Instandhaltung eines tiefen, für die Abführung der Sommer-Hochfluten leistungsfähigen Stromschlauches bis an das natürliche Aufnahmebecken, den Dammschen See.

D. Die geplante Vorflutverbesserung.

(Hierzu Übersichtsplan Abb. 2, S. 287.)³⁾

Im Jahre 1899 wurde nunmehr ein „Allgemeiner Entwurf zur Verbesserung der Vorflut an der unteren Oder“ von einem hierzu errichteten Bauamt in Stettin aufgestellt und von den zuständigen Stellen geprüft und nachgeprüft.

Dieser Entwurf bezweckte — zur Beseitigung der im unteren Odergebiet vorhandenen Mißstände und im Anschluß an die im Laufe der Zeit eingetretene Entwicklung —, die bereits vorhandene Zweiteilung des Stromlaufes nunmehr auch von Niedersaathen und Schwedt abwärts bis an das Mündungsgebiet bei Stettin und den Dammschen See folgerichtig durchzuführen und im Zusammenhang damit Anlagen zu schaffen, die den Poldern A und B und dem bisher uneingedeichten Wiesengebiet des Flußtales unterhalb Schwedt und Nipperwiese größeren Schutz gegen unzeitige Überflutungen gewähren sollten. Dabei sollten die Winter-Hochwässer auch in Zukunft diese Gebiete uneingeschränkt überfluten können. Es entsprach dies einer ausdrücklichen Forderung der Wiesenbesitzer, was hier besonders hervorgehoben werden muß, weil die Wünsche und Anforderungen in dieser Hinsicht neuerdings andere geworden sind.

Dieser „Allgemeine Entwurf“, dessen Grundzüge und Ausgestaltung weiter unten näher erörtert werden sollen, bildete eine der Unterlagen für eine Gesetzesvorlage, in der die Preußische Staatsregierung im Jahre 1901 die Mittel für eine Anzahl umfangreicher Wasserbauten beim Landtage beantragte, die aber dessen Zustimmung nicht fand.

Drei Jahre später, also im Jahre 1904, wurde dem Landtage eine neue Gesetzesvorlage unterbreitet, in der u. a. auch die Mittel für die Vorflutverbesserung an der unteren Oder erneut beantragt wurden. Sie fand die Billigung des Landtages, und durch Gesetz vom 4. August 1904 wurden nunmehr auch die erforderlichen Geldmittel für die Durchführung der geplanten „Verbesserung der Vorflut in der unteren Oder“ zur Verfügung gestellt.

In der Zeit zwischen 1901 und 1904 war nun eine Frage entschieden worden, die bei Aufstellung des hier in Rede stehenden allgemeinen Entwurfes im Jahre 1899 noch offen stand. Die Staatsregierung hatte beschlossen, für die geplante Herstellung des Großschiffahrtweges Berlin—Stettin von Hohensaathen abwärts den Vorfluter des Oderbruches (ehemalige Oder) mitzubenutzen und für Schiffe von 600 t Tragfähigkeit auszubauen, während der Entwurf vom Jahre 1899 eine Benutzung dieses Vorfluters lediglich für Vorflutzwecke in Aussicht nahm. Unter Berücksichtigung dieser Abänderung sah der „Allgemeine Entwurf für die Verbesserung der Vorflut in der unteren Oder“, wie er dem Gesetze vom 4. August 1904 zugrunde lag, die nachstehend erörterten Maßnahmen vor.

1. Ausbildung des Stromlaufes.

a) Die „Ostoder“ als Hauptstrom sollte die aus dem Oberlauf kommenden Wassermengen und Sinkstoffe unter tunlichster Ausnutzung des vorhandenen nur sehr geringen Gefälles auf dem kürzesten Wege dem Dammschen See als dem natürlichen Aufnahmebecken zuführen. Dazu bedurfte es einer Beseitigung des erst wenige Jahre alten Wehres in der Meglitze unterhalb von Niedersaathen, des Ausbaues der Meglitze zwischen Niedersaathen und Nipperwiese zum Hauptstrom, der Herstellung eines Durchstiches von der Oder unterhalb Fiddichow zur Reglitz bei Greifenhagen, teilweiser Querschnittvergrößerungen in der Oder oberhalb dieses Durchstiches und in der Reglitz unterhalb desselben, sowie einer Durchstechung der der Reglitz-Mündung in den Dammschen See, der sogenannten „Mönne“, vorgelagerten Insel. Auch waren zwecks Schaffung eines einheitlichen Stromlaufes alle an der Ostoder abzweigenden Stromarme und kleinen Wasserläufe abzdämmen.

³⁾ Dieser Übersichtsplan zeigt in Abweichung von dem „Allgemeinen Entwurf“ bereits die weiter unten in diesem Abschnitt unter Ziff. 9 erwähnten Änderungen des Entwurfes im Laufe der Bauzeit.

b) Die „Westoder“ sollte die gesamte Entwässerung des Oderbruches und der zwischen Hohensaathen und Stettin am linken Ufer der Ostoder belegenen Polder und Wiesenflächen aufnehmen und gleichzeitig als Schiffahrtstraße für 600-t-Schiffe ausgebaut werden.

Dazu mußte der bestehende Hohensaathener Vorflutkanal von Criewen aus über Schwedt bis an die bisherige Oder bei Friedrichsthal verlängert und dadurch ein einheitlicher Entwässerungszug von Hohensaathen bis Stettin geschaffen werden, der auch die unterhalb Schwedt in die Oder einmündende Welse aufzunehmen hatte. Dieser Entwässerungszug sollte im Anschluß an den bestehenden Lunow-Stolper Rückstauedeich einen bei Stützkow beginnenden und bis Friedrichsthal reichenden hochwasserfreien Längsdeich erhalten, der einerseits durch Verschiebung des Rückstau-punktes für das Oderbruch von Crieort abwärts bis Friedrichsthal um etwa 20 km eine erhebliche Verbesserung der Vorflut des Oderbruches und des Lunow-Stolper Bruches auch bei Winter-Hochwässern, die die ganze Niederung überschwemmen, bewirken, andererseits einen Schutz dieses Kanals gegen Versandungen bei solchen Hochwässern gewähren sollte.

c) Sommerdeiche an der Ostoder sollten dazu dienen, das Wasser aus dem Oberlauf in geschlossenem Querschnitt bis zu einer Wasserführung von 1600 m³/sek bei gleichzeitigem Aufstau im Dammschen See von + 0,7 m NN zusammenzuhalten, und erst bei einer größeren Wasserführung sollte eine Überflutung des ganzen Wiesengebietes unterhalb Crieort eintreten können. Während einer solchen Überflutung mußte sich der Wasserstand in der Westoder heben, er mußte aber schnell wieder abfallen, sobald in der Ostoder der Wasserstand unter Deichhöhe zurückging. Alsdann konnte sich eine schnelle Abrocknung des Wiesengebietes nach der Westoder vollziehen.

Solange der Wasserstand in der Ostoder unter der Deichkrone verblieb, mußte danach die natürliche Entwässerung des Oderbruches und des Niederungsgebietes unterhalb Hohensaathen links der Ostoder von den aus dem Oberlauf kommenden Wassermengen unabhängig sein. Eine Störung konnte dann nur durch Rückstau aus dem Dammschen See veranlaßt und sollte durch Anlage von Rückstauedeichen an der Westoder tunlichst unschädlich gemacht werden. Auch waren die von der Westoder sich abzweigenden Nebenarme im Zuge dieser Deiche zu durchdämmen.

Da ferner die Westoder nur bei Hochwasser Zufluß aus dem Hauptstrom erhalten sollte — über die Zuführung gewisser Wassermengen aus der Ostoder auch bei Sommer-Hochwässern wird noch unter 2. „Abzuführende Wassermengen“ die Rede sein —, sie also bei mittleren und niedrigen Wasserständen keinen Wasserzufluß aus der Ostoder erhalten konnte, ihre eigenen Zuflüsse alsdann aber gering sein mußten, war zur Auffrischung ihres Wassers, insbesondere in Rücksicht auf die Städte Schwedt, Gartz und Stettin, am oberen Ende des Hohensaathener Vorfluters oberhalb Lunow bei Neuenzoll eine Einlaßschleuse vorgesehen, durch die je nach Umständen bis zu 20 m³/sek Frischwasser aus dem Hauptstrom entnommen werden sollten.

Es sei hier bemerkt, daß die Bezeichnungen „Ostoder“ und „Westoder“ lediglich für den Entwurf gewählte Bezeichnungen waren. Sie werden in diesem Aufsatz der Übersichtlichkeit wegen durchgehend beibehalten. In den anschließenden Sonderaufsätzen wird die heute übliche amtliche, den Schiffahrtswegen angepaßte Benennung gebraucht werden. Dabei ist die Bezeichnung „Ostoder“ völlig aufgegeben, und an ihre Stelle von Niedersaathen abwärts bis Klützig ist die Bezeichnung „Oder“ getreten, von Klützig abwärts die „Reglitz“ wieder zu ihrem alten Rechte gekommen. Die Hauptschiffahrtstraße „Oder“ benutzt dann die Quer-Verbindung zwischen dem östlichen und dem westlichen Stromlauf von Klützig bis Güstow und verbleibt weiterhin auf der Westseite bis Stettin und weiter abwärts.

Der westliche Wasserlauf führt von Hohensaathen abwärts zunächst die Bezeichnung „Wasserstraße Hohensaathen—Friedrichsthal“ und hat nur von Friedrichsthal bis Güstow die Bezeichnung „Westoder“ behalten (vgl. hierzu Übersichtsplan Abb. 2).

2. Abzuführende Wassermenge aus dem Oberlauf.

Das Maß von 1600 m³/sek war unter Berücksichtigung eines nach vollständiger Eindeichung des Warthebruches bei Küstrin zu erwartenden vermehrten Zuflusses als Abführungsmenge derjenigen Sommer-Hochwässer ermittelt worden, die bis dahin die Höhe von + 2,5 m NN am damaligen Pegel zu Schwedt nicht überschritten hatten. Da für die Anlage der Deiche der Polder A und B in den Jahren 1892 bis 1896 der Wasserstand von + 2,0 m NN am genannten Pegel und eine Wasserführung von 1200 m³/sek maßgebend gewesen war, wurde diesen Poldern durch Annahme einer Abführungsmenge von 1600 m³/sek eine erheblich größere Sicherheit geboten als bisher, und zwar um so mehr, als in der Zeit von 1873 bis 1903, also in 30 Jahren, die Pegelhöhe von + 2,5 m NN in Schwedt bei Sommer-Hochwässern nur fünfmal überschritten worden war. Auch bot die Annahme eines mit dem Sommer-Hochwasser zusammen-treffenden Rückstaues von + 0,7 m NN im Dammschen See eine er-

hebliche Vermehrung der Sicherheit, da ein so hoher Aufstau im Sommer an sich nur selten ist und sein Zusammentreffen mit Hochwasserführung aus dem Oberlauf ein nur in Jahrzehnten einmal vorkommender Ausnahmefall sein dürfte.

Die folgemäßige Durchführung der geplanten Zweiteilung, derart, daß die gesamte Abführungsmenge von 1600 m³/sek der Ostoder allein zugewiesen wurde, hätte jedoch auf deren unterem Teile sehr große Durchflußquerschnitte notwendig gemacht und dadurch unverhältnismäßig hohe Kosten verursacht. Es wurde deshalb beabsichtigt, in diesem unteren Teile die Westoder, die hier teilweise schon sehr breit und tief war, zur Entlastung der Ostoder mit heranzuziehen. Es sollten der Westoder bei einer Gesamtabführungsmenge von 1600 m³/sek der Oder 700 m³/sek (später auf 650 m³/sek festgesetzt) zugewiesen werden. Dazu war unterhalb Fiddichow etwa gegenüber Brusenfelde die Anlage eines festen Überfallwehres vorgesehen, über das die vorgenannte Wassermenge durch den sich hier nach Westen wendenden bisherigen Oderlauf (Scholwer Grube), der auch beiderseits mit Rückstauedeichen zu versehen war, der Westoder zugeführt werden sollte.

Es blieb außerdem durch das im Entwurf festgesetzte Maß für die Entfernung der beiderseitigen Sommerdeiche an der Ostoder die Möglichkeit offen gehalten, mittels Ausbaggerung das Durchflußprofil der Ostoder in Zukunft derart zu erweitern, daß auch bei Wasserführung der Oder über 1600 m³/sek hinaus Überflutungen des Wiesengeländes hintangehalten werden können.

3. Querschnitte der neuen Wasserläufe.

Die Berechnung der erforderlichen Stromquerschnitte wird in einem Sonderaufsatz „II. Die hydraulischen Unterlagen usw.“ besonders behandelt werden.

a) Für die Ostoder ist im allgemeinen ein geschlossener Querschnitt von 8 m unter dem für die Berechnung maßgebenden Sommer-Hochwasserstand, dem sogenannten „Entwurfshochwasser“, angenommen, die Sohlenbreite in den einzelnen Strecken wechselt nach Maßgabe des Gefälles und der geforderten Leistungsfähigkeit. Bei der Einführung in den Dammschen See mußte der Stromschlauch entsprechend der allmählich eintretenden Verringerung der Tiefe und unter Berücksichtigung des erheblich erweiterten Wasserquerschnitts ausgestaltet werden. Die beiderseitigen Sommerdeiche sollten stromseitig die Neigung 1 : 4, binnenseitig 1 : 10 erhalten, letztere flache Neigung in Rücksicht auf eintretende Überströmungen bei höheren Winterwasserständen. (Die stromseitige Böschung ist später wegen des zur Verwendung kommenden Schüttbodens auf 1 : 6 abgeändert worden.)

b) Die Westoder mußte in ihrem oberen Teile bis Friedrichsthal zur Abführung des Wassers aus dem Oderbruch und der Niederung selbst sowie aus der unterhalb Schwedt hinzukommenden Weise mindestens einen Querschnitt erhalten, dessen Größe dem Querschnitt des Groß-Schiffahrtkanals Berlin—Hohensaathen ungefähr entsprach und der für Zwecke der Schiffahrt mit 600-t-Schiffen auszubilden war. Unterhalb Friedrichsthal besaß sie, abgesehen von der Strecke Gartz—Schöningen, bereits Querschnitte mit ausreichender Größe. Auf der Strecke Gartz—Schöningen war ein Querschnitt von 7 m Tiefe unter dem Entwurfs-hochwasserstand bei 97 m Sohlenbreite vorgesehen.

Der von Stützkow bis Friedrichsthal führende hochwasserfreie Delch sollte auf der Strecke Stützkow—Schwedt 5 m und von Schwedt bis Friedrichsthal 3 m Kronenbreite, dabei beiderseitige dreifache Böschungen erhalten. Für die Sommerdeiche (Rückstauedeiche) waren dieselben Böschungsneigungen vorgesehen wie für die Sommerdeiche an der Ostoder.

4. Deichanlagen und Polder.

Die vorstehend unter 3. erwähnten Sommerdeiche an der Ost- und Westoder sollten geschlossen bis an den Langen und Kurzen Graben oberhalb Stettin bzw. zwischen Klützig und Güstow durchgeführt werden. Weiter unterhalb wurden geschlossene Verwallungen nicht mehr für notwendig erachtet, da ohne gleichzeitigen Rückstau aus dem Dammschen See eine Ausuferung bei Sommerhochwasser nicht mehr eintrat.

Um den von Deichzügen umschlossenen Wiesen die Vorteile der von den Wiesenbesitzern geforderten Winterüberstauung bei Wasserständen, die unter Deichkrone verblieben, aber bei Nichtbedeichung des Stromes ausufernd würden, nicht zu entziehen, mußten an der Ostoder im Sommer verschließbare Überfälle und Einlaßschleusen vorgesehen werden, denen an der Westoder entsprechende Anlaßschleusen gegenüberstanden. Die Schleusen mußten zum Teil als Schiffsdurchlässe ausgebildet werden, da das gewonnene Heu damals fast ausschließlich mit Kähnen abgefahren wurde. Auch war den Fischern der Zutritt zu den zahlreichen durch die Deichzüge abgeschlossenen Stromarmen zu ermöglichen. Die näheren Bestimmungen darüber blieben Verhandlungen mit den Interessenten vorbehalten.

Der Entwurf sah auch eine Poldereinteilung vor, deren in Aussicht genommene Begrenzungen aber nicht als feststehend angesehen wurden.

Ihre endgültige Festsetzung sollte erst nach weiteren Verhandlungen mit dem zu bildenden Deichverbande folgen.

Weitere Ausführungen dazu bringt der Sonderaufsatz „IV. Landwirtschaftliche Maßnahmen“.

5. Einfluß auf die Wasserstände.

Dieser Einfluß wird in dem bereits erwähnten Sonderaufsatz „II. Die hydraulischen Unterlagen usw.“ näher dargestellt werden.

6. Maßnahmen für die Schifffahrt.

Vor Ausführung der geplanten Vorflutverbesserung verfolgte die Schifffahrt von Stettin aufwärts, sowohl in Richtung nach Berlin als auch nach Schlesien, bis Hohensaathen den vorhandenen mehrfach das Flußtal durchquerenden Stromlauf der Oder, der nacheinander die Städte Gartz, Fiddichow und Schwedt berührte. Bei Hohensaathen vermittelte für den Verkehr nach Berlin eine Kammerschleuse den Übergang der Schiffe in den Finow-Kanal, während die nach Schlesien gehenden Schiffe die Oder weiter verfolgten.

Diese Schifffahrtstraße sollte nach dem Entwurf an mehreren Stellen mit Deichen durchschüttet und dadurch für den Schiffsverkehr unbrauchbar werden. Zur Aufrechterhaltung der Schifffahrt war deshalb außer dem Ausbau der Westoder von Hohensaathen über Friedrichsthal bis Stettin für den Verkehr Stettin—Berlin mit 600-t-Schiffen noch ein Ausbau des Kurzen und Langen Grabens zwischen Güstow und Klütz derart vorgesehen, daß er für die oberhalb Stettin verkehrenden Wasserfahrzeuge bei allen für die Schifffahrt in Betracht kommenden Wasserständen benutzbar wurde und dadurch steten Schiffsverkehr von Stettin nach der Ostoder und nach Schlesien ermöglichte. Da bei Hohensaathen im Entwurf für den Großschiffahrtsweg Stettin—Berlin eine Kammerschleuse vorgesehen war, die auch 600-t-Schiffen den Übergang von dem Großschiffahrtsweg zur Oder und umgekehrt ermöglichen sollte, stand in Zukunft neben der Wasserstraße der Westoder auch die Ostoder für den Verkehr Stettin—Berlin zur Verfügung, allerdings nicht bei allen Wasserständen auch für vollbeladene 600-t-Schiffe, für die zwischen Hohensaathen und Raduhn bei niedrigen Wasserständen nicht die erforderliche Wassertiefe vorhanden war.

Zur Vermittlung des Schiffsverkehrs zwischen den Ortschaften an der Ostoder (Greifenhagen, Fiddichow, Nipperwiese) mit denen an der Westoder (Mescherin, Gartz, Schwedt) waren zwei Querverbindungen zwischen Ost- und Westoder, und zwar

- a) zwischen Greifenhagen und Mescherin für 400-t-Schiffe,
- b) zwischen Niederkränig und Schwedt für Schiffe mit Finowmaß vorgesehen. In den Stromdeichen mußten diese Querverbindungen Schleusenabschlüsse erhalten.

7. Bauwerke.

Aus den vorstehenden Angaben unter 1. bis 6. ergibt sich, daß mit der Ausführung der geplanten Vorflutverbesserung eine große Anzahl von Bauwerken mannigfacher Art: Ein- und Auslaßschleusen, Kahnschleusen für die Heuabfuhr, Schiffschleusen und Wehre zu errichten waren. Dazu gesellten sich noch eine Anzahl von Brücken, die bisher noch nicht erwähnt sind.

Diesen Bauwerken wird ein besonderer Aufsatz „III. Bauwerke“ gewidmet sein.

8. Veranschlagte Kosten der geplanten Vorflutverbesserung.

Unter Annahme einer Bauzeit von 15 Jahren waren die Gesamtkosten im Gesetze vom 4. August 1904 auf 46 976 800 M festgesetzt worden. Nicht enthalten waren darin die Kosten für den Ausbau des Vorflutkanals des Oderbruches bis Schwedt, weil diese Kanalstrecke im Zusammenhang mit dem Schifffahrtkanal Berlin—Hohensaathen veranschlagt war. Auf die einzelnen Bauteile sollten die Gesamtkosten wie folgt verteilen:

a) Grunderwerb und Nutzungsentschädigung	9 180 600 M
b) Bagger-, Erd- und Böschungsarbeiten	24 202 530 „
c) Bauwerke und Nebenanlagen	6 047 436 „
d) Insgesamt	4 887 184 „
e) Bauleitung	2 659 050 „
zusammen	46 976 800 M

Zu diesen Kosten sollten die Provinzen Brandenburg und Pommern einen Beitrag von 5 111 000 M leisten, und die beteiligten Wiesenbesitzer sollten die Verzinsung und Tilgung eines Anteils von 4 109 000 M übernehmen. Eine Begründung der Höhe dieser Beitragsleistungen würde hier zu weit führen.

Außerdem blieb den Wiesenbesitzern, die zu einem Deichverband zusammengeschlossen werden sollten, die Anlage von Folgeeinrichtungen (Schöpfwerke, Gräben usw.) in den geplanten Poldern überlassen.

9. Die Aufstellung von Einzelentwürfen und Änderungen des Entwurfes im Laufe der Bauzeit.

Der dem Gesetze vom 4. August 1904 zugrunde liegende „Allgemeine Entwurf“ hatte nur die Vorflutverbesserung in ihren großen Grundzügen

behandelt, gewisse Einzelfragen dabei noch offen gelassen und die Entscheidung darüber der Bearbeitung von Sonderentwürfen vorbehalten.

Es mußte deshalb eine große Anzahl von Sonderentwürfen für die beabsichtigten Stromverlegungen, Durchstiche und die vielen Bauwerke im Laufe der Bauzeit aufgestellt und zur Genehmigung vorgelegt werden.

Diese Sonderentwürfe hier zu erörtern, würde zu weit führen. Es müssen hier aber einige wichtige Änderungen gegenüber dem ursprünglichen Entwurf, die sich bei der Sonderbearbeitung im Laufe der Jahre als zweckmäßig und notwendig herausstellten, erwähnt und kurz besprochen werden.

a) Ersatz des festen Überfallwehres bei Brusensfelde durch ein Schützenwehr bei Marienhof. Das im allgemeinen Entwurf vorgesehene feste Wehr hätte eine beliebige Regelung der Wasserabgabe aus der Ostoder an die Westoder nicht zugelassen. Es hätte bereits bei kleineren Hochwässern in Wirksamkeit treten müssen, um bei vollem Entwurfshochwasser die vorgesehene Menge von 650 m³/sek uneingeschränkt der Westoder zuführen zu können, bei Mittel- und Niedrigwasser aber jeden Abfluß nach der Westoder verhindert. Es erschien aber notwendig, einerseits die Wassermengen in der Ostoder solange als möglich zusammenzuhalten, um der Westoder das Sommer-Hochwasser nicht eher zuzuweisen, als dies für deren gefahrlose Abführung nötig war, andererseits aber dafür zu sorgen, auch bei niedrigen Wasserständen beschränkte Wassermengen bis zu 50 m³/sek der Westoder zuweisen und dadurch stets eine Auffrischung ihres Wassers bewirken zu können, was aus gesundheitlichen Rücksichten für die Stadt Gartz und den Hafen von Stettin unbedingt nötig war. Dazu bedurfte es der Anlage eines Schützenwehres, das eine beliebige Regelung der Wasserabgabe von der Ostoder an die Westoder gestattete.

Näheres darüber findet sich im Sonderaufsatz „III. Bauwerke“ unter B I b.

b) Wegfall der Einlaßschleuse oberhalb Lunow bei Neuenzoll. Gegen die Anlage dieser geplanten Einlaßschleuse ergaben sich Bedenken. Die Abgabe einer Wassermenge von 20 m³/sek aus dem Hauptstrom an die Westoder hätte bei niedrigen Wasserständen sehr erhebliche Nachteile für die Schifffahrt auf der Oder zwischen Hohensaathen und Raduhn zur Folge gehabt. Außerdem hätte die unterhalb der Schleuse in der Westoder zu erwartende Querströmung der Schifffahrt daselbst gefährlich werden können. Auch wurde eine besondere Auffrischung der Westoder an dieser Stelle nicht mehr für erforderlich erachtet, nachdem die Stadt Schwedt zur Abführung ihrer Abwässer eine Rohrleitung unter der Westoder hindurch zur Ostoder angelegt hatte, und zu einer Auffrischung des Flußwassers bei Gartz und im Hafen von Stettin das Wehr bei Marienhof die Möglichkeit bot (vgl. hierzu Sonderaufsatz II über die Hydraulischen Unterlagen unter Ziff. 3).

c) Verlegung der Querverbindungen für die Schifffahrt zwischen Ostoder und Westoder.

1. Die zwischen Mescherin und Greifenhagen vorgesehene Querverbindung für 400-t-Schiffe wurde, u. a. auch zur Erhaltung eines Schiffsverkehrs zwischen Gartz und Fiddichow, stromaufwärts bis auf die Höhe von Gartz verschoben, wo ein tiefer Stromarm, der Schloo, für ihren Zweck besonders geeignet erschien. Die Schleusen dieser Querverbindung sind in dem Aufsätze „III. Bauwerke“ unter B II c näher beschrieben.

2. Für die zwischen Schwedt und Niederkränig vorgesehene Querverbindung für Schiffe mit Finowmaß wurde auf Antrag der Stadt Schwedt die Schiffsgröße auf 600 t erhöht. Die Stadt Schwedt legte Wert darauf, auch die Verkehrsmöglichkeit mit Schlesien zu behalten, und wurde in diesem Bestreben von der Kaufmannschaft zu Stettin unterstützt.

Die in Aussicht genommene Querverbindung mit zwei Schleusen ist dann, obgleich mit ihrem Bau bereits begonnen war, durch eine Querverbindung Schwedt—Nipperwiese ersetzt worden, wozu der bisherige Oderarm zwischen den genannten Orten benutzt werden konnte. Es bedurfte dabei nur der Anlage einer einzigen Schleuse, die zwischen der Westoder und dem alten Stromarm in dem den letzteren unterhalb Schwedt abschneidenden hochwasserfreien Deiche errichtet wurde. Dabei war dieser Stromarm beiderseits einzudeichen und kam eine gegenüber Nipperwiese in Aussicht genommene größere Einlaßschleuse für Winterhochwasser in Wegfall.

Für diese Änderung waren teils geldliche Gesichtspunkte, teils aber auch Rücksichten auf die Sicherheit der Schifffahrt maßgebend. Näheres darüber ist im Sonderaufsatze „III. Bauwerke“ unter B II b ausgeführt.

d) Teilweiser Ersatz von Kahnschleusen durch Fähren und Brücken. Wie unter D zu 4 erwähnt, sollten im Niederungsgebiet unterhalb Schwedt und Nipperwiese die Einlaßschleusen an der Ostoder und die Auslaßschleusen an der Westoder zum Teil als Schiffsdurchlässe ausgebildet werden, da das in den bisher uneingedeichten Niederungen gewonnene Heu fast ausschließlich auf dem Wasserwege mit Kähnen ab-

gefahren wurde. Der allgemeine Entwurf nahm dafür die Anlage einer größeren Anzahl von kleinen Kammerschleusen (Kahnschleusen) in Aussicht. Dazu ist zu bemerken, daß oberhalb von Fiddichow und Gartz an einzelnen Stellen, wo höhere Uferrehnen dies ermöglichten, auch Fuhrwerke zur Heuabfuhr benutzt wurden. Das Heu wurde in Kähnen an die Rehnen herangebracht und dann mit Fuhrwerken abgefahren. Einige Fahren vermittelten dabei den Verkehr zwischen dem Wiesengebiet und dem gegenüberliegenden Stromufer.

Die während der Bauzeit entstehenden Deiche und Sandaufschüttungen neben ihnen schufen, wie die erwähnten Uferrehnen, auch an anderen Stellen die Möglichkeit eines Fuhrwerksverkehrs. Im Gebiete von Greifenhagen wurde dieser Fuhrwerksverkehr durch die vorhandene Strombrücke begünstigt, was auch an anderen Stellen das Bestreben nach Errichtung von Brücken oder Fahren entstehen ließ. Es sind dann im Laufe der Bauzeit an mehreren Stellen neue Fähranlagen eingerichtet worden. Näheres darüber bringt der Sonderaufsatz „III. Bauwerke“ unter B IV b.

Auch für das Gebiet gegenüber der Stadt Gartz wurde die Anlage einiger Fahren in Aussicht genommen, wogegen die dort im Entwurf vorgesehenen, aber noch nicht errichteten Kahnschleusen wegfallen konnten. Den Bemühungen der Stadt Gartz gelang es jedoch, an Stelle der Fahren den Bau einer Wirtschaftsbrücke durchzusetzen, worüber Sonderaufsatz „III. Bauwerke“ unter B III c nähere Angaben bringt.

e) Die Wandlung der Vorschläge für den Hochwasser-einlaß bei Cricort. Bei Cricort endete der im Jahre 1862 errichtete hochwasserfreie Flügeldeich, der den bisherigen Hauptstrom zwischen Peetzig und Cricowen sperrte und die ganze Wassermasse aus dem Oberlauf an den Ostrand des Tales zwischen Peetzig und Niedersaathen drängte und zugleich den Rückstauungspunkt für das Oderbruch bis dorthin verschob. Hier mußten die neu vorgesehenen Sommerdeiche der Ostoder anschließen, da die hier den Schutz des Polders A an Stelle von Deichen bildenden Uferrehnen in ihrer Höhe nicht ausreichten, auch wegen der erforderlichen Erweiterung des Hochwasserabflußquerschnittes besetzt werden mußten. Es wurden aber Maßnahmen zur Verhinderung einer Hebung der Hochwasserstände oberhalb von Cricort notwendig, da eine solche Hebung für die weiter oberhalb gelegenen Ortschaften, insbesondere für das Dorf Peetzig, gefährlich werden konnte. Der allgemeine Entwurf überließ die Vorschläge dafür der späteren Sonderbearbeitung. Da der bestehende Flügeldeich nach Herstellung des geplanten hochwasserfreien Deiches Stützkow—Schwedt—Friedrichsthal seine Bedeutung für das Oderbruch verlieren mußte, wurde zunächst der Vorschlag erwogen, ihn bis auf die Höhe des Entwurfs-Hochwassers abzutragen und im Anschluß daran auch den neuen Sommerdeich auf der Strecke von Cricort bis Niedersaathen ohne die sonst für sämtliche Sommerdeiche vorgesehene Überhöhung auszuführen. Dadurch wäre ein etwa 5 km langer Überfall geschaffen worden, der in Tätigkeit treten mußte, sobald der Wasserstand der Oder die Höhe des Entwurfs-Hochwassers zu übersteigen begann. Diesem Vorschlag wurde aber von Seiten des Polders A widersprochen, weil der Flügeldeich für die oberhalb belegenen Flächen des Polders einen, wenn auch nur beschränkten Schutz gegen Hochwasser und Eisgang gewährte und weil bei Fortlassung der Deichüberhöhung die in Zukunft zu erwartende Sicherheit gegen unzeitige Überflutung durch Sommer-Hochwasser für den Polder A geringer geworden wäre als für den Polder B.

Es wurde alsdann vorgeschlagen, den neuen Sommerdeich von Cricort abwärts auf eine Länge von mehreren hundert Metern durch ein Nadelwehr zu ersetzen. Doch wurde auch dieser Vorschlag bei der Bearbeitung aufgegeben, weil die Bedienung eines so langen Nadelwehres mit sehr großen Schwierigkeiten verbunden sein mußte.

Nach mehrfachen Verhandlungen wurde dann der Bau einer größeren Einlaßschleuse beschlossen, die im Sonderaufsatz „III. Bauwerke“ unter B IV a 2 näher beschrieben ist. Diese Einlaßschleuse und die weiter oberhalb belegene alte Einlaßschleuse des Polders A gegenüber Peetzig reichen zusammen aus, um eine schädliche Hebung der Hochwasserstände weiter oberhalb zu verhüten.

E. Die Ausführung der Vorflutverbesserung.

Für die Ausführung war eine Bauzeit von 15 Jahren vorgesehen. Nach Beendigung der Verhandlungen mit den beteiligten Provinzen und den zu einem Deichverbande zusammengeschlossenen Wiesenbesitzern über ihre Beitragsleistungen und nach Erledigung sonstiger vorbereitender Maßnahmen, u. a. auch Beschaffung der für den Baubeginn notwendigen Baggergeräte, begannen die Bauarbeiten im Jahre 1907, sie mußten demnach bis zum Jahre 1922 beendet sein.

Nähere Mitteilungen über den Gang der Bauausführung bringt der Schlußaufsatz VII. Die wichtigen Erd- und Baggerarbeiten werden im Sonderaufsatz V eingehend beschrieben, und dem mit der Bauausführung in engem Zusammenhange stehenden Erwerb des erforderlichen Grund und Bodens sowie der Fischereien ist der Sonderaufsatz VI gewidmet.

Es erschien erwünscht, die Bauzeit möglichst abzukürzen, um die ausgedehnten Gebiete, denen die Vorflutverbesserung zugute kommen sollte, möglichst frühzeitig in den Genuß der erstrebten Vorteile treten zu lassen. Zu Beginn des Jahres 1914 waren die Arbeiten auch so weit gefördert, daß man mit ihrer Beendigung schon im Jahre 1918 rechnen zu dürfen, auch bestand damals die begründete Hoffnung, daß die veranschlagten Mittel ausreichen würden, um die Ziele des Gesetzes vom 4. August 1904 voll zu erreichen. Diese Berechnungen und Hoffnungen warf der Weltkrieg über den Haufen. Zwar wurden die Arbeiten nach Kriegsbeginn zunächst — wenn auch mit weniger Arbeitskräften — fortgesetzt, und insbesondere wurden die Arbeiten an dem für die Vorflutverbesserung des Oderbruches bedeutsamen Kanal Schwedt—Friedrichsthal in den Jahren 1914 und 1915 weitergeführt und — abgesehen von dem wichtigen Abschluß der Westoder bei Schwedt gegen den dem Hochwasser auch weiterhin zugänglichen alten Oderlauf daselbst — im wesentlichen beendet, aber von Beginn des Jahres 1916 ab beschränkten sich die Arbeiten fast ausschließlich auf die Erhaltung der bis dahin geschaffenen Bauanlagen. Die Arbeiten wurden verhältnismäßig teuer, und schon damals mußte mit einer, wenn auch mäßigen Überschreitung der Kostenanschlagsumme gerechnet werden. Als dann nach dem Abschluß des Waffenstillstandes Arbeiter in großer Zahl heimkehrten, wurden die Arbeiten in größerem Umfange wieder aufgenommen, teilweise als Notstandsarbeiten. Doch wurden sehr erhebliche Fortschritte gegen den Zustand im Jahre 1916 nicht erzielt, was zum Teil am Mangel an Kohlen für die Baggerungen, zum erheblichen Teil aber auch an der stark verminderten Leistungsfähigkeit der Arbeiter lag. Infolge der stark gestiegenen Arbeitslöhne und Kosten für Bau- und Betriebsstoffe wurden aber die noch verfügbaren Geldmittel bald aufgebraucht, und am Schlusse des Jahres 1920 stand die Baubehörde am Ende der seinerzeit bewilligten rd. 47 Mill. RM. Um die Einstellung der Arbeiten und dann unvermeidliche Arbeiterentlassungen zu vermeiden, mußte der Regierungspräsident in Stettin damals besondere Mittel erbitten. Es bestand die Gefahr, daß die für Fortsetzung und planmäßige Beendigung der Bauten noch nötigen Geldmittel nicht würden bewilligt werden können, und daß nur die allerdringlichsten Arbeiten, wie z. B. die noch ausstehende völlige Trennung der Westoder bei Schwedt gegen den alten Oderlauf daselbst, zur Ausführung kommen würden. Diese Gefahr ist aber nach längeren Verhandlungen glücklich gebannt und das Gesamtwerk dann durch das Deutsche Reich, das durch den Staatsvertrag vom 21. Juli 1921 die Wasserstraße der Oder übernommen hatte, und das Land Preußen gemeinsam zu Ende geführt worden, wenn auch mit einer Verlängerung der Bauzeit um etwa zehn Jahre.

Nähere Mitteilungen darüber enthält der Schlußaufsatz VII.

F. Erfolge der Vorflutverbesserung.

Die wirtschaftliche Bedeutung der geplanten Umgestaltung des Oderstromes lag auf dem Gebiete der Landeskultur. Sie sollte durch weitgehende Verhinderung unzeitgemäßer Überschwemmungen in den von ihr berührten ausgedehnten Niederungsgebieten, also im Oderbruch, im Lunow-Stolper Bruch, in den Poldern A und B und im Wiesengebiet unterhalb Schwedt und Nipperwiese, zur Sicherung und Steigerung der Ernteerträge beitragen.

Die dazu im Entwurf angestrebten Senkungen der Wasserstände sind im Sonderaufsatz „II. Hydraulische Unterlagen“ nachgewiesen. Dort werden auch die nach der Ausführung tatsächlich eingetretenen Senkungen besprochen. Wenn auch — wie dort ausgeführt ist — die Zeit seit Beendigung der Bauausführungen noch zu kurz ist, um ein Urteil darüber zu gestatten, ob und wie weit die tatsächlichen Wasserspiegelsenkungen den im Entwurf berechneten entsprechen, so läßt sich doch bereits jetzt übersehen, daß die Senkung der Wasserstände in der als Vorfluter der Niederungsgebiete dienenden Westoder so erheblich ist, daß in der Vegetationsperiode die Entwässerung des Oderbruches durch das Wehr bei Hohensaathen auch bei mittleren Sommer-Hochwässern nicht mehr gefährdet wird. Nur bei vollem Entwurfs-Hochwasserstande ist eine vorübergehende Störung denkbar. Es ist also auf diesem Gebiete ein großer Erfolg zu verzeichnen. Das Lunow-Stolper Bruch und Polder A werden viel seltener zu künstlicher Entwässerung gezwungen sein als früher, und Polder B kann sich durch Anlage eines Entwässerungssieles nach der Westoder die Vorteile der Senkung der Wasserstände in ihr gleichfalls zunutze machen. Ein solches Siegel ist auch bereits geplant.

Auch im Wiesengebiet unterhalb von Schwedt und Nipperwiese werden die dort eingedeichten Polder durch die Sommereindeichungen weitgehend vor unzeitigen Überflutungen geschützt, denen sie früher alljährlich ausgesetzt waren.

In dem Wiesengebiet, mit Einschluß der Polder A und B ist aber die erhoffte Steigerung der Wiesenerträge ausgeblieben, obgleich sie — wie seinerzeit von den Wiesenbesitzern gefordert worden ist — für

die Winterüberstauung durch Hochwasser offen stellen. Das liegt aber in erster Linie daran, daß die Schlickführung der Winter-Hochwässer durch die vielen Stromverbesserungen und Talsperrenbauten im Oberlauf der Oder stark vermindert ist. Die Wiesenbesitzer erstreben deshalb jetzt eine wenigstens teilweise hochwasserfreie Eindeichung der Polder, um auf Ackerwirtschaft übergehen zu können. Es wird dieserhalb auf den Sonderaufsatz „IV. Landwirtschaftliche Maßnahmen“ verwiesen.

Die Vorbedingungen für die Ausführung solcher hochwasserfreien Eindeichungen sind aber erst durch die ausgeführte Vorflutverbesserung der unteren Oder geschaffen worden und daher auch als ein Erfolg dieser Vorflutverbesserung zu bewerten.

Für die Schifffahrt bezweckten die im Entwurf von 1899 vorgesehenen Maßnahmen lediglich, die Nachteile auszugleichen, die durch die erheblichen Veränderungen an den Wasserstraßen sonst für die Schifffahrt entstanden wären. Dabei mußte natürlich die Begradigung des früher stark gewundenen Stromlaufes und insbesondere die Ausschaltung der

alljährlichen Versandungen ausgesetzten Stromstrecke Niedersaathen—Schwedt—Nipperwiese für die Schifffahrt günstig sein.

Die für die Vorflutverbesserung notwendige Zerteilung des Stromlaufes abwärts bis Stettin ergab aber auch die Möglichkeit, die Westoder in Verbindung mit dem neuen Schifffahrtsweg von Berlin bis Hohensaathen, dem jetzigen Hohenzollern-Kanal, für 600-t-Schiffe, und damit für den Großschifffahrtsweg Berlin—Stettin auszunutzen, was bei Aufstellung des Entwurfs für die Vorflutverbesserung im Jahre 1899 noch nicht beabsichtigt war. Damit war neben der „Verbesserung der Vorflut“ zugleich eine „Oderregulierung“ zur Verbesserung der Schifffahrt geschaffen, die eine erhebliche Steigerung des Schiffsverkehrs zwischen Stettin und Berlin zur Folge gehabt hat. Näheres darüber bringt der Schlußaufsatz VII. Die dort nachgewiesene Verkehrssteigerung wäre aber ohne Herstellung des Hohenzollernkanals nicht möglich gewesen und kann daher nicht als alleiniger Erfolg der im Gesetz vom 4. August 1904 für die untere Oder vorgesehenen Maßnahmen angesprochen werden.

Alle Rechte vorbehalten.

Das Werrabauwerk bei Hann.-Münden.

Von Dipl.-Ing. Hellmuth Oeser, Kassel.

1. Linienführung der Reichsautobahn bei der Kreuzung des Werratales im Zusammenhang mit dem Entwurf des Bauwerks.

Die Reichsautobahnstrecke Kassel—Göttingen im Zuge der Nord-südstrecke Hamburg—Süddeutschland kreuzt in der Nähe der Stadt Hann.-Münden das Werratal in einer landschaftlich sehr reizvollen Gegend. Es war daher neben den technischen Bedingungen größte Aufmerksamkeit dem Wunsche zu widmen, die Strecke so zu gestalten, daß den Benutzern der Reichsautobahn die schönen Landschaftsbilder des Talüberganges und der benachbarten Hänge erschlossen werden.

Schon der erste Plan einer Autobahn, die von Hamburg über Frankfurt a. M. nach Basel (Hafraba) vorgeschlagen wurde, sah eine Kreuzung des Werratales in dem Bereich zwischen Hann.-Münden und Hedemünden vor. Als nach der Machtübernahme im Jahre 1933 die Gesellschaft zur Vorbereitung der Reichsautobahnen (Gezuvor) das Grundnetz festlegte, wurde ein Teil des genannten Vorschlages und damit der Werraübergang übernommen.

So lag es nahe, daß die Oberste Bauleitung Kassel der Reichsautobahnen zunächst auf diesen Vorstudien aufzubauen versuchte. Es stellte sich aber bald heraus, daß bei den im Anfang für den Bau der Reichsautobahnen gegebenen technischen Richtlinien zur Überschreitung des Werratales ein Bauwerk von 80 m Höhe über der Talsohle notwendig wäre. Die ersten Bodenuntersuchungen ergaben jedoch an der fraglichen Baustelle Gründungsverhältnisse, die den Bau eines derartig gewaltigen Bauwerks nicht ratsam erscheinen ließen. Es mußte also ein anderer Weg gesucht werden.

Nachdem der Versuch, das Werratal hoch zu überschreiten, als gescheitert angesehen werden mußte, wurde der andere Weg, das Tal so weit als irgend möglich auszufahren, untersucht. Für den Abstieg in das Werratal von Norden her, ergaben sich besondere Schwierigkeiten nicht. Das Tal wurde in der Nähe von Hedemünden erreicht. Im Tale selbst wurden die Reichsbahnstrecke Kassel—Eichenberg, die Reichsstraße Witzenhausen—Hann.-Münden, die Werra und die Straße Oberode—Laubach gekreuzt (Linie 1 der Abb. 1).

Dem Leitsatze der ganzen Untersuchung entsprechend suchte man alle Kreuzungen in Mindesthöhe durchzuführen und kam zu einem Entwurf für den Talübergang, der eine schiefe Unterführung der Reichsbahn vorsah, an die sich ein etwa 100 m langer Damm anschloß. Darauf folgte das Hauptbauwerk als Blechträgerüberbau von etwa 400 m Länge, unter das die beiden Straßen und die Werra durchgeführt waren. Teilweise wäre dieses Bauwerk, besonders in den an die Widerlager anschließenden Öffnungen, der Erde so nahe gekommen, daß die Lichthöhe geringer gewesen wäre als die Bauhöhe. Außerdem erschienen die Kosten im Verhältnis zu dem erreichten Ergebnis zu hoch.

Dieser Gesichtspunkt und die architektonischen Mängel des Entwurfs führten zur Untersuchung weiterer Lösungen mit etwas höher liegender Fahrbahn in der gleichen Linienführung und zur Prüfung einer Wahllinie, die die Werra fast rechtwinklig kreuzen sollte (Linie 2 der Abb. 1).

Die Wahlvorschläge zum Entwurf in der Linie 1 gingen durchweg von dem Gesichtspunkte aus, das Hauptbauwerk zu verkürzen, um dadurch an Kosten zu sparen und gleichzeitig den ungünstigen Eindruck des langgestreckten, tief liegenden Bauwerks zu mildern.

Ein neuer Entwurf faßte Reichsbahn und Reichsstraße in ein Bauwerk aus Eisenbeton und Stahl zusammen, schaltete einen längeren Damm ein und verkürzte das Hauptbauwerk über die Werra auf 200 m Länge, während die Straßenunterführung getrennt in den anschließenden Damm gelegt wurde. Die Werrabrücke selbst war nun zwar befriedigend gelöst. Dafür war aber die Hochwasserabführung gefährdet, und außerdem gefiel die Kreuzung mit Reichsbahn und Reichsstraße nicht. Man ging deshalb noch einen Schritt weiter und entwarf einen über die ganze Länge des Tales durchgehenden Damm, der nur durch Einzelbauwerke für die Verkehrswege und eine Strombrücke von 85 m Stützweite unterbrochen war. Das Hochwasser sollte durch eine lange Kette von niedrigen Durchlässen abgeführt werden, über denen der Damm durch Stützmauern eingefäßt wurde. Dies hätte eine vollkommene Abriegelung des Tales bedeutet. Es wurde infolgedessen der an die Strombrücke anschließende Damm in eine Eisenbetonplattenbrücke mit zahlreichen Stützen aufgelöst. Die vielgestaltigen Bauwerke, die hierbei in einem zusammenhängenden Talübergang nebeneinander gestanden hätten, führten zur Ablehnung auch dieses Entwurfs und damit der ganzen Linie.

So entwickelte sich die oben genannte Linie 2, bei der es möglich war, die Reichsautobahn sowohl unter der Reichsbahn als auch unter der Reichsstraße durchzuführen, also die denkbar tiefste Lage im Tal zu erreichen. Die Hauptbrücke lag bereits im Anstieg zur anderen Talseite und wies drei Öffnungen von 40, 85, 40 m, also eine Gesamtlänge von

165 m auf. Die Straßenunterführung blieb wie bei den früheren Entwürfen. Wenn auch diese Lösung noch nicht restlos befriedigte, so hätte sich in der Linie 2 sicher ein brauchbarer Entwurf finden lassen.

Inzwischen hatten sich aber bei der Trassierung für die Fortsetzung der Linie nach Süden weitere Hindernisse ergeben. Der Spiegelbach, der Glasbach und der Laubach kommen vom Kaufunger Wald in tief eingeschnittenen Tälern von Süden in das Werratal. Das hügelige Gelände im Anstieg zur Höhe des Cattenbühl mit seinen an sich schon großen Schwierigkeiten schloß also außerdem noch drei unangenehme Talübergänge ein, die sehr hohe Kosten verursacht hätten.

Auf Anregung des Generalinspektors für das deutsche Straßenwesen entschloß man sich zur Untersuchung einer dritten Trasse (Linie 3 der Abb. 1), die nördlich Hedemünden auf den Hängen des rechten Werraufers weiter führte und das Werratal kurz vor dem Kraftwerk am „Letzten Heller“ schräg kreuzte. Man kehrte also zum Höhenweg zurück, der eine Hochbrücke bedingte. Wenn auch die Kosten eines solchen Bauwerks im Verhältnis zu einer tief liegenden Talbrücke sehr hoch sind, so konnten sie doch gegenüber den Schwierigkeiten und Kosten, wie wir sie bei der vorher behandelten Linie gesehen haben, nicht so sehr ins Gewicht fallen. Die genauere Untersuchung rechtfertigt diesen Standpunkt auch. Der Talübergang in einer Höhe von 70 m lag zwar nicht mehr ganz so hoch wie bei dem ersten Versuch mit der Hochbrücke. Immerhin mußte aber auch hier noch daran gezweifelt werden, ob die Gründungen ohne unliebsame Überraschungen möglich waren. Die Linie 3 ließ eine Absenkung auf eine unbedenkliche Höhe nicht zu.

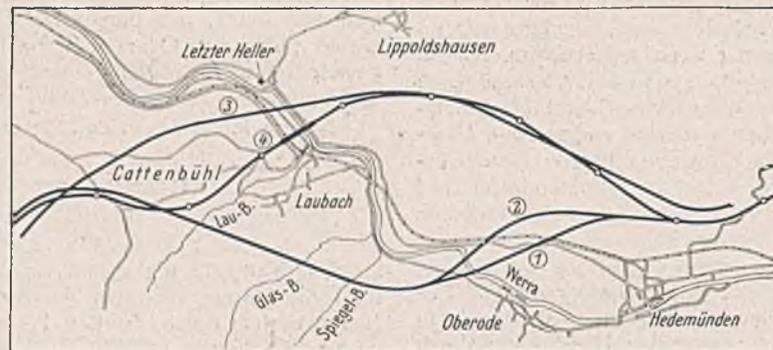


Abb. 1. Vergleich der Linienführung.

Man kehrte nun zur Ausgangslinie zurück und versuchte diese abzusinken. Durch Abweichungen von den damaligen Richtlinien für Mittelgebirgsstrecken und Anwendung der für Hochgebirgsstrecken als zulässig anerkannten Halbmesser von 600 m und Steigungen von 8‰ gelang es auch, das Werratal in 50 bis 60 m Höhe zu überschreiten (Linie 4 der Abb. 1). Die neue Linie folgt zunächst von Norden her dem Zuge der Linie 3, schwenkt jedoch südlich von Lippoldshausen in scharfem Bogen nach Süden ab, steigt durch einen kurzen Einschnitt teilweise zum Tal ab und kreuzt das Werra-

Entwürfe sah einen Blechträgerüberbau von etwa 400 m Länge mit fünf Öffnungen von 75, 95, 95, 75, 60 m Stützweite vor, dessen Fahrhahnoberkante etwa 50 m über Talsohle liegt (Abb. 3). Der zweite Entwurf stellte eine Lösung mit durchlaufendem Fachwerkträgerüberbau dar, dessen Gesamtlänge 416 m in fünf Stützweiten von 80, 96, 96, 80, 64 m bei einer Höhe der Fahrhahn von etwa 61 m über Talsohle beträgt (Abb. 4). Es zeigte sich, daß die Ersparnisse bei der tiefer liegenden Brücke nicht groß genug waren, um die Mehrkosten und weiteren Schwierigkeiten in der übrigen Linienführung aufzuwiegen.

Der Entwurf mit der größeren Höhe wurde der Ausschreibung zugrunde gelegt. Von den anbietenden Firmen wurden zwei sehr interessante Wahlvorschläge eingereicht. Es wurden eine Eisenbetonbogenbrücke in Hohlbauweise (Abb. 5) und eine Stahlbogenbrücke (Abb. 6) angeboten. So sehr die kühne Gestaltung der beiden Entwürfe aber im ersten Augenblick besticht, so mußten beide doch fallen gelassen werden. Das Werratal weist in der Nähe der Baustelle starke Windungen auf und hätte die Bogen nie voll zur Geltung kommen lassen. Außerdem wären die Fundamentbelastungen über das für den Baugrund zulässige Maß hinausgegangen, besonders auf dem rechten Ufer.

Es blieb daher endgültig bei dem der Ausschreibung zugrunde gelegten, in Abb. 4 dargestellten Entwurf. Die Höhe der Fahrhahn über dem Normalstau der Werra liegt genau auf 60,82 m oder rd. 65 m über Flußsohle. Es war zu überlegen, ob die Pfeiler zweckmäßiger als Eisenbetonhohlkörper (Abb. 7) oder voll ausgebildet werden sollten, da ihre Höhe bis zu 50 m reicht. Man entschloß sich zu vollen Pfeilern, die die Möglichkeit boten, eine Werksteinverkleidung statisch wirksam mit einzusetzen. Neben diesem technischen und architektonischen Gesichtspunkte beeinflusste auch die volkswirtschaftliche Frage, der zu damaliger Zeit sehr notleidenden Werksteinindustrie durch eine umfangreiche Arbeit zu helfen, die Entscheidung.

Die Grundzüge des Bauwerks lagen damit fest.

Da die Baugrundverhältnisse, wie unter 3. näher erläutert wird, für den gesamten Brückenzug ziemlich einheitliche Setzungen der Pfeiler und Widerlager erwarten ließen, wurden als Tragwerk über sechs Stützen durchlaufende Träger gewählt. Als überzählige Größen wurden die Stützenmomente über den vier Pfeilern gewählt.

Die Berechnung geschah nach den Bestimmungen der Din-Normen für Straßen-

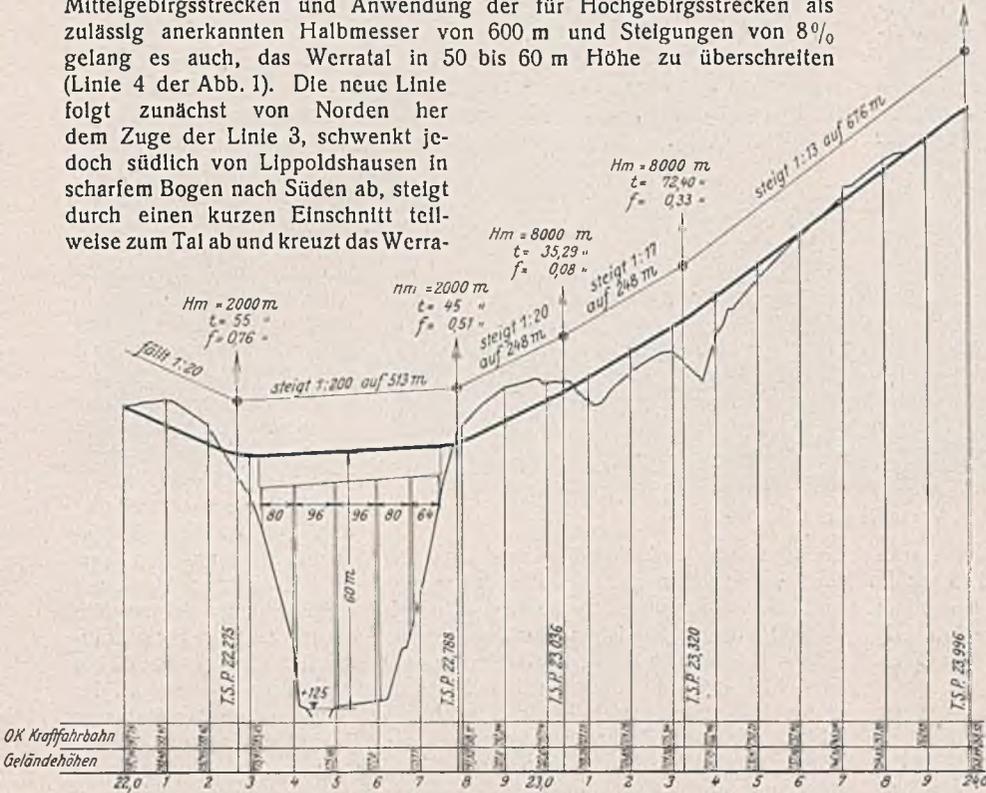


Abb. 2. Höhenplan der endgültigen Linie.

tal ungefähr rechtwinklig. Sie führt auf der anderen Seite wiederum im kurzen Einschnitt nach Forsthaus Haarth und steigt dann in scharfem Bogen und mit steller Steigung zum Kaufunger Wald hinauf (Abb. 2). Da die gesamte Lintenführung und der Talübergang sehr befriedigten, fand die Linie die Zustimmung des Generalinspektors, und der Weg für den Bau eines der größten Bauwerke der Reichsautobahnen war frei. Es war gleichzeitig auch die Grundlage für eine der landschaftlich schönsten Strecken der Reichsautobahnen geschaffen.

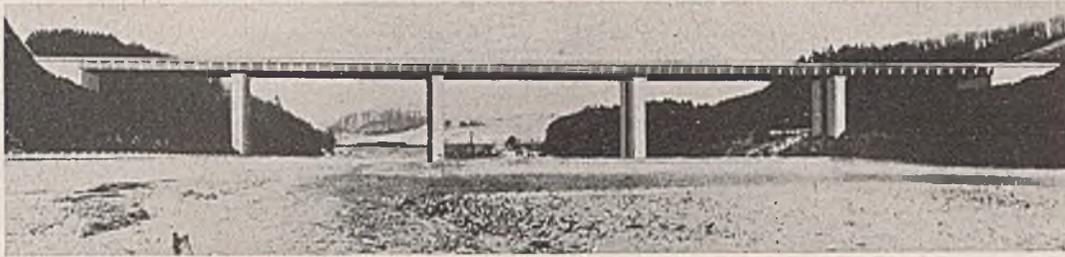


Abb. 3. Entwurf einer Blechträgerbrücke.

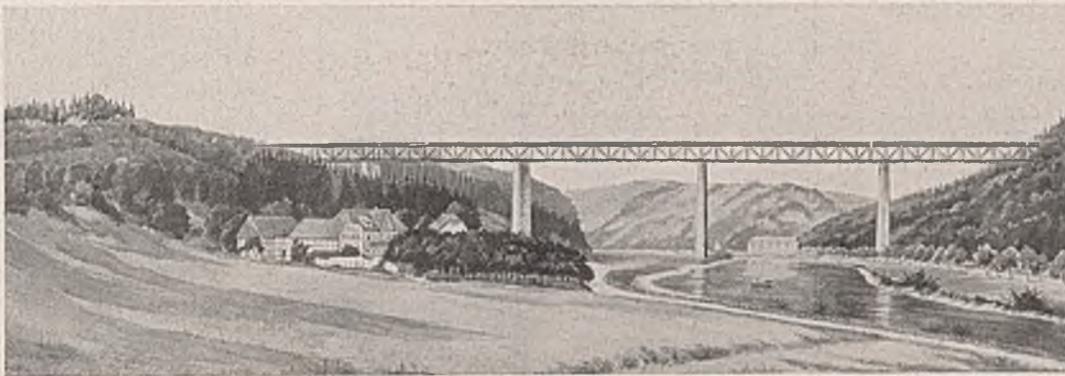


Abb. 4. Entwurf einer Fachwerkbrücke.

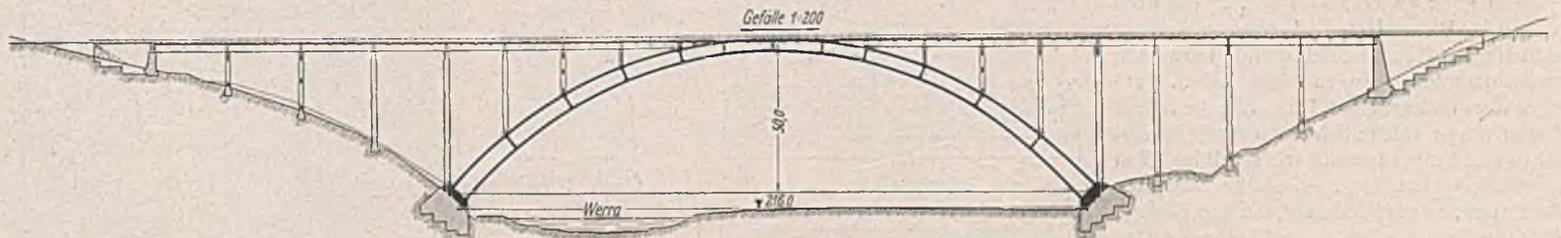


Abb. 5. Vorschlag mit Eisenbetonbogen.

2. Wahl des endgültigen Entwurfs.

Nachdem durch die Linienwahl grundsätzlich festgelegt war, daß das Werratal nicht in voller Höhe überschritten werden sollte, wurden zwei Vorschläge geprüft, um einen Kostenvergleich zu haben. Der eine dieser

brücken. Die Hauptträgerbelastungen aus ständiger Last ergaben sich für die äußeren Hauptträger zu 6,18 t/m, für die inneren zu 6,12 t/m. Der geringe Unterschied in diesen Belastungen wurde bei der Verkehrslast wieder annähernd ausgeglichen. Da die Fahrstreifen nicht genau



Abb. 9. Baugrube von Pfeiler 1 (rechts 20 m hohe Felswand).



Abb. 10. Verlegen der Dichtung.

Gewicht entgegensteht, da eine später beabsichtigte Verbreiterung der Straße zu berücksichtigen war. Im Bereich des Pfeilers selbst ist diese Verbreiterung schon jetzt durchgeführt. Sie dient vorläufig als Rastplatz für Fahrzeuge, die an der Brücke verweilen wollen. Abb. 8 zeigt einen Schnitt durch den Pfeiler und das anschließende Gelände. Da außerdem die zulässige Bodenpressung verhältnismäßig gering war, mußte der Pfeilerfuß als Eisenbetonplatte von 15,2 m Breite und 35 m Länge ausgebildet werden, auf der der Pfeilerschaft mit einer Grundfläche von 6,257 · 25,6 m steht. Das Mittelstück des Fundaments von 17,6 m Länge ist so bewehrt, daß die Auskragungen senkrecht zur Pfeilerachse in den unter dem Pfeilerschaft liegenden Baukörper von 3,5 m Höhe eingespannt sind. Die Auskragungen nehmen nach außen bis auf 2 m Höhe ab. An dieses Mittelstück schließen sich zwei Querbalken von 4 m Breite und 3,5 m Höhe, die an dem Ende auf 3,3 m ermäßigt wird, an. In die Querbalken sind die in der Längsrichtung noch um je 4,7 m auskragenden Fundamentteile durch entsprechende Bewehrung eingespannt. Auch diese Auskragungen weisen an den Enden nur noch eine Höhe von 2 m auf.

Wie bereits erwähnt, war der Wasserandrang beim Aushub der Baugrube sehr stark. Das Wasser wurde in Sammelrinnen dem Pumpensumpf zugeführt, bis die Bausohle erreicht war, dann wurde es in Sickerleitungen gefaßt (Abb. 9), um ein Ausspülen des Sohlenbetons zu verhindern. Bis zur Beendigung der Fundamentarbeiten wurde das Wasser durch ununterbrochenes Pumpen ferngehalten. Nachdem die Unebenheiten der Sohle und der Wände der Baugrube mit Magerbeton ausgeglichen waren, mußte zunächst für die erforderliche Dichtung Sorge getragen werden, da das Grundwasser, wohl vermengt mit Werrawasser, betonzerstörende Eigenschaften hat. Auf der Sohle wurde eine Flachschiicht und an den Wänden eine halbsteindicke Schicht von Klinkern in Bitumenmörtel angebracht. Hierauf wurde die sogenannte Heku-Isolierung verlegt. Diese besteht aus einem Bitumenklebputz, auf den eine 0,1 mm dicke, wafelartig gepreßte Kupferfolie verlegt wird, und einem Deckaufstrich, ebenfalls aus Bitumen. Abb. 10 zeigt im Hintergrunde den Klebputz, im Vordergrund das Verlegen der Kupferfolie. In dem fertigen Trog wurden die Bewehrungs-eisen verlegt und der Beton eingebracht. Durch sorgfältige Auswahl der Körnung in den Zuschlagstoffen und Zusatz von 300 kg Hochofenzement je m³ wurde ein sehr dichter Beton erzielt, der selbst bei etwaiger örtlicher Undichtigkeit der Dichtung dem Wasserangriff widerstehen wird. Der Übergang von der Fundamentplatte zum Pfeilerfuß wurde in Stampfbeton mit 250 kg/m³ Hochofenzementgehalt hergestellt.



Abb. 11. Schutzgerüst.

Eine unvorhergesehene Erschwerung der Arbeiten trat auf, während gerade die Sohlendichtung eingebracht wurde. Infolge der Lage des Pfeilers im Steilhang stellte die Baugrube auf der Bergseite einen 15 bis 20 m hohen, steinbruchartigen Einschnitt dar (s. Abb. 9). Die hohe Felswand war zunächst vollkommen standsicher und gab zu keinerlei Bedenken Anlaß. Während der Ausschachtung der Baugrube und der weiteren Arbeiten herrschte lange Zeit trockenes und vor allem sehr sonniges Wetter. Da die Bruchfläche dem Süden zugekehrt ist, trockneten die zwischen den verwitterten Steinbänken liegenden dünnen Sandschichten aus. Die Bänke liegen aber teilweise zum Tale geneigt. Der Sand rieselte langsam heraus. Einzelne Felsblöcke wurden locker und bildeten eine große Gefahr für die in der Baugrube arbeitenden Menschen. Die Arbeiten wurden sofort unterbrochen und zunächst eine Sicherung der Baugrube durch ein breites Schutzgerüst, das mit doppelter Lage Altschwellen abgedeckt war, geschaffen (Abb. 11). Wie richtig und notwendig diese Maßnahme zur Sicherung von Menschenleben war und wie falsch es gewesen wäre, jene etwa wegen der ziemlich hohen Kosten zu sparen, zeigte sich in sehr kurzer Zeit. Sehr bald stürzten nämlich wiederholt Felsblöcke von mehreren Kubikmetern Inhalt auf das Schutzgerüst. Die Arbeiten aber konnten ohne Gefahr für die Schaffenden durchgeführt werden.

Die Lockerung des zerklüfteten Hanges barg schließlich auch noch die Gefahr eines Bergrutsches in späteren Zeiten in sich. Es wurde deshalb die ursprünglich vorgesehene Hinterfüllung des Pfeilers mit Aushubmassen teilweise fallen gelassen und der untere Teil der Baugrube nach Fertigstellung des Pfeilers mit Magerbeton ausgefüllt. Auf diese Weise ist der Hang wieder unverrückbar festgelegt und die Rutschgefahr gebannt.

Wesentlich ungünstigere Bedingungen waren von vornherein für die Gründung des Pfeilers II gegeben. Er liegt unmittelbar am linken Werraufer. Infolgedessen wiesen die oberen Schichten, neben lehmigem Sand, Ablagerungen von Faulschlamm auf, die wohl aus früheren Flußbettverlagerungen herrühren. In offener Baugrube konnte deshalb, selbst wenn man Spundwände zu Hilfe genommen hätte, nicht gearbeitet werden, da dann mit starken Wassereintrüben gerechnet werden mußte. Eine Pfahlgründung schied wegen der Tiefe des Baugrundes und der großen Belastung durch den hohen Pfeiler von selbst aus. So blieb nur noch die Möglichkeit, mit Senkkästen zu gründen. Man wählte einen Eisenbetonsenkstern, dessen Grundfläche sich aus der statischen Berechnung zu 28 m Länge und 12,5 m Breite ergab. Seine Gesamthöhe

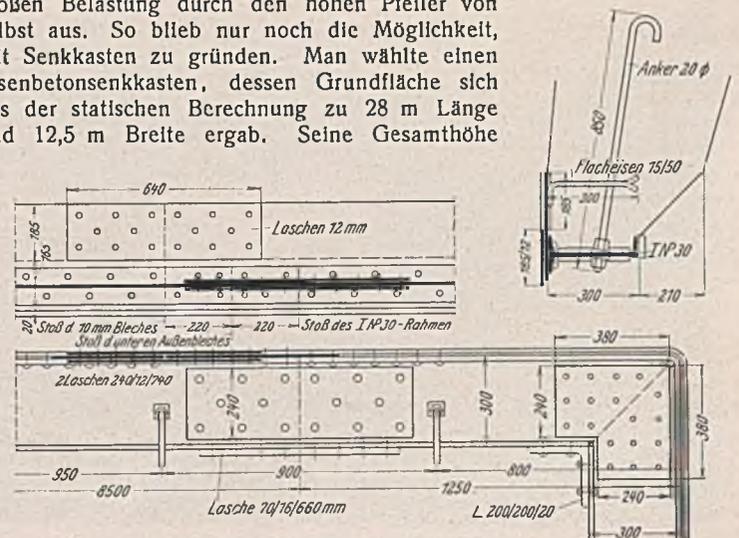
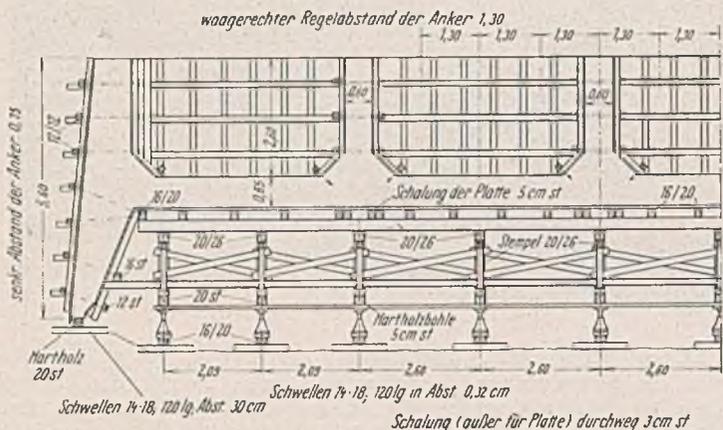


Abb. 12. Senkkastenschneide.

von 5,6 m ist durch eine Zwischendecke von 65 cm Dicke aufgeteilt. Unter der Zwischendecke liegt der Arbeitsraum mit einer lichten Höhe von 2,35 m. Er erstreckt sich ohne Zwischenwände über die ganze Pfeilergrundfläche. Der Raum oberhalb der Zwischendecke ist dagegen durch vier Querwände von je 60 cm Dicke in fünf Zellen aufgeteilt. Die Außenwände sind oben 80 cm und in Höhe der Zwischendecke 1,15 m dick. Sie laufen unten auf die Schneide spitz zu. Die Schneide besteht aus Stahlträgern (Abb. 12).

Längsschnitt.



Querschnitt.

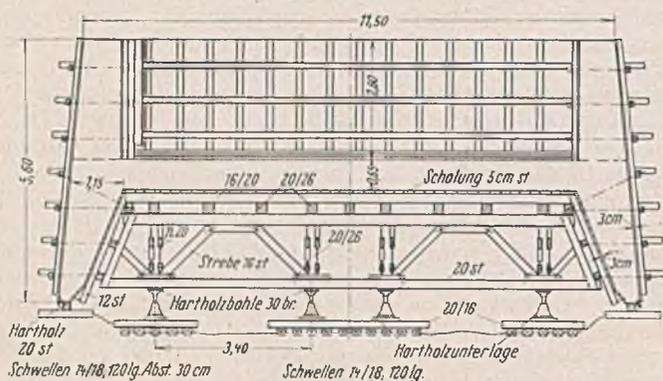


Abb. 13. Senkkastengerüst.

Die Herstellung des Senkkastens geschah an Ort und Stelle auf einem Lehrgerüst, in das ein besonderes Hubgerüst eingebaut ist. Zur Auflagerung dienten daneben Längshölzer unter der Schneide, die auf Querschwellen gelagert waren. Zum Abheben im fertigen Zustande und zum Absetzen auf den Boden dienten 44 Kopfschrauben, die zu je vier durch Holzbinder zusammengefaßt waren. Die Binder waren untereinander durch starke Zangen und Streben verbunden. Abb. 13 zeigt Längs- und Querschnitt des Gerüsts und Abb. 14 das fertige Gerüst auf der Baustelle.

Die Bewehrung des Senkkastens wurde für die verschiedenen Belastungsfälle berechnet, die während des Absenkens auftreten können, u. a. auch für den Fall des Freihängens einer Ecke oder den Fall eines örtlichen Hindernisses in einer Längs- oder Querwand. Um die hierbei auftretenden Verwindungs- und Schubkräfte aufnehmen zu können, wurden unter 45° gegen die Waagerechte geneigte Bewehrungsseisen

kreuzweise angeordnet. Die in der Zwischendecke zur Durchführung des Sohlenschachtes und der Luftrohre erforderlichen Löcher wurden ebenfalls durch besondere Bewehrung gesichert. Einen Überblick über die starke Bewehrung gibt Abb. 15, die den Beginn der Herstellung der Wandbewehrung zeigt.

Nachdem vorher einige Tage mildes Wetter gewesen war, trat gerade während der Betonarbeiten am Senkkasten plötzlich starker Frost ein. Eine Unterbrechung der Arbeiten war nicht zweckmäßig, da selbst bei sorgfältigster Arbeit immer die Gefahr von Undichtigkeiten beim Absenken geblieben wäre. Es wurde deshalb ein großes Schutzzelt über den ganzen Senkkasten gespannt und dieses durch Koksöfen geheizt. Mit Hilfe von Betonthermometern wurde die Temperatur im frischen Beton dauernd überwacht und danach die für den Abbindevorgang jeweils erforderliche Erhöhung oder Verminderung des Zementzusatzes geregelt. Schließlich wurde der fertige Beton gut gegen Kälte geschützt. So gelang es, die Gefahr von Frostschäden zu überwinden und den Senkkasten trotz der Ungunst der Witterung einwandfrei fertigzustellen.

Eine äußere Dichtung des Senkkastens wäre während des Absenkens zerstört worden. Man begnügte sich deshalb damit, die Außenflächen durch einen doppelten Fluatanstrich zu sichern, nachdem vorher die größte Sorgfalt darauf verwendet worden war, das Mischungsverhältnis durch geeignete Auswahl der Kornzusammensetzung so zu gestalten, daß ein möglichst dichter Beton entstand. Durch fachgemäße Zubereitung und sorgsame Überwachung der Betonmischungen gelang es, eine große Dichte zu erreichen. Hierzu trug auch der Umstand bei, daß Traßzement verwendet wurde, obwohl dieser sonst bei Eisenbeton im allgemeinen nicht angebracht ist. Bei Vorversuchen wurde aber festgestellt, daß die Normfestigkeit höher lag als bei Hochofenzement, und daß auch die Probewürfel größere Wasserundurchlässigkeit aufwiesen. Das Mischungsverhältnis des Traßzements war 30 : 70. Bei der Bestimmung der Zementmenge wurde der Traßanteil den Vorschriften entsprechend nicht mitgerechnet. Für den Fall, daß trotz dieser Sicherungsmaßnahmen der Senkkasten durch den Angriff des Grundwassers im Laufe der Zeit zerstört werden sollte, wurden die Zellen im oberen Teil des Senkkastens mit Heku-Isolierung versehen. Die Isolierung wurde am oberen Rande des Senkkastens nach außen geführt und über den oberen Fundamentaufsatz bis zum Gelände hochgezogen. Damit ist der Bestand des Pfeilerfundaments unter allen Umständen gesichert.

Zum Betrieb des Senkkastens wurde eine kombinierte Personen- und Materialschleuse verwendet, die in Flaschenzügen an einem Bockgerüst hing. Das Bockgerüst stand auf der Wasserseite auf Pfahljochen in der Werra und auf der Landseite auf Schwellenstapeln. Die gesamte Einrichtung ist in Abb. 16 dargestellt, und zwar ist der Senkkasten gerade unter der Erdoberfläche verschwunden; der Fundamentaufsatz wird betoniert. Abgesehen von einigen kleinen Hindernissen, die beim Absenken des Senkkastens beseitigt werden mußten, traten keinerlei Störungen auf, wozu auch der geräumige Arbeitsraum beitrug. Wie nach den Bohrergebnissen zu erwarten war, wurde bei etwa 11 m Tiefe der feste Sandsteinfels angetroffen, der den Voraussetzungen der statischen Berechnung entspricht. Das Absenken wurde eingestellt, die Arbeitskammer ausbetoniert und das Fundament fertiggestellt. Neben dem Schacht und den Rohren waren beim Ausbetonieren der Zellen Arbeitsräume freigelassen worden. Die kurzen Rohrstützen in der Zwischendecke wurden verloren gegeben und durch aufgeschraubte Deckel wasserdicht abgeschlossen. Die seitlich vorher aufgerollte Heku-Isolierung wurde über den Deckeln geschlossen und die Arbeitsräume aufgefüllt. Damit ist auch an diesen Stellen die Gefahr des Wasserangriffs beseitigt.

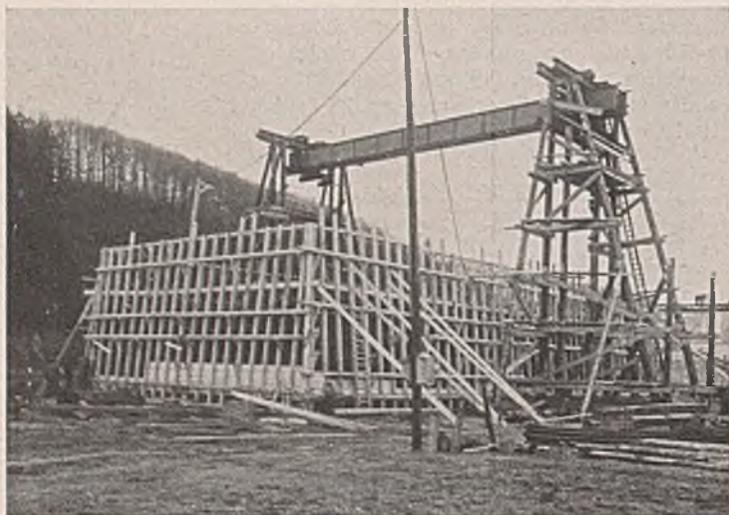


Abb. 14. Fertiges Senkkastengerüst.

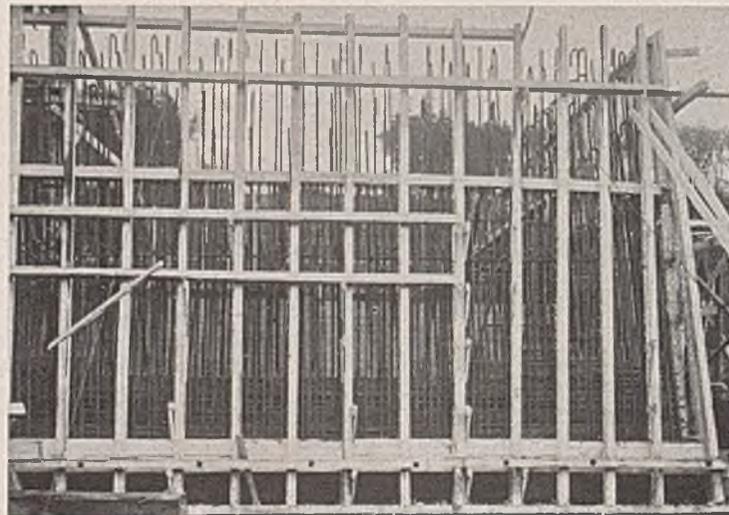


Abb. 15. Bewehrung des Senkkastens in Arbeit.

Der Pfeiler III liegt zwar auch noch im Talgrunde der Werra. Er ist jedoch genügend weit von dem Flußbett selbst entfernt, so daß auf die ursprünglich auch hierfür vorgesehene Senkkastengründung nach genauerer Prüfung verzichtet werden konnte. Eine weitere Erleichterung war dadurch gegeben, daß das Grundwasser nicht mehr durch die Werra beeinflußt wurde und keine nennenswerten betonzerstörenden Eigenschaften aufwies. Es wurde deshalb hier nur Wert auf dichten Beton gelegt, der sich bei einem Zusatz von 220 kg Hochofenzement je m^3 bei geeigneter Körnung in der gewünschten Güte herstellen ließ. Außerdem wurde das fertige Fundament in der üblichen Weise mit Bitumenanstrichen versehen. Die Grundfläche des Fundaments ist 28 m lang und 12 m breit.

Die Baugrube wurde mit gerammten Spundwänden aus Larssen-Bohlen III von 10 m Länge eingefäßt, die bei 9 m Tiefe, an einer Ecke sogar schon bei 8 m Tiefe, fest im Sandsteinfelsen saßen. Wegen des hohen Grundwasserstandes und des dadurch zu erwartenden großen Bodendruckes wurde die Baugrube sorgfältig ausgesteift. Die gesamte Höhe der Baugrube wurde durch obere und untere Aussteifungen in drei ungefähr gleiche Teile aufgeteilt (Abb. 17). Die ursprünglich hierfür vorgesehenen Gitterstützen aus Stahl reichten bei genauerer statischer Prüfung nicht aus und wurden noch durch Holz aussteifungen ergänzt. Im Laufe der Arbeiten stellte sich dann auch noch heraus, daß die Ecken der Baugrube noch besonders gestützt werden mußten. Es wurden zusätzliche Eckaussteifungen eingebaut (Abb. 18). Der Sandstein war bei der Unterkante der Spundwand zu sehr zerklüftet, um ihn als Bausohle annehmen zu können. Die Ausschachtung wurde um 1 m tiefer geführt, wo der Felsgrund genügend fest war. Auf den Arbeitsraum von 90 cm an jeder Seite, der zum Einbau der Schalung und für die Anstricharbeiten im übrigen Teil der Baugrube vorgesehen war, ist in dem untersten Teil verzichtet worden, um den Spundwänden den Fußpunkt nicht zu nehmen und weil keine Bedenken bestanden, hier ohne Schalung und Anstrich unmittelbar gegen den Sandstein zu betonieren. Der obengenannte Arbeitsraum hatte auch den Vorteil, daß die Spundwände nach Beendigung der Arbeiten leicht wieder herausgezogen werden konnten. Die Wasserhaltung wurde in gleicher Weise gehandhabt wie bei Pfeiler I.

Der Pfeiler IV liegt oberhalb der Reichsbahnstrecke am südlichen Hang des Werratales. Er konnte ohne Schwierigkeiten in offener, trockener Baugrube auf festem Sandsteinfels gegründet werden. Einige Felsspalten wurden vorher mit Zementmörtel ausgegossen. Die Abmessungen der Fundamentfläche sind $8,20 \cdot 26,20$ m.

Die Pfeilerschäfte aller vier Pfeiler weisen oben die gleichen Ausgansmaße auf. Die Köpfe unter dem Gesims sind 21 m lang und 3 m breit. Über diese Maße hinaus ragen ringsum laufende Gesimse von 40 cm Höhe um 20 cm vor. Die statisch erforderliche Vergrößerung des Pfeilerschaftes nach unten zu wird durch Anlauf der Flächen 50:1 erreicht. Die Größe der Aufstandfläche der einzelnen Pfeiler ist also je nach der Höhe über Gelände verschieden. Bei den höchsten Pfeilern II und III, die etwa 50 m über das Gelände hinausragen, ist die Aufstandfläche auf dem Fundament etwa $23 \cdot 5$ m. Mit diesen Maßen wurde das Ziel, die Pfeiler möglichst schlank zu halten, erreicht. Schwankungsmessungen, die das physikalische Institut der Universität Göttingen aus wissenschaftlichem Interesse auf den fertigen, frei stehenden Pfeilern vornahm, zeigten nur außerordentlich geringe Ausschläge der Pfeilerköpfe.

Die Pfeilerschäfte wurden in Stampfbeton mit Werksteinverkleidung hergestellt. Für den Betonkern wurde ebenso wie für den Fugenmörtel Hochofenzement verwendet, um Ausblühungen, wie sie sonst vielfach bei Werksteinmauerwerk auftreten, zu verhindern. Diese Maßnahme hat sich gut bewährt.

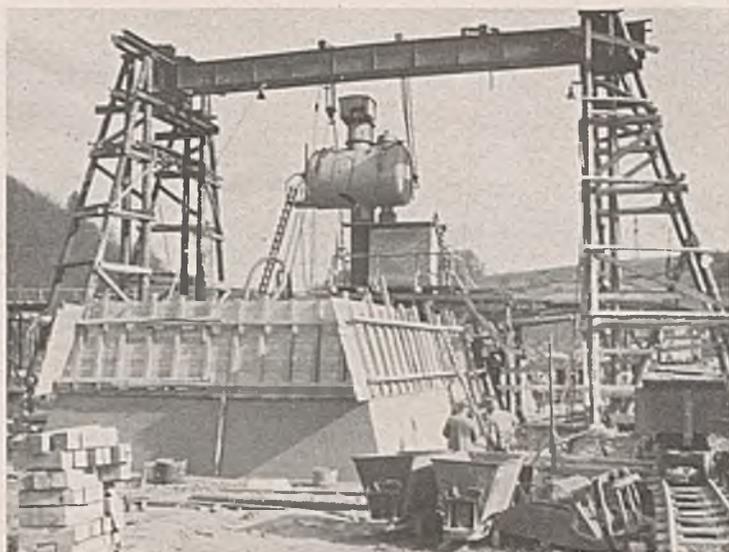


Abb. 16. Luftschleuse und Schleusengerüst.

Abweichend von dem allgemein üblichen, dachförmigen Abschluß des Pfeilerkopfes ist hier der Versuch gemacht worden, die Abdeckplatten nach innen zu abzuschrägen, so daß flache Mulden auf den Pfeileroberflächen entstanden. Die Mulden sind mit Bitumendichtung versehen. Die Ursache für diesen Versuch waren die unschönen Streifen von Algen und Moos, die sich bei fast allen Steinbauwerken schon nach kurzer Zeit an der Stelle ansetzen, wo das vom Gesims abtropfende Wasser die Pfeilerflächen trifft. Bei der Gesimsausladung von 20 cm und dem Pfeileranlauf 50:1 wäre dieser Vegetationskranz etwa 10 m unter den Pfeilerköpfen zu erwarten gewesen. Die Mulden haben nun den Vorteil, daß Wasser von den Pfeilerköpfen nicht oder nur in Ausnahmefällen abtropft. Die dichte Fahrhanddecke mit ihrer Breite von 21,5 m überdeckt nämlich die Pfeilerköpfe vollständig, so daß sich in den Mulden nur seitlich hereingewehte Niederschläge sammeln. Diese verhältnismäßig geringen Niederschlagsmengen verdunsten aber im Regelfalle wieder, ohne daß sie abgeleitet werden müßten. Die Anordnung hat sich bisher gut bewährt und dürfte bei entsprechender Reinhaltung der Mulden auch in Zukunft die Erwartungen nicht enttäuschen.

5. Widerlager und Vorhöfe.

Bei den Vorentwürfen waren die Widerlager und Flügel in üblicher Weise nur für die Breite der Fahrbahnen vorgesehen. Im Laufe der endgültigen Entwurfsarbeiten wurden sie zu geräumigen Vorhöfen erweitert. Den Anlaß hierzu boten die Erfahrungen, die bei anderen, bereits im Betrieb befindlichen Bauwerken, insbesondere der Mangfallbrücke, gemacht wurden. Eine große Anzahl von Kraftfahrern fährt nämlich mit großer Geschwindigkeit über die Bauwerke hinweg. Andere aber halten vor oder hinter den Brücken an und steigen aus, um sich das Bauwerk selbst anzusehen oder die schönen Ausblicke zu genießen, wodurch dann der Verkehr auf der Autobahn empfindlich gestört wird und unnötige Gefahren entstehen.

Die Flügel der Widerlager sind auf eine lichte Breite von 30 m auseinandergezogen und auf große Länge von 45 m beim südlichen und von 70 m beim nördlichen Brückenkopf bis etwa zur Geländegleiche

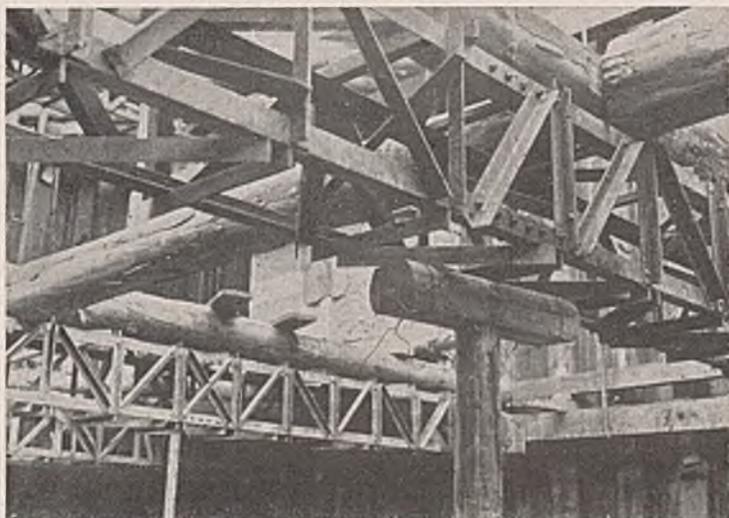


Abb. 17. Aussteifung der Spundwände.

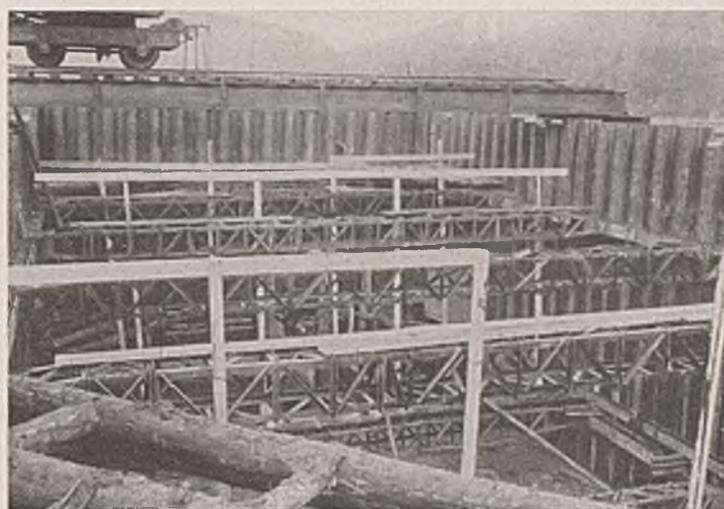


Abb. 18. Eckaussteifung.

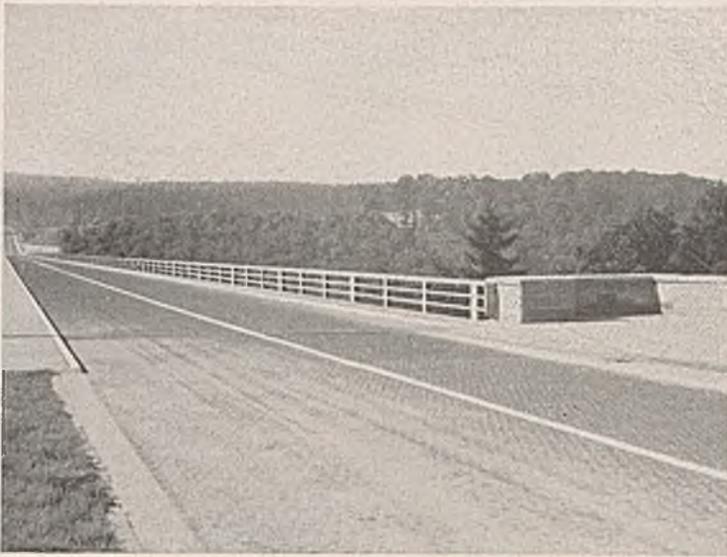


Abb. 19. Ecke des südlichen Vorhofes.

durchgeführt. Da die Fahrbahnen und der Mittelstreifen einschließlich Schutzstreifen an den Außenrändern 19,5 m breit sind, stehen in den Vorhöfen beiderseits je 5,25 m breite Flächen den Besuchern zur Verfügung. Eine Ecke des südlichen Vorhofes ist in Abb. 19 rechts gezeigt. Von hier aus kann das Bauwerk selbst und das Werratal ohne Störung des Verkehrs betrachtet werden. Die Vorhöfe stehen mit den beiden großen Parkplätzen in Verbindung, die sich jeweils in der Fahrtrichtung hinter der Brücke befinden und auch dem stärksten Ausflugsverkehr gewachsen sind (Abb. 20). Von den Parkplätzen führen bequeme Fußwege im Anschluß an die Verbindungswege mit den Vorhöfen um die Widerlager herum und zu besonders schönen Ausblicken in der Nähe der Brücke. Auch die Reichsstraße und ein viel benutzter Ausflugsweg von Hann.-Münden zum Werrahaus sind an die Fußwege angeschlossen.

Die Fundamente der Widerlager sind in Stampfbeton hergestellt, während die hohen Kammermauern in Wand und Rippen aufgelöst und in Eisenbeton errichtet wurden. In Abb. 21 ist das Widerlager bis auf die Auflagerbank fertiggestellt. Die Fußplatte für Kammerwand und Rippen wird betoniert. Da der Felsgrund, wenn auch teilweise zerklüftet, in ziemlich gleichem Abstände von der Oberfläche vorhanden war, wurden

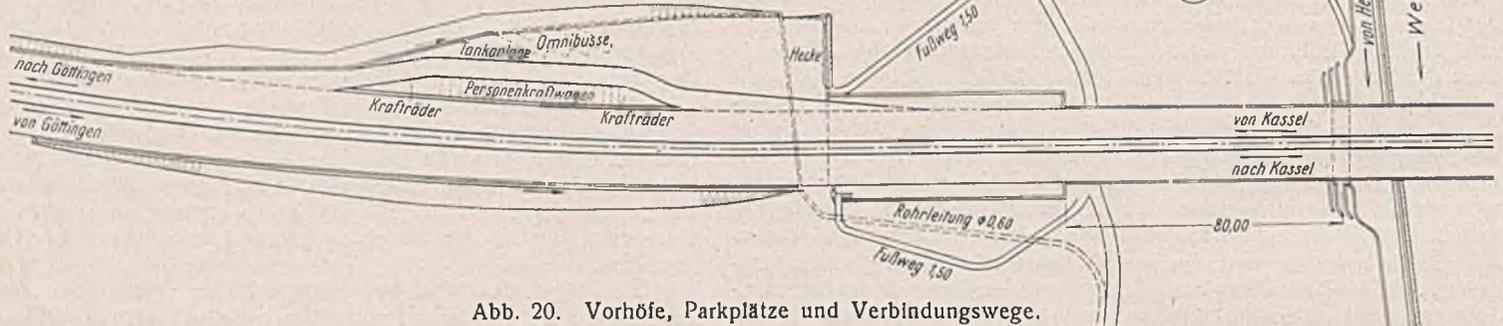


Abb. 20. Vorhöfe, Parkplätze und Verbindungswege.



Abb. 21. Widerlager im Bau.

die langen Flügel dem ansteigenden Hang angepaßt, indem die Fundamente entsprechend abgestuft wurden. Wegen der großen Höhe wurden die Flügel ebenfalls aufgelöst in Eisenbeton ausgeführt. Abb. 22 zeigt den fertigen Flügel auf der Baustelle, Abb. 23 gibt einen Überblick über die gesamte Anordnung von Widerlagern und Flügeln.

6. Werksteinverkleidung.

Die Werksteinverkleidung der Pfeiler und Widerlager besteht aus Buntsandstein in roten bis weißen Farbtönen. Für die Pfeiler und die eigentlichen Widerlagersockel ist das Werksteinmauerwerk in vollem Umfange als tragender Bestandteil statisch mitgerechnet worden. Es wurde besonders Wert auf möglichst unregelmäßig verteilte, wechselnde Einbindetiefe der einzelnen Füllsteine gelegt. Das Mindestmaß für die Einbindetiefe war mit 30 cm vorgeschrieben und wechselte bis zu 50 cm Tiefe. In Abb. 21 ist links die Rückseite des Mauerwerks zu sehen. Die Lagerfugen sind bis 5 cm über die Hälfte der Steintiefe eben bearbeitet, für die Stoßfugen genügte die Bearbeitung auf 10 cm Tiefe. Die Ecksteine haben meist größere Einbindetiefe, die sich aus der Bedingung

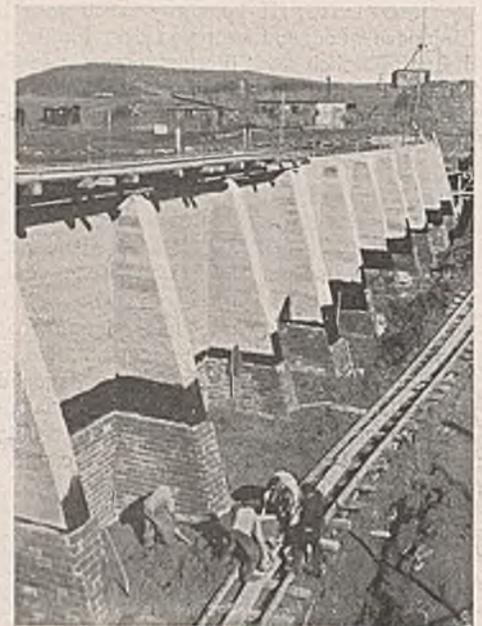
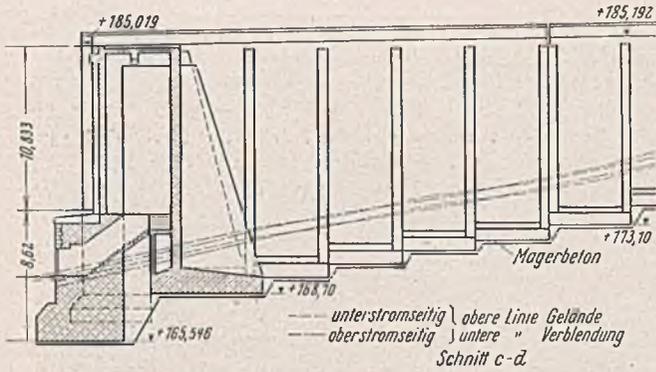


Abb. 22. Widerlagerflügel.

Nördlicher Brückenkopf.

ergab, daß jede Steinlänge in der Ansichtfläche ein liegendes Rechteck ergeben sollte. Die Lagerfugen wurden hierbei auf volle Tiefe eben bearbeitet. Auf diese Weise wurde ein guter Verband mit der Stampfbetonfüllung erzielt. Wegen der großen Höhe der Pfeiler wurden in Abständen von etwa 1,5 m Roste aus dünnen Rundseilen (Durchmesser 6 mm) verlegt, die jeweils in Lagerfugen einbinden und bis auf 1,5 m Tiefe in den Schaft geführt sind.

Nachdem verschiedene Bearbeitungsproben, Versatzpläne und Farbenpläne aufgestellt und sorgfältig gegeneinander abgewogen waren, wurde der Grundsatz aufgestellt, die Schlankheit der Pfeiler in der äußeren Erscheinung durch die Anordnung der Steine noch zu unterstreichen. Es folgte daraus zunächst, daß nur eine glatte Bearbeitung in Frage kam. Krönelung der Ansichtflächen mit scharriertem Randschlag von 3 cm Breite erwies sich als besonders geeignet. Die Abdeckplatten der Pfeiler, Widerlager und Brüstungsmauern wurden auf allen Sichtflächen scharriert. Weiter wurde die Schichthöhe von unten nach oben fallend, und zwar von 1,10 m auf 0,40 m für die Ecksteine und von 0,60 m auf 0,20 m für die Füllsteine gewählt. Schließlich wurden unten überwiegend dunkelrote, wenig hellrote und nur vereinzelt weiße Steine verwendet, während sich das Verhältnis der Farben zueinander im allmählichen Übergang nach oben hin umkehrt. Die Abdeckplatten wurden dagegen wieder vollständig aus dunkelroten Steinen hergestellt, um eine scharfe obere Begrenzung zu erhalten.



der fast einer großen Mosaikarbeit gleichkommt, ohne größere Reibungen durchzuführen. Das Ergebnis hat die viele Mühe reich belohnt.

Auch bei den Kammermauern und Flügeln der Vorhöfe wurden die gleichen Gesichtspunkte angewendet. Ein wesentlicher Unterschied besteht allerdings darin, daß wegen der Eisenbetonbauweise ein anderer Arbeitsvorgang beim Vermauern eingesetzt werden mußte, der es auch nicht zuließ, die Steine als tragenden Teil mitzurechnen. Die Steine wurden hier vielmehr nachträglich in einheitlicher Tiefe von 35 cm mit einer 5 cm dicken Mörtelschicht vor die fertige Eisenbetonwand gesetzt. Die Höhe der Flächen erforderte eine besondere Verankerung des Mauerwerks. Beim Betonieren wurden Drahtschlaufen in die Bewehrung eingebunden, deren freie Enden aus der Wand herausragten. Mit Hilfe der Schlaufen wurden längs der Wandfläche Rundisen von 8 mm Durchm. befestigt. In die Rundisen wurden Haken eingehängt, deren freies Ende in Aussparungen in die Lagerfugen der Steine eingreift.

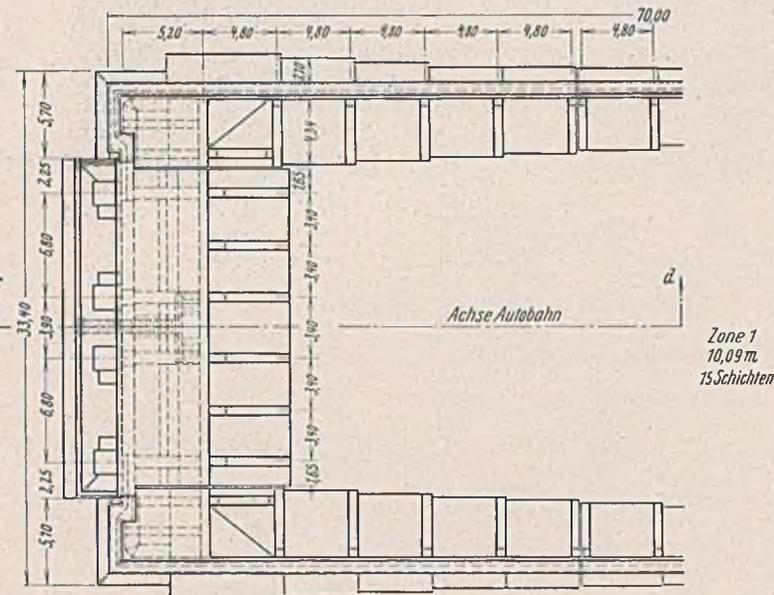


Abb. 23. Übersicht des nördlichen Widerlagers.

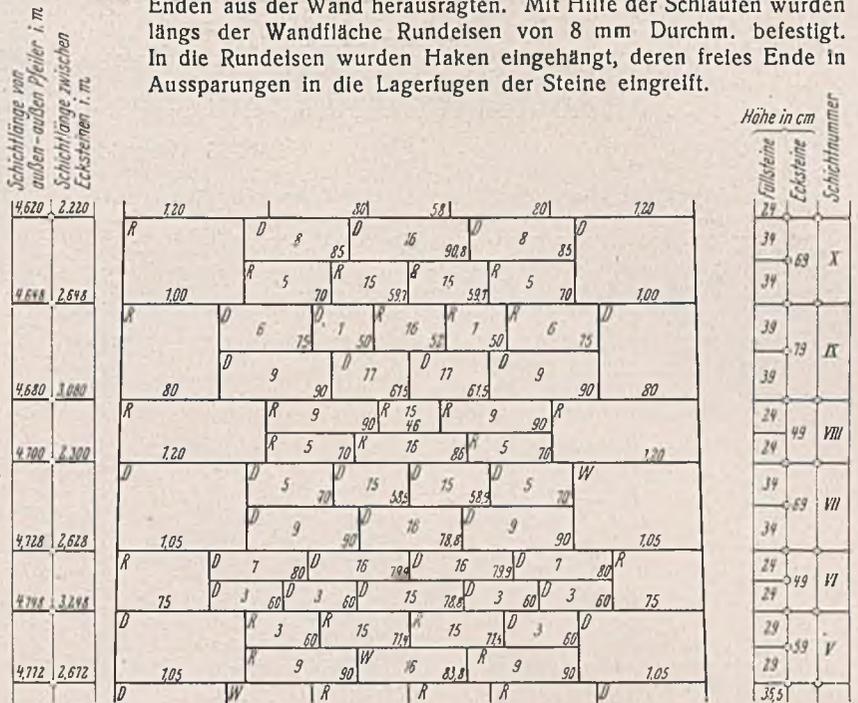
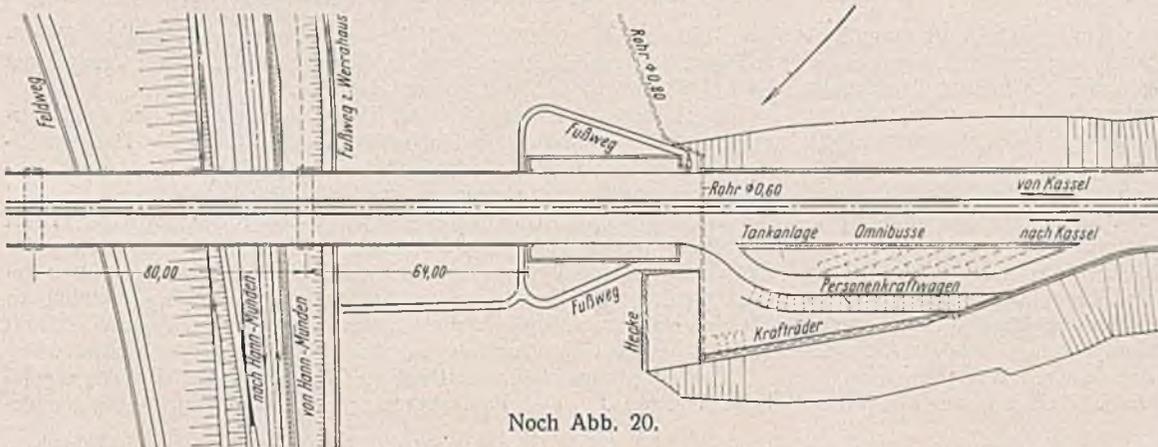


Abb. 24. Ausschnitt aus einem Versatzplan.

Südlicher Brückenkopf.



Noch Abb. 20.

Die Vorhöfe sind durch Brüstungsmauern von 60 cm Dicke eingerahmt, die mit beiderseits überstehenden, dachförmigen Abdeckplatten versehen sind, so daß damit auch gleichzeitig den Flügelmauern ein oberer Abschluß gegeben ist. Die breiten Fußwege der Vorhöfe sind mit 5 cm dicken Platten in dunkelrotem Sandstein ausgelegt und mit Bordsteinen in hellem Sandstein eingefast. Die Fahrbahnen sind mit dunklen Schlackensteinen gepflastert (vgl. Abb. 19).

Im Zusammenhang mit der Werksteinverkleidung ist am Pfeiler I ein Bildwerk angebracht, das als Sinnbild der am Bau beteiligten Kopf- und Handarbeiter einen Ingenieur und einen Bauarbeiter

Zur Lieferung der Werksteine wurden zwölf Sandsteinbrüche von ganz verschiedener Leistungsfähigkeit herangezogen, da ja eine allgemeine Belegung der damals noch sehr schlecht beschäftigten Werksteinindustrie als Nebenzweck zu beachten war. Die gewählten Brüche verteilten sich über den weiten Raum vom Werratal bei Hann.-Münden über das Weserbergland und den Solling bis nach Bodenwerder. Um unter den gegebenen Bedingungen eine reibungslose Lieferung der Steine zu erreichen, war eine straffe Organisation notwendig. Eine leistungsfähige Firma wurde mit der Führung beauftragt. Sie stellte die Versatzpläne nach den von der Bauleitung gegebenen Richtlinien auf und trug die einzelnen Steine nach Genehmigung der Versatzpläne, nach Pfeilern, Zone, Schichthöhe und Steinlänge getrennt, in Lieferlisten aus, in denen auch die Farben vermerkt waren. Auf Grund der Lieferlisten wurden die Steine den einzelnen Brüchen zugeteilt, die sie bearbeiteten und mit Kennzeichen versehen zur Baustelle anliefernten, wo sie nach Abnahme durch die Bauaufsicht von der Baufirma übernommen und vermauert wurden. Abb. 24 zeigt einen Versatzplan. Die Zonen wurden auf den Steinen durch verschiedene Ölfarbanstriche der eingemeißelten sonstigen Kennzeichen, wie Schichthöhe, Steinlänge und Bruchzeichen, unterschieden. So war es überhaupt nur möglich, den Versatz der etwa 72 000 Steine,

darstellt. Besonders ausgewählte Steine in einheitlicher, roter Farbe wurden mit etwa 30 cm vor die Pfeilerfläche vorstehenden Bossen eingemauert und an Ort und Stelle die Figuren vom Bildhauer herausgearbeitet. Das Bildwerk ist sowohl von der Reichsbahn als auch von der Reichsstraße aus gut zu sehen. Die Figuren sind 7,5 m hoch.

7. Überbauten.

Für jede Fahrbahn ist ein Stahlüberbau mit zwei Hauptträgern, die über alle fünf Öffnungen durchlaufen, vorhanden. Das Fachwerk hat überall die gleiche Höhe und Feldweite von 8 m. Die Hauptträger jedes Überbaues haben einen Abstand von 6,8 m, die inneren Hauptträger sind 3,9 m voneinander entfernt. Abb. 25 gibt eine Gesamtübersicht der Stahlkonstruktion in Ansicht und Grundriß.

Die Obergurte sind ohne Deckplatten 580 mm, die Untergurte 600 mm hoch, während die Strebenquerschnitte wechselnde Breitenmaße von 300 mm bis 470 mm haben, die jeweils von den Auflagern nach den Mitlen der Öffnungen zu, den Stabkräften angepaßt, schwächer werden. Die Pfosten bestehen aus einwandigen Querschnitten, die dem Abstände der Gurtwangen entsprechen. Die Zugpfosten sind aus Stehblechen — 400 · 9 und L 90 · 130 · 10 zusammengesetzt; die Druckpfosten werden gebildet

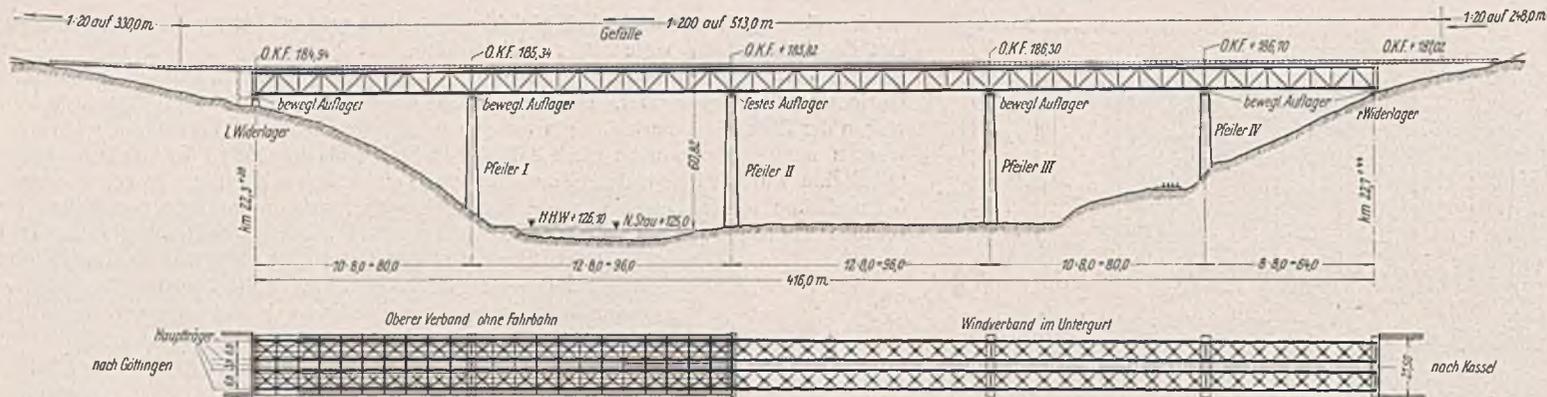
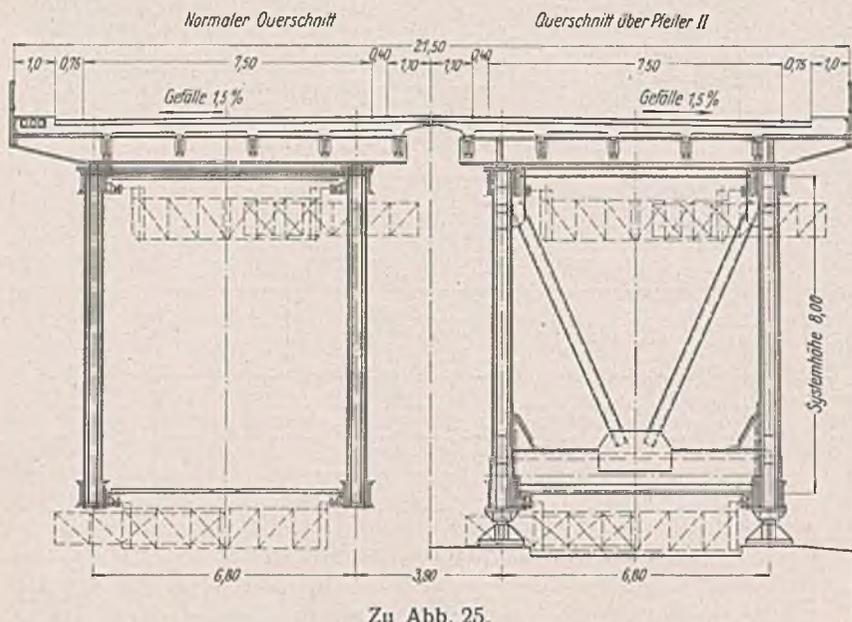


Abb. 25. Übersicht der Stahlüberbauten.



Zu Abb. 25.

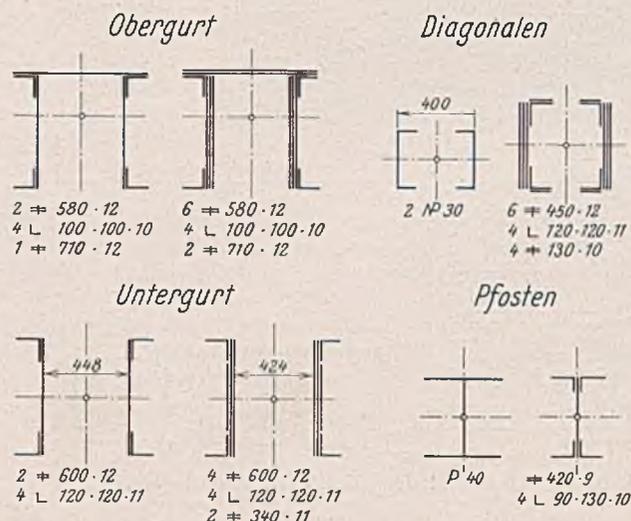


Abb. 26. Querschnitte der Hauptträgerstäbe.

von IP 40. Die Portalpfosten an den Auflagerpunkten sind noch durch Belagern verstärkt. Ein Bild für die Unterschiede der einzelnen Querschnitte gibt Abb. 26, in der jeweils der schwächste und der stärkste Querschnitt dargestellt ist. Bei der Größe der auftretenden Kräfte war es teilweise erforderlich, doppelte Knotenbleche zu verwenden. Die Hauptträgerstöße sind wegen des Zusammenbauvorgangs neben die Knotenpunkte gelegt.

Auch die Portale an den sechs Auflagerpunkten sind als Fachwerke ausgebildet. Der untere Riegel hat außerdem einen doppelwandigen, biegefesten Querschnitt erhalten, da er gleichzeitig als Hubquerträger dienen soll, um bei etwaigen unregelmäßigen Setzungen der Pfeiler und Widerlager die Auflager neu einrichten und damit die statischen Voraussetzungen wiederherstellen zu können. Für das etwaige Anheben der Überbauten sind neben den Hauptauflagerquadern besondere Auflagerquadern hierfür vorgesehen, so daß das Anheben mit Wasserdruckpressen ohne weitere Hilfsmittel möglich ist. Abb. 27 zeigt in der Bewehrung

der Auflagerbank deutlich die Körbe für die herausgehobenen Hauptauflager; daneben sieht man ganz im Vordergrund und vor dem letzten Korb die dichte Bewehrung für die Hublager.

Die Windverbände liegen in der Ebene des Obergurts und des Untergurts. Beide Verbände sind Rautenträger, deren Gurte die Hauptträgergurte bilden und die deshalb in den Schwerlinien der Gurte an den Hauptträgerknotenpunkten angeschlossen sind (Abb. 28).

Die Neigung der Überbauten entspricht dem Fahrhahnegefälle 1 : 200. Bei dieser geringen Neigung konnten alle Pfoften, mit Ausnahme der Endpfoften an den Widerlagern, senkrecht zu den Hauptträgergurten gestellt werden. Die Endpfoften wurden dagegen in der Grundstellung an die Kammermauer angepaßt und senkrecht im Raum angeordnet, damit ihre Neigung bei der Durchbiegung der Überbauten nicht störend wirkt.

Die Hauptträger bilden mit den Verbänden und Portalen das eigentliche Traggerüst. Der Fahrhahnerost ist ein davon unabhängiger ge-

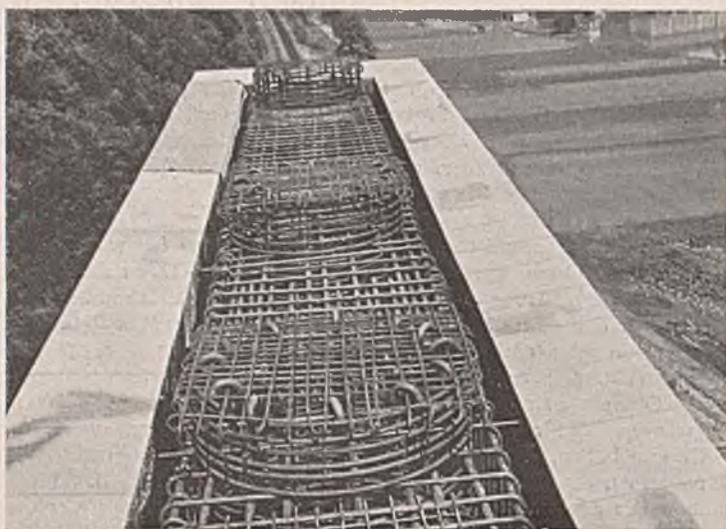


Abb. 27. Bewehrung der Auflagerbänke.



Abb. 28. Anordnung der Windverbände.

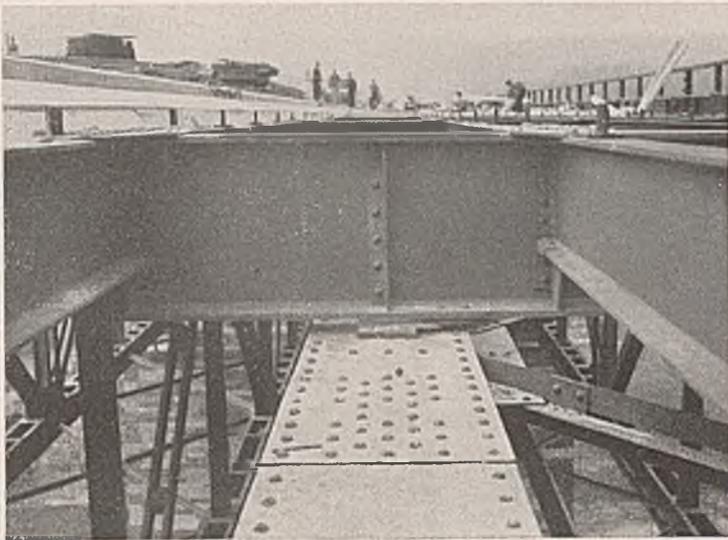
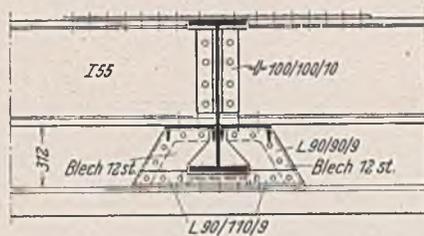


Abb. 29. Auflager der Querträger.

schlossener Baukörper. Er ist mit besonderen Stahlgüßlagern unter den Querträgern frei auf den Obergurten aufgelagert. Die Regellager der Querträger sind in der Längsrichtung frei beweglich und nur in der Querrichtung durch gebogene Anschläge aus Flacheisen seitlich geführt und gleichzeitig gegen Abheben gesichert (Abb. 29). Um Zwängungen in dem Fahrbahnrost, die trotzdem noch auftreten könnten, zu vermeiden, ist die Gesamtlänge von 416 m durch Fahrbahnunterbrechungen in Abschnitte von viermal 64, zweimal 56 und 48 m aufgeteilt. In der Mitte dieser Abschnitte sind Bremsquerträger angeordnet. Da die Bremskräfte bei den kurzen Abschnitten verhältnismäßig gering waren, genügte es, die Stege der Bremsquerträger durch zwei seitlich



Zu Abb. 30.

gängen besondere Aufmerksamkeit gewidmet werden. Infolge der großen Ausdehnungslänge, die vom festen Auflager auf Pfeiler II bis zum nördlichen Widerlager 176 m und bis zum südlichen Widerlager 240 m beträgt, treten in der Fingerkonstruktion der Übergänge große Schlitzlängen auf. Es mußte dafür gesorgt werden, daß kein Fahrzeug in den langen Schlitz hängenbleiben kann. Die üblichen Fingerbreiten von 40 bis 45 mm, die sich in Stahlguß gerade noch einwandfrei gießen lassen, waren nicht anwendbar. Die Stahlgußplatten wurden deshalb im ganzen gegossen, dann wurden Löcher von 25 mm Durchm. in Abständen von 47 mm gebohrt, die Schlitz zunächst mit Arbeitszugabe ausgesägt und die Finger sauber auf 22 mm Breite nachgefräst. Schließlich wurden die Spitzen der Finger noch leicht abgeflacht und an den Köpfen abgerundet. Dies geschah, um Unebenheiten in der Fahrbahnfläche auch dann zu vermeiden, wenn sich die Finger beim Temperaturwechsel gegenseitig verschieben. Die waagerechte Verschiebung der Überbauten hätte sonst infolge der Neigung 1:200 und der Verdrehung der Endquerschnitte der Überbauten aus der Durchbiegung unter Verkehrslast Vorsprünge in der Fingerkonstruktion ergeben. Die saubere Bearbeitung der Finger und ihr gutes Ineinanderverschieben zeigt Abb. 33.

Die Auflagerung der Überbauten geschah in der üblichen Weise auf festen und beweglichen Stahlgüßlagern. Sämtliche Auflager auf den Pfeilern wurden aus architektonischen Gründen gleich hoch ausgeführt.

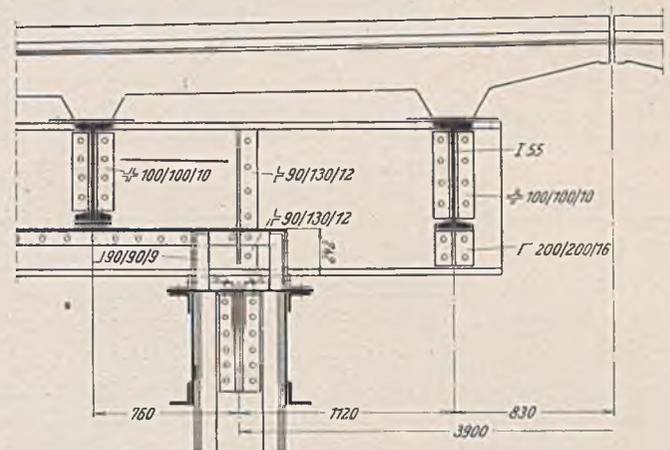


Abb. 30. Bremsquerträger mit Auflager.

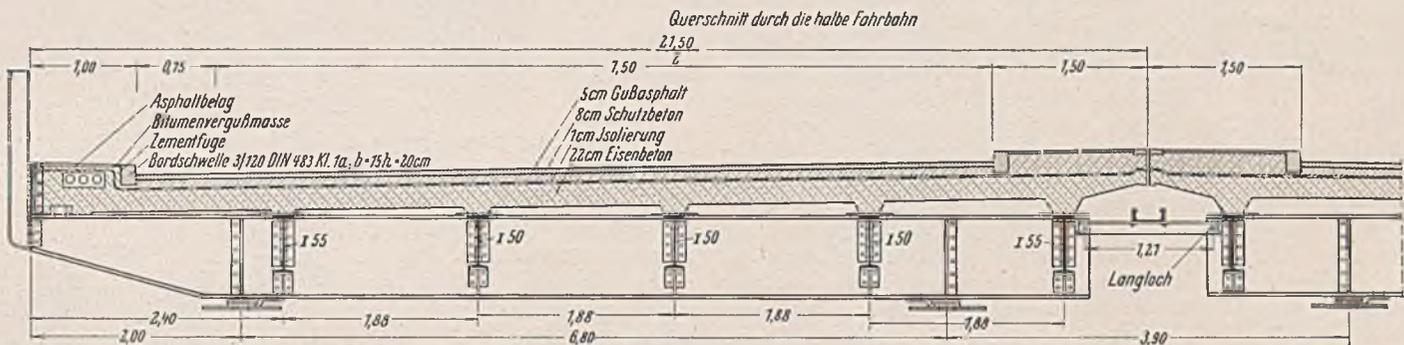


Abb. 31. Fahrbahnrost und -decke.

angentete C-Eisen, deren Stege senkrecht zur Querträgerenebene stehen, biegefest auszusteuern. An den Auflagerpunkten der Bremsquerträger sind die Querträgerstege und die C-Eisen durch seitliche Klauen mit den Hauptträgerobergurten verbunden und dadurch auch die festen Auflager in der Längsrichtung nochmals festgelegt (Abb. 30).

Die Querträger sind IP 80 leichte Reihe. Ihre äußeren Enden sind konsolartig abgeschrägt, indem ein Dreieck aus dem Steg ausgeschnitten und, nachdem der Unterflansch herangebogen war, der Steg wieder verschweißt wurde. Die Längsträger bestehen aus normalen I-Trägern. Die Anordnung des Fahrbahnrosts ist in Abb. 31 dargestellt. Die Fahrbahn wird außen durch einen Randträger von 500 mm Höhe abgeschlossen, der über die ganze Länge der Brücke durchläuft. An den Randträgern und den Konsolarmen der Querträger sind die geschweißten Geländer angeschlossen. Die Hauptpfosten des Geländers haben die gleiche Breite wie der Unterflansch der Konsolen und die Druckpfosten der Hauptträger. Der äußere Flansch der Geländerpfosten ist nach der Konsolle zu gebogen. Damit ergibt sich ein geschlossenes, senkrechtes Band, das vom Geländerholm bis zum Untergurt durchläuft. Hierdurch wird eine gute, geschlossene Ansicht erzielt. Die Zwischenpfosten sind etwas schwächer gehalten als die Hauptpfosten des Geländers. Den Abschluß des Geländers am Widerlager zeigt Abb. 32.

Da die Reichsautobahnen für alle Motorfahrzeuge offen sind, also auch für Kleinkrafträder mit schmalen Reifen, mußte den Fahrbahnüber-

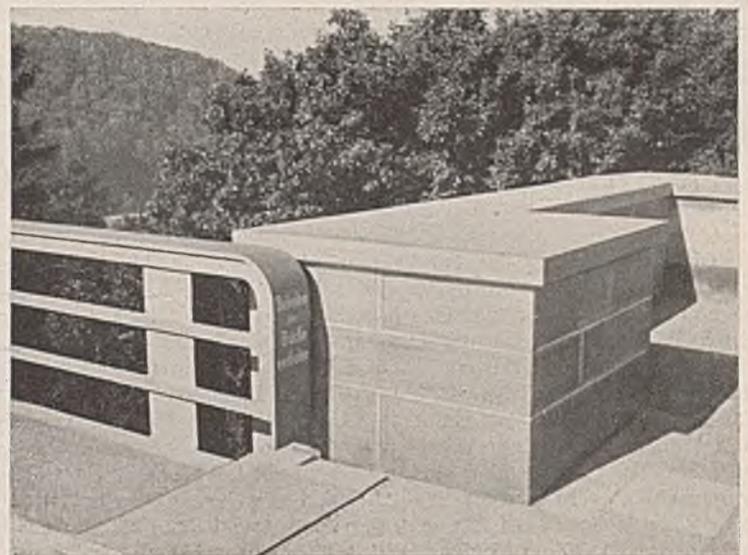


Abb. 32. Geländeranschluß am Widerlager.

Die Auflagerbelastungen bedingten, daß die Auflager auf den Pfeilern I, III und IV mit je vier Rollen ausgerüstet werden mußten. Die festen Auflager auf Pfeiler II sind als Rippenkörper ausgebildet. Die beweglichen Lager auf den Widerlagern weisen je zwei Rollen auf.

Der Stahlbedarf der Überbauten betrug für die Hauptträger und Portale 2213 t St 52, für die Fahrbahn und Verbände 1580 t St 37, für die Auflager 120 t Stg 52.81 S und für die Fahrbahnübergänge 34 t Stahlguß; also insgesamt etwa 3950 t. Hierzu kommt noch das Gewicht der Entwässerungsrohre und -rinnen.

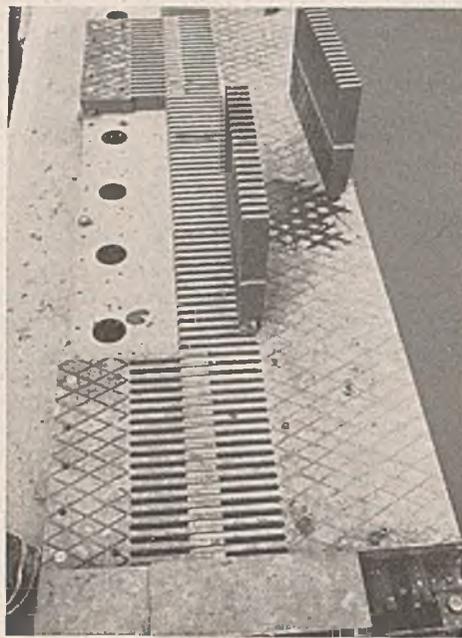


Abb. 33. Fingerkonstruktion.

Auflagerbelastung aus Hauptkräften.

	Nördliches Widerlager	Pfeiler I	Pfeiler II	Pfeiler III	Pfeiler IV	Südliches Widerlager
Ständige Last	227	751	745	681	591	184
Verkehrslast	100	246	238	237	120	91
Insgesamt	327	997	983	918	711	275

8. Fahrbahn.

Ursprünglich wurde erwogen, die Fahrbahndecke auf Buckelblechen zu lagern. Man entschied sich aber dann für eine Eisenbetonplatte. Der Längsträgerabstand von 1,88 m ließ eine Plattendicke von 22 cm bei entsprechender, doppelter Bewehrung ohne Schwierigkeiten zu. Um an Gewicht zu sparen, wurde die Querneigung der Fahrbahn von 1,5% durch Rippen ausgeglichen, so daß die Platte über die ganze Brückenbreite in einheitlicher Dicke durchgeführt werden konnte. Neben den Hauptdehnungsfugen des Fahrbahnrostes sind in der Fahrbahnplatte noch weitere Fugen in 16 m Abstand angeordnet. Im übrigen wurde die Fahrbahndecke auf den Längsträgern mit den Oberflanschen durch aufgeschweißte Eisen mit durchgesteckten Bolzen fest verankert. In der Mitte des Mittelstreifens ist eine durchgehende Längsfuge von 2 cm Weite offen geblieben, damit die Bewegungsfreiheit der beiden Überbauten nicht behindert wird. Die Dichtung der Fahrbahn besteht aus doppelter Lage von Bitumenpappe. An den Fahrbahnfugen sind Aluminiumbleche in die Dichtung eingeklebt, die in der Mitte nach unten ausgebogen sind, so daß die Bewegungsmöglichkeit der Fugen nicht gehemmt ist (Abb. 34). Soweit die Fugen unter der Dichtung liegen, sind sie mit Kapagplatten ausgefüllt. Die Dichtung ist durch eine 8 cm dicke Schutzschicht mit Drahtnetzeinlage geschützt. Als Fahrbelag dient eine 5 cm dicke Gußasphaltschicht, auf deren Oberfläche eine dünne Lage Edelsplitt eingewalzt ist. Hierdurch ist eine größere Rauhligkeit und Verschleißfestigkeit gewährleistet, als sie der Gußasphalt allein aufweisen würde. Die 1 m breiten Seitenstreifen am Geländer und der 3 m breite Mittelstreifen liegen 10 cm über der Fahrbahn und sind durch Bordsteine eingefasst. Die Dichtung der Fahrbahn ist auch unter diesen Streifen bis zu den Fahrbahnrändern durchgeführt. Die Oberfläche wird durch eine 2 cm dicke Gußasphaltschicht gebildet.

9. Entwässerung.

Die Entwässerung der Fahrbahn wurde in gleiche Abschnitte eingeteilt wie der Fahrbahnrost. Vor jeder Hauptdehnungsfuge liegen also die Einfallschächte, die das Oberflächenwasser abführen. Die Einlaufschächte haben in Höhe der Dichtung Schlitze, damit auch das etwa durch die Fahrbahndecke sickernde Wasser auf der Oberfläche der Dichtung abgeleitet wird (Abb. 35). Von den Einlaufschächten wird das Wasser in Rohren bis zur Unterkante des Untergurts geführt, von wo es frei abfällt. Die Rohre sind so hinter den Pfosten angeordnet, daß sie von außen nicht sichtbar sind und das Bild der Brücke nicht stören. An den Widerlagern sind sie in die Ecknischen gelegt, die zwischen den etwas vorspringenden Seitentürmen der Vorhöfe und den Kammermauern vorhanden sind. Zum Auffangen des aus großer Höhe abströmenden Wassers wurden im Talgrunde Sturzflächen aus Werksteinen hergestellt,

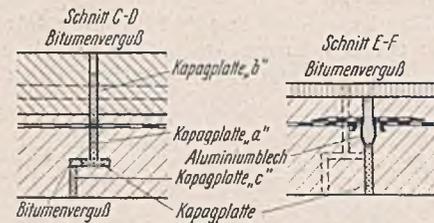
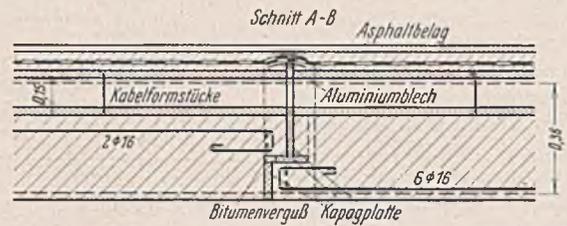
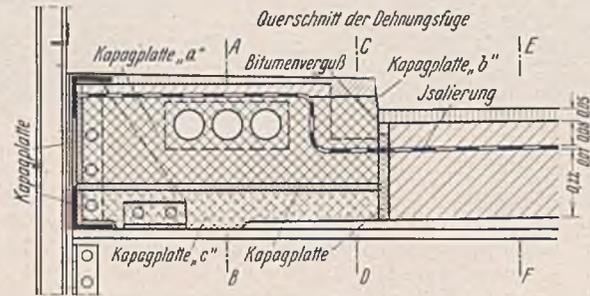
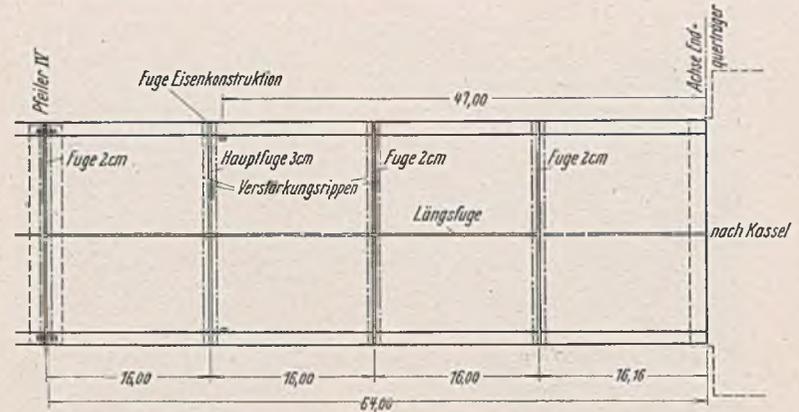
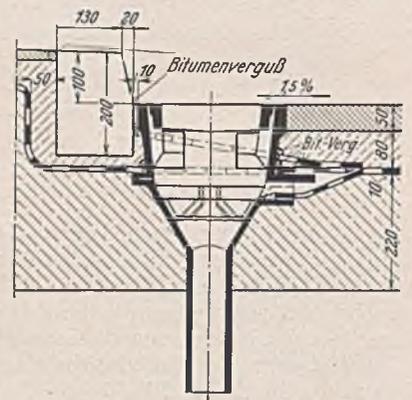


Abb. 34. Anordnung und Ausbildung der Fahrbahnfugen.

die durch ihre Anpassung an das Gelände fast unsichtbar sind und nicht störend auffallen. An dem steilen Nordhang reichte diese Maßnahme nicht aus. Der Mutterboden unterhalb der Sturzfläche wurde bei starkem Regen abgespült. Eine einfache Vorrichtung half neben der Anlage eines flachen Quergrabens diesem Übelstande ab. Unter den Ausläufen der Rohre sind in geringem Abstände Stahlteller angebracht, auf denen das bereits aus etwa 11 m Höhe im Rohr abfallende Wasser zerstreut wird und sich so in weitem Umkreise verteilt.



Unter der mittleren Längsfuge ist eine Längsrinne von Widerlager zu Widerlager angebracht. Sie mündet am Nordwiderlager in die Querrinne, die zum Sammeln des Wassers aus der Fingerkonstruktion dient. Die Längsrinne führt zwar nur wenig Wasser ab. Sie war aber notwendig, da sonst durch das abtropfende Wasser die Stahlkonstruktion verschmutzt wurde und auf die Dauer der Anstrich Schaden gelitten hätte.

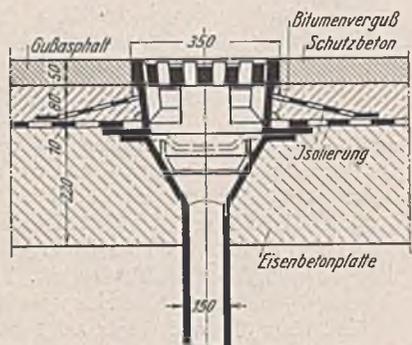


Abb. 35. Einlaufschächte.

10. Baustelle und Bauzeiten.

Nach Abschluß der Vorentwurfsarbeiten wurden die Arbeiten im September und Oktober 1935 vergeben. Die Firmen nahmen die Entwurfsarbeiten sofort auf. Gleichzeitig wurden bauseitig die Vorbereitungen getroffen, um die großen Mengen von Baustoffen schnell und sicher entladen zu können. Die zweigleisige Reichsbahnstrecke, die unter der Brücke durchführt, dient dem Verkehr zweier Hauptstrecken, nämlich der Strecke Kassel—Eichenberg—Hannover und Kassel—Eichenberg—Nordhausen. Es war bei der dichten Zugfolge ausgeschlossen, die Geräte und Baustoffe, deren Gewicht rd. 100 000 t erreichte, auf freier Strecke zu entladen. Auch die Anfuhr mit Lastkraftwagen hätte sich nicht reibungslos durchführen lassen, da auch die Reichsstraße starken Verkehr aufweist. Es blieb also nur die Einrichtung eines besonderen Bahnanschlusses für die Baustelle übrig. Ein einfaches Anschlußgleis konnte auf freier Strecke nicht eingebunden werden, da die Strecke vom Bahnhof Hann.-Münden 5 km lang ist und bei dieser Entfernung Fahrt im falschen Gleis oder mit Schiebemaschine abzulehnen war. Man änderte deshalb durch Versetzen einiger Signale die Blockeinteilung der Strecke und legte eine neue Blockstelle „Laubach“ in unmittelbarer Nähe des Bauwerks an. Das Anschlußgleis zu dem zweigleisigen Entladebahnhof mit Ausziehgleis wurde durch eine doppelte Kreuzungsweiche in die Betriebsgleise eingebunden. Die Bedienung der Anschlußweichen geschah vom Block Laubach aus. Auf dem nördlichen Gleis des Anschlusses wurden die vollen Züge zugestellt, während auf dem anderen Gleis die leeren Wagen zum Abholen bereit gehalten wurden. Auf diese Weise wickelte sich der Zustell- und Abholvorgang schnell ab, und es war möglich, einen Fahrplan mit täglich je 18 Bedarfszügen von Hann.-Münden zur Baustelle und zurück in den sonstigen Verkehr einzufügen. Damit war eine allen Anforderungen gewachsene Zustellmöglichkeit geschaffen, die infolge ihrer Beweglichkeit zum raschen Fortschritt der Bauarbeiten beitrug. Abb. 36 zeigt den Anschluß bei dem Zugwechsel und gleichzeitig die Umschlaganlage der Baufirma.

Für die großen Betonmassen war eine zentrale Lager- und Mischanlage aufgestellt, in der die Betonmischungen mit Hilfe von selbsttätigen Waagen nach Gewichtsteilen abgemessen wurden. Die Zuschlagstoffe wurden vom Eisenbahnwagen mit einem Greiferkran in einen Zwischenbunker entladen. Von diesem wurden sie durch Bauzüge den acht Hauptbunkern zugeführt. Die Hauptbunker wurden entsprechend den jeweils vorgeschriebenen Mischungsverhältnissen mit Feinsand bis zum Grobkies bzw. Splitt beschickt. Unter den Hauptbunkern befanden sich die Waagen, mit denen die Zuschlagstoffe eingeteilt wurden. Die Hanglage der ganzen Anlage kam der Förderung insofern zu statten, daß nur eine verlorene Steigung vom Eisen-



Abb. 36. Anschlußbahnhof auf der Baustelle.

bahnwagen bis zum fertig gemischten Beton, und zwar zwischen Waage und Mischmaschine in Kauf genommen werden mußte. Diese Steigung überwand ein Förderband mit elektrischem Antrieb. Die ganze Anlage ist in Abb. 37 dargestellt. Während auf der einen Seite die Zuschlagstoffe vorbereitet wurden, konnte an anderer Stelle des Anschlusses

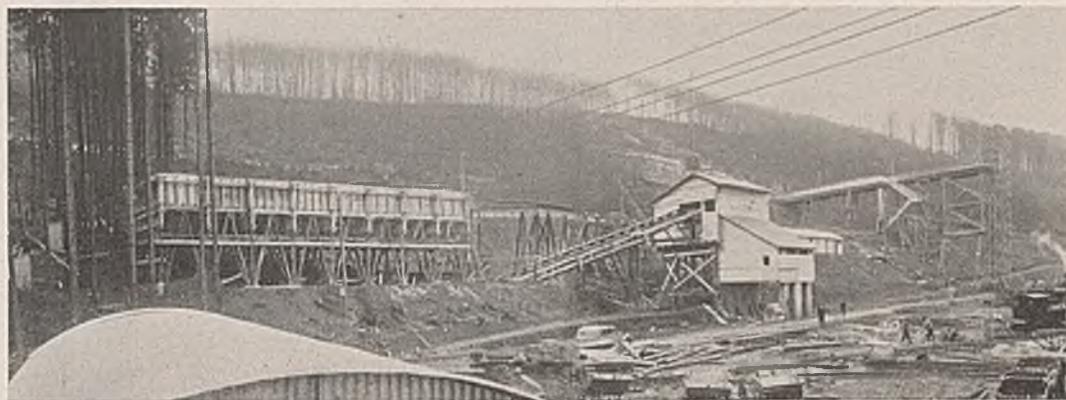


Abb. 37. Lager und Mischanlage für den Beton.

der Zement vom Eisenbahnwagen aus unmittelbar durch eine Rutsche dem Zementschuppen, der auf dem Bilde hinter dem Mischerhaus sichtbar ist, zugeführt werden. Von hier gelangte der Zement auf Handloren über eine kurze Verbindungsbrücke zu den Mixchern, die ebenfalls elektrisch angetrieben waren. Unter den Mischerausläufen

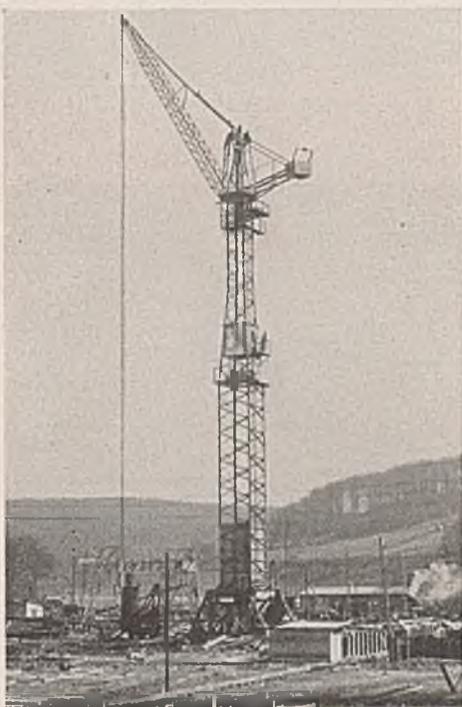


Abb. 38. Hoher Turmdrehkran.



Abb. 39. Anlauflehen bei Pfeiler II und Gesamtbild der Baustelle.

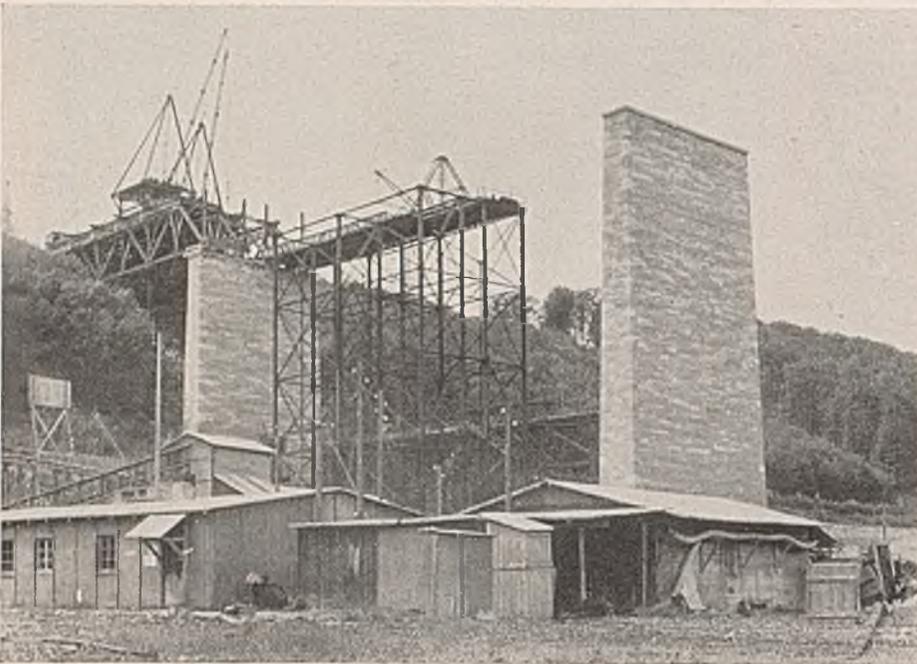


Abb. 40. Überbau bis Pfeiler IV zusammengebaut.

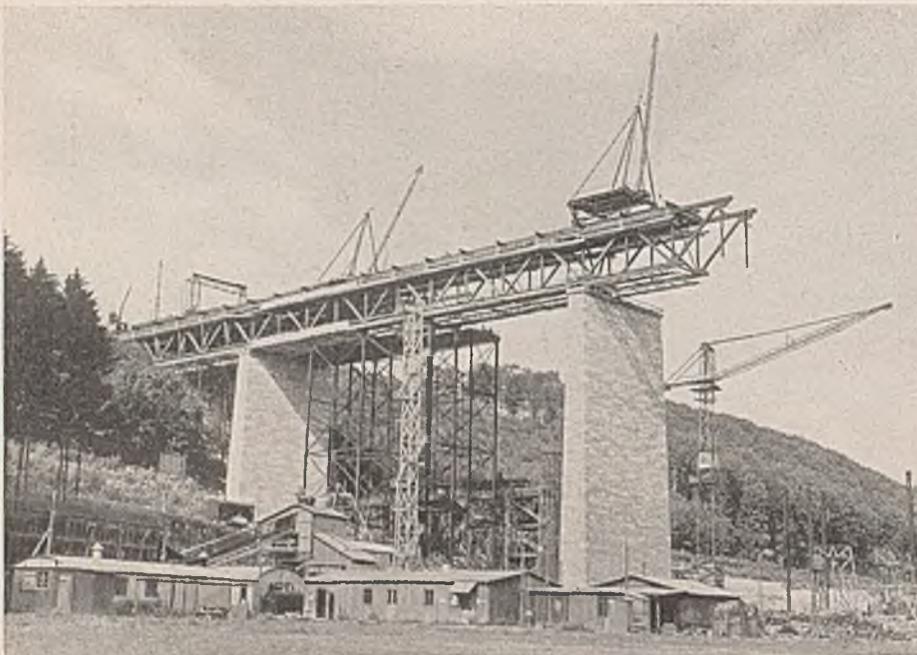


Abb. 42. Weiterer Vorbau über Pfeiler III.

bahngleise hinweg durch eine Förderbrücke (vgl. Abb. 37) geschaffen, die durch einen Aufzug bedient wurde.

Die große Zahl der Werksteine erforderte einen umfangreichen Lagerplatz, um jederzeit einen gewissen Vorrat zu haben. Der Lagerplatz war mit einem Portalkran ausgerüstet. Ein zweiter Portalkran stand zum Entladen der Steine im Anschluß zur Verfügung. Auf dem Lagerplatz wurden auch bei der Anfuhr beschädigte oder trotz aller Vorkehrungen fehlerhaft gelieferte Steine umgearbeitet. Hierfür standen fast während der ganzen Bauzeit ein Techniker und zwei Steinmetzen zur Verfügung die auch beim Ordnen der Steine nach den Versatzplänen Hilfe leisteten.

Die Ecksteine sind mit Anlauf 50 : 1 gearbeitet. Um diesen Anlauf gut einhalten zu können, wurden an den Pfeilerecken einfache hölzerne Lehren errichtet, mit deren Hilfe ein sehr gutes Ergebnis erzielt wurde. Bei dem Pfeiler II im Vordergrund der Abb. 39 sind die Lehren deutlich zu sehen. Das Bild gibt gleichzeitig einen Gesamtüberblick über die Baustelleneinrichtung.

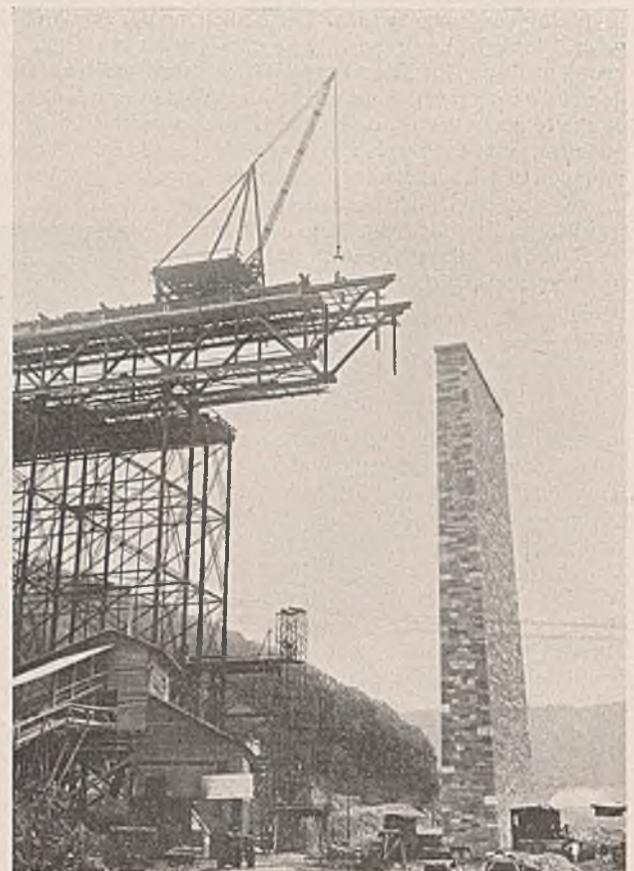


Abb. 41. Freivorbau in Öffnung IV—III.

nahmen Bauzüge die fertigen Mischungen auf und stellten sie der Verwendungsstelle zu.

Die größte Entfernung bis zum Pfeiler I über die Werra hinweg betrug etwa 250 m, wozu noch der Hub bis zu 50 m Höhe zu zählen ist. Um ein Entmischen des Betons auf dieser weiten Strecke von der Mischmaschine bis zur Verwendungsstelle zu verhindern, wurden für diesen Zweck besonders gebaute Kipploren mit Federung verwendet. Da sich tatsächlich im Verlaufe der Arbeiten kein Anlaß zu Beanstandungen ergab, wurde später der Beton für die Fahrbahnplatte auch in der Zentralschanlage zubereitet, obgleich hier die Entfernung für den nördlichen Teil sich bis zu 330 m erweiterte und der Höhenunterschied im elektrischen Aufzug auf 60 m anstieg. Außerdem war bei der verhältnismäßig stark bewehrten dünnen Konstruktion große Sorgfalt erforderlich. Aber auch hier zeigte sich keinerlei Entmischung.

Zum Heben des Betons und der Werksteine für die hohen Pfeiler diente ein 60 m hoher Turmdrehkran (Abb. 38), dem sich zur Förderung der Arbeitsleistung noch ein etwas niedrigerer zugesellte.

Für die Widerlager wäre der Transport des Betons infolge der weiten Entfernung zu beschwerlich geworden. Diese wurden deshalb von Einzelmischanlagen bedient, die in ihrer Nähe aufgestellt waren. Die Baustoffe wurden jedoch auch hier von der Entladeanlage aus zugeführt und mit Schrägaufzügen am Hang hinaufgezogen. Der Zugang zum Pfeiler IV und zum südlichen Widerlager wurde über die Reichs-

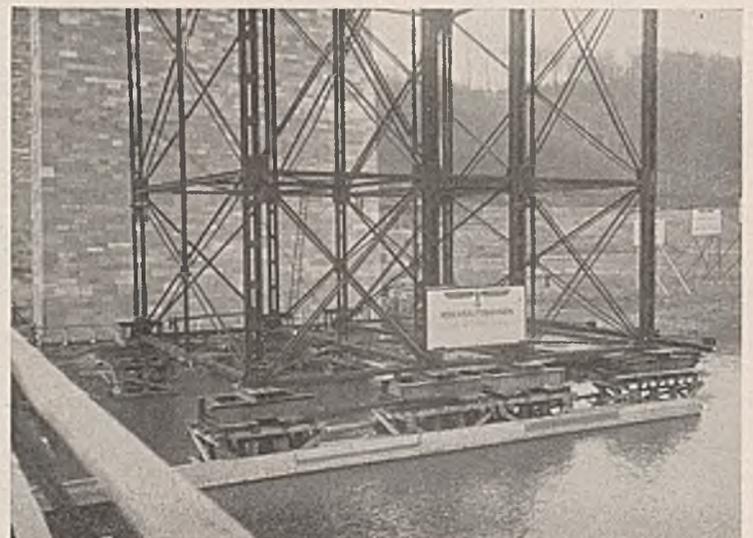


Abb. 43. Rammgerüst in der Werra.

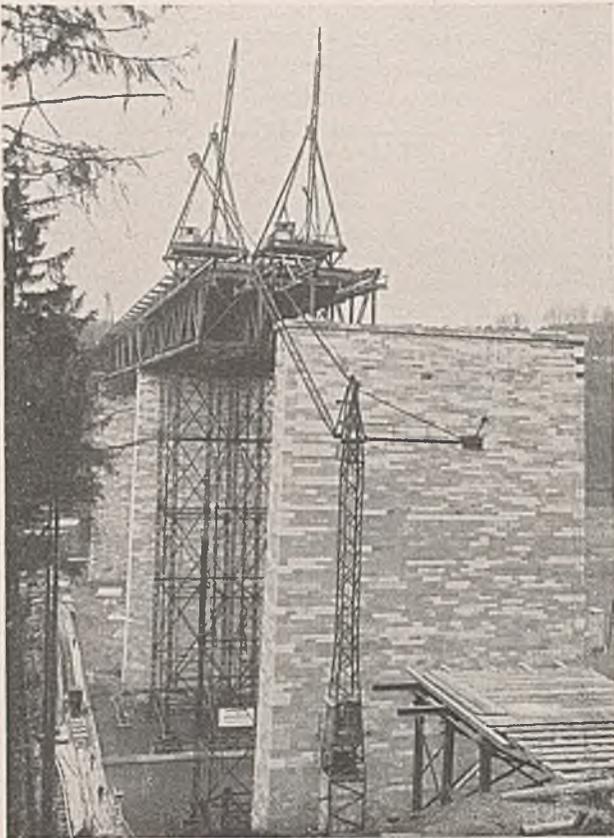


Abb. 44. Vorbau über die Werra zwischen Pfeiler II und I.

unten rechts die ersten Stützen für das Gerüst errichtet sind. Im Hintergrunde sieht man links den Portalkran. Zwischen Pfeiler III und IV befindet sich ein hölzerner Treppenturm, der den Zugang für die Arbeiter während der Montage bildete. Sobald die zweite Öffnung bis Pfeiler III geschlossen war, wurden die Nietarbeiten in der ersten Öffnung in vollem Umfange aufgenommen. Der weitere Bau vollzog sich in gleicher Weise wie bisher. Bemerkenswert ist noch, daß die Gerüste in der Werra auf Pfahljoche gestellt wurden, deren Köpfe durch Trägerroste so verbunden waren, daß die zahlreichen Pfähle gleichmäßig zur Lastaufnahme herangezogen wurden (Abb. 43). Von der Wasserbauverwaltung war zur Bedingung gemacht, daß für die Flößerei und den Wassersportverkehr eine größere Schifffahrtöffnung frei gehalten wurde. Den weiteren Baufortschritt stellt Abb. 44 dar, die Überbauten sind kurz vor Pfeiler I angelangt. Um an den stählernen Gerüsten zu sparen, wurden diese jeweils sofort abgebrochen, sobald die Hauptträger einer Öffnung fertig genietet waren. Die abgebrochenen Gerüste wurden in einer anderen Öffnung wieder verwendet. Außerdem wurden in der letzten Öffnung vor dem nördlichen Widerlager zur Beschleunigung der Arbeiten noch zwei hölzerne Joche eingesetzt.

Die Hauptträger der Überbauten hatten in der Werkstatt Überhöhungen erhalten, die so bemessen waren, daß bei der vollen ständigen Last die statisch zugrunde gelegte

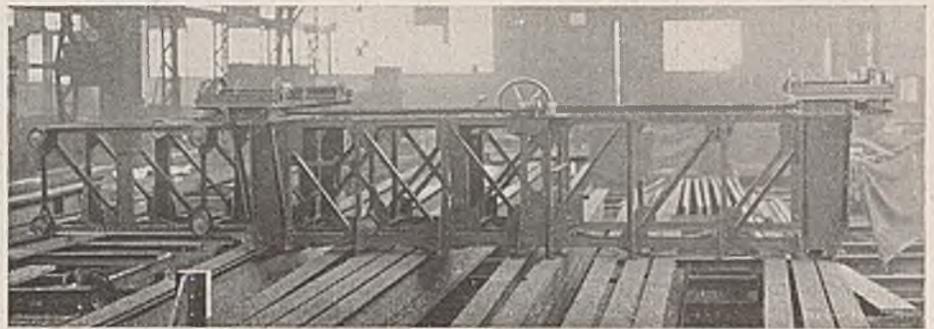


Abb. 45. Besichtigungswagen.

Für die Stahlbauteile stand der westliche Teil der Entladeanlage zur Verfügung. Als Lagerplatz diente ein Holzgerüst, das dem Hang angepaßt war und von einem Portalkran beschickt wurde. Später wurden auch die fertigen Überbauten teilweise als Lagerplatz benutzt. Holzgerüste wären bei der großen Höhe zu umfangreich und zeitraubend geworden. Es wurden deshalb teilweise Stahlgerüste für den Zusammenbau errichtet, teilweise wurde im Freivorbau gearbeitet. Zuerst wurden die Stahlgerüste in der Öffnung III—IV mit Hilfe eines Stahlschwenkmastes errichtet,

der mit wachsender Höhe mit hochgezogen wurde. Der Schwenkmast diente dann als Aufzug und war zu diesem Zweck mit elektrischen Winden ausgerüstet. Während das Gerüst zwischen Pfeiler IV und dem südlichen Widerlager aufgestellt wurde, wurden gleichzeitig die beiden Vorbaukrane mit fahrbaren Portalen hinter dem südlichen Widerlager zusammengebaut. Nun konnte der Zusammenbau beginnen. In Abb. 40 ist der Zusammenbau bis zum Pfeiler IV fortgeschritten. In der Öffnung zwischen Pfeiler IV und Pfeiler III war das erste Stück von 32 m Länge im Freivorbau zu überwinden. In Abb. 41 ist der östliche Überbau fast bis zum Pfeiler III vorgebaut. Sobald Pfeiler III mit dem einen Überbau erreicht war, wurde der Aufzugschwenkmast abgebaut, da er sonst dem Vorbau des anderen Überbaues im Wege gestanden hätte. An seine Stelle trat ein Portalkran, der gleichzeitig Lager- und Zubringerdienste leistete. In Abb. 42 ist ein Überbau über Pfeiler III hinaus frei vorgebaut, während

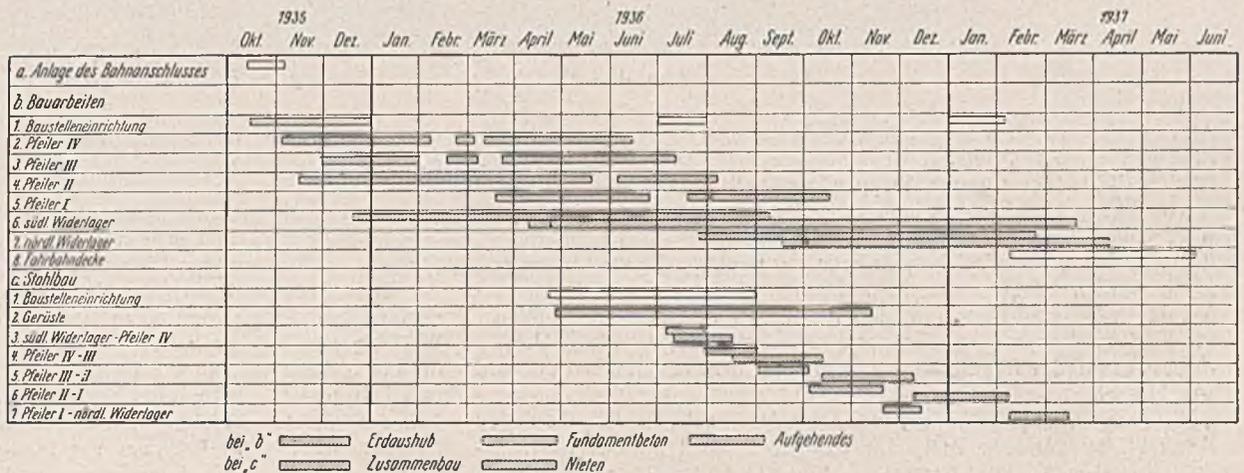


Abb. 46. Arbeitsplan.

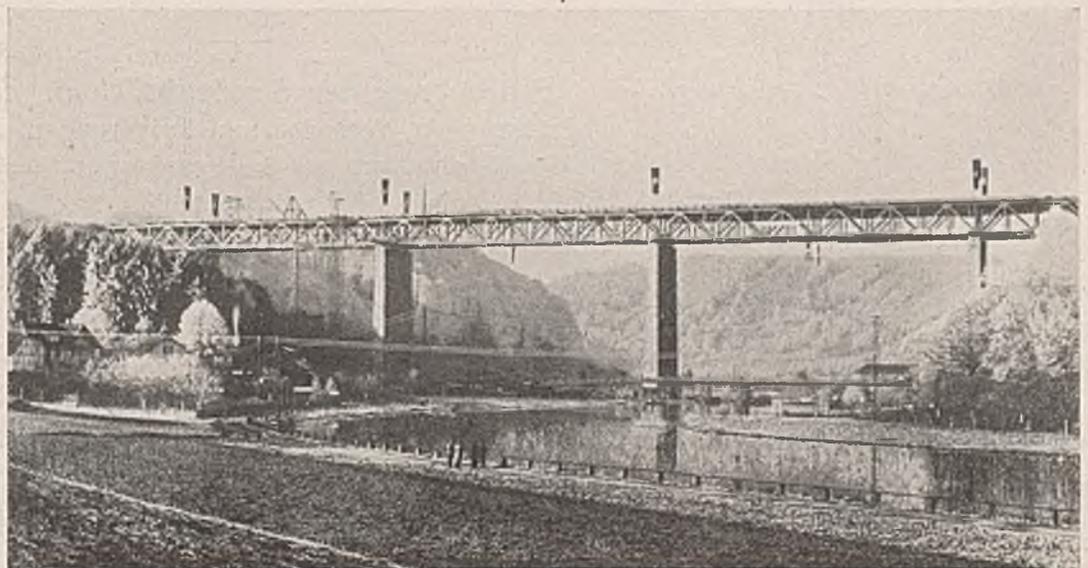


Abb. 47. Brücke im Raureif, Januar 1937.

Form entstand. Durch wiederholte Prüfungen während des Zusammenbaues wurde überwacht, ob die Annahmen eingehalten waren. Die Überwachung wurde einmal durch die Kontinuität der Träger, zum anderen dadurch erschwert, daß infolge der Lagerung von Bauteilen, der jeweiligen Stellung der schweren Vorbaukrane und des Beginns der Arbeiten an der Fahrbahnplatte jedesmal neue, unregelmäßige Belastungen für die Prüfungsrechnung zugrunde gelegt werden mußten. Bis auf ganz geringfügige Abweichungen, die sich aus der Steifigkeit der Stabanschlüsse erklären, wurde zum Schluß die theoretische Form erreicht. Da solche Abweichungen von vornherein zu erwarten waren, wurden die Geländerholme und -füllstäbe erst angeschweißt, nachdem die Fahrbahndecke fertiggestellt war und somit die Möglichkeit bestand, die lang durchlaufende Geländerlinie genau der Fahrbahnneigung anzupassen.

Zum Schluß wurden 4 Besichtigungswagen mit Handantrieb eingebaut. Sie besitzen nach beiden Seiten ausfahrbare Bühnen, so daß sowohl Obergurte wie Untergurte von beiden Seiten zugänglich sind. In Abb. 45 ist ein Besichtigungswagen dargestellt. Der linke Ausleger ist ausgefahren. Die Besichtigungswagen sind im Ruhezustande in einer Kammer im nördlichen Widerlager untergebracht.

Die vier Ausfahrtöffnungen sind durch Panzerrolläden abgeschlossen, die durch Handwinden von innen aus betätigt werden. Die Kammer ist vom Fuße des nördlichen Widerlagers durch Treppen zugänglich. Die oberen Wagen sind von einem Quergang aus zu erreichen, der durch eine Leiter mit dem Kammerboden verbunden ist. Um die Rolläden schließen zu können, sind die Laufschienen mit Schwenkarmen ausgerüstet, die nach innen eingezogen werden können. Die Schwenkarme sind mit Sperrklinken versehen, die so eingerichtet sind, daß die Wagen erst ausfahren können, wenn die Sperrklinken eingeschnappt sind. Auf diese Weise sind Unfälle durch Abstürzen der Wagen infolge geöffneter Schwenkarme so gut wie ausgeschlossen.

Mit Rücksicht auf den für die Eröffnung der Strecke Kassel—Göttingen in Aussicht genommenen Zeitpunkt war die Bauzeit für das Werrabauwerk verhältnismäßig kurz bemessen. Einen Überblick über die zeitliche Abwicklung gibt der Arbeitsplan (Abb. 46), der entsprechend dem tatsächlichen Arbeitsfortschritt nach dem Bautagebuch zusammengestellt wurde.

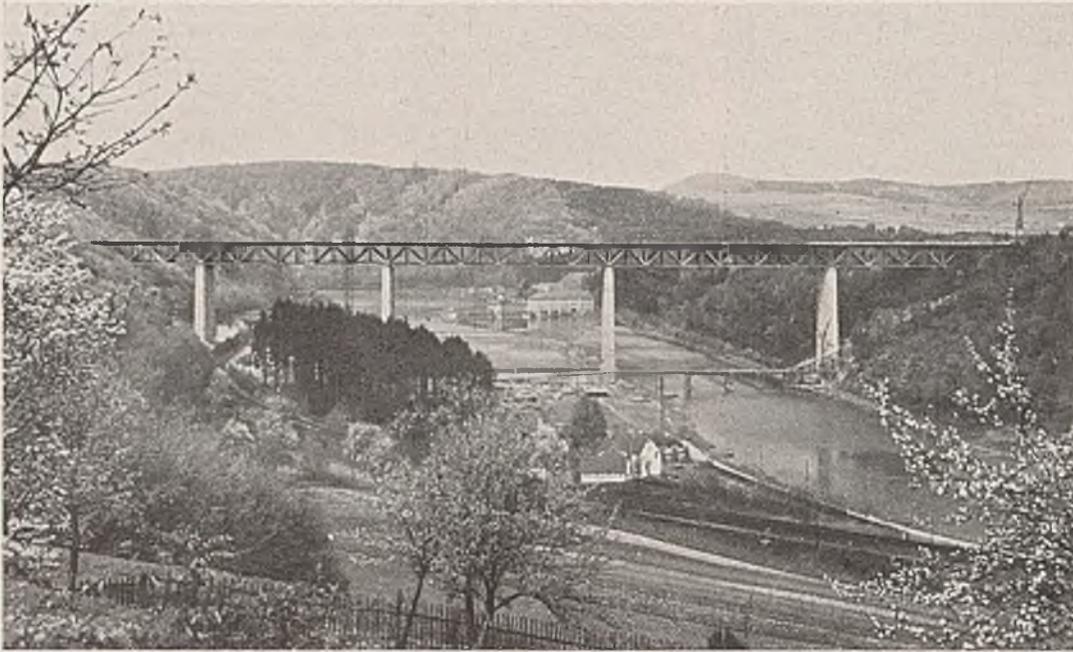


Abb. 48. Fertige Brücke im Frühling 1937.

Setzungen.

	Fundament fertig	Pfeiler bzw. Widerlager		Nach Auflegen des Überbaues mm
		halbe Höhe mm	volle Höhe mm	
Nördliches Widerlager	0	—	3,7	7,0
Pfeiler I	0	3,5	5,3	6,2
Pfeiler II	0	5,5	16,5	19,9
Pfeiler III	0	9,5	11,0	14,0
Pfeiler IV	0	1,0	1,8	5,0
Südliches Widerlager	0	—	—	2,0

11. Allgemeines.

Während des Baues wurden die Pfeiler ständig durch Setzungsmessungen beobachtet. Die Ergebnisse sind in einer Tafel zusammengestellt. Die verhältnismäßig geringen Zahlen, im Maximum $\frac{1}{2500}$ der Pfeilerhöhe, sind als recht gut anzusehen und rechtfertigen das statisch unbestimmte Trägersystem.

Eingangs wurde bereits auf die landschaftlichen Reize des Werratal's hingewiesen. Es gilt nun noch zu zeigen, wie sich das fertige Bauwerk dem Landschaftsbild anpaßt. Es sollen daher noch zwei Bilder gegen-

übergestellt werden, von denen das erste (Abb. 47) zur Zeit des Richtfestes aufgenommen wurde und die Brücke im Rohreif zeigt.

Abb. 48 zeigt eine hebliche Frühlinglandschaft. Die Bäume blühen und sind voll belaubt. Sie geben den Talhängen weiche Umrisse. In beiden Bildern fügt sich das Bauwerk mit seinen hellen, schlanken Pfeilern und der ruhigen Linienführung gut ein.

Zum Schluß sei noch erwähnt, von wem das Bauwerk in engster, gemeinsamer Arbeit geschaffen wurde. Es waren dies für die Pfeiler, Widerlager und Fahrbahndecke die Firma Polensky & Zöllner, Köln, und für die Stahlüberbauten die Firma Louis Eilers, Hannover-Herrenhausen, in Arbeitsgemeinschaft mit der Firma C. H. Jucho, Dortmund. Die Führung bei der Werksteinlieferung hatte der Baumeister Carl Linnenberg, Stadtoldendorf. Das Bildwerk am Pfeiler I wurde von dem Bildhauer Curt Lehmann, Kassel, entworfen und ausgeführt. Die örtliche Bauaufsicht oblag der Bauabteilung Hann.-Münden, während die Entwurfs- und Bauüberwachung von der Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen in Kassel durchgeführt wurde.

Alle Rechte vorbehalten.

Fahrbahnen der Straßenbrücken. Erfahrungen, Versuche und Folgerungen.

Von Dr.-Ing. K. Schaechterle und Reg.-Baumeister Fr. Leonhardt.

I. Übersicht.

Die Fahrbahnen der Straßenbrücken unterscheiden sich in der Ausbildung der Decke, der Dichtungs- und Schutzschicht und der tragenden Fahrbahntafel. Für die Decke kommen Holz, Stein, Beton und Asphalt in Betracht. Holzbeläge finden bei Fußgängerstegen und untergeordneten Fahrbrücken Verwendung, Schotterbeläge auf Brücken im Zuge von Feldwegen, Kleinpflaster auf Brücken mit gemischtem Fuhrwerk- und Kraftwagenverkehr, Beton- und Asphaltdecken auf Straßenbrücken, die vorwiegend mit Kraftwagen befahren werden. Bei Autobahnbrücken sind Betonplattenbeläge die Regel.

Die Fahrfläche des Kleinpflasters ist wegen seiner Griffigkeit für Stellrampen besonders geeignet, aber nicht so eben, daß ein stoßfreies Befahren bei schneller Fahrt gewährleistet wird. Pflasterbeläge sind wasserdurchlässig (auch bei Fugenverguß) und werden deshalb auf eine die Fahrbahntafel schützende Dichtungsschicht verlegt. Mit Rücksicht auf die Oberflächenentwässerung erhält die Pflasterfahrbahn wegen der

Unebenheit der Oberfläche ein Quergefälle von mindestens 2%. Rinnenformsteine mit glatter Rinnenfläche sind für die rasche Längsabführung des Tagwassers günstig. Ein Vorzug des Pflasters ist, daß es bei jeder Witterung ausgeführt und leicht ausgebessert werden kann.

Asphaltbeläge sind fugenlos und — solange sie rissfrei sind — hinreichend wasserdicht. Sie verlangen einen unnachgiebigen Unterbau. Die Griffigkeit, Ebenheit und Dichtigkeit der Asphaltbeläge hängt von den Zuschlagstoffen, der Kornform und -zusammensetzung, dem Bitumengehalt und der Verarbeitung ab. Mit keinem Belag sind so unterschiedliche Erfahrungen gemacht worden wie mit Asphaltbelägen. Neben Schwarzbelägen, die sich vorzüglich gehalten haben, gibt es andere, die im Betrieb uneben, wellig, wasserdurchlässig, rissig und rutschig geworden sind. Die festgestellten Mängel konnten zum Teil auf zuviel staubfeines oder sandiges Korn, zu wenig groben Splitt und zu hohen Bitumengehalt zurückgeführt werden. Zuviel Bitumen beeinträchtigt die Formbeständigkeit und Griffigkeit, zu starkes Erhitzen der Masse vor dem Einbringen

schwächt die Bindekraft des Bitumens. Rundlaufversuche der Materialprüfungsanstalt Stuttgart mit dünnen Asphaltbelägen auf ebenen Stahlblechen¹⁾ ergaben, daß ein Bitumengehalt von 8 bis 9% und ein Splittanteil mit etwa 40% der Körnung 3 bis 20 mm unter Beachtung der vom Beton her bekannten Regeln der Kornzusammensetzung mit Hohlraumminimum brauchbare Hartgußasphaltbeläge liefert. Daß eine so grobkörnige Masse noch gut verarbeitbar ist, beweisen zahlreiche Ausführungen. Vorschriften für die Herstellung der Asphaltbeläge, die sich auf Forschungsergebnisse und praktische Erfahrungen gründen, sind erwünscht. Auf Brücken ist Hartgußasphalt dem Walz- oder Sandasphalt sowie allen sich erst unter dem Verkehr verdichtenden Asphalt- oder Teerbelägen vorzuziehen. Mit Preßasphaltplatten sind ebenfalls brauchbare Beläge zu erzielen, wie die von Prof. Graf berichteten amerikanischen Ausführungen²⁾ und die bereits erwähnten Versuche beweisen. Gute fugenlose Asphaltbeläge sind bei ausreichendem Quergefälle genügend wasserundurchlässig, so daß auf eine besondere Dichtungsschicht unter den Belägen verzichtet werden kann. Es sei hier auf das Beispiel der 1929 erbauten Illerbrücke bei Wiblingen hingewiesen, deren 6 cm dicker Hartgußasphalt unter gemischtem Verkehr 8 Jahre lang dichtgehalten hat. Auch bei neueren Ausführungen der Reichsautobahnen liegen gute Erfahrungen vor, obwohl in vereinzelt Fällen auch wasserundurchlässige Asphaltbeläge festgestellt worden sind.

Betondecken eignen sich für schnellen und schweren Kraftwagenverkehr. Auf Autobahnbrücken im Zuge von Strecken, die mit Betondecken versehen sind, werden ebenfalls Betonbeläge verlangt, weil ein Wechsel des Belages auf kurze Strecken für den Fahrer unangenehm ist. Betonbeläge sind griffig, dauerhaft und formbeständig, behalten die bei der Herstellung erzielte Ebenheit und verteilen die Radlasten auf große Flächen. Die zweckmäßige Zusammensetzung und Herstellung des Deckenbetons ist wissenschaftlich erforscht und durch Vorschriften geregelt, so daß die erforderliche Güte sichergestellt werden kann. Zum Ausgleich der inneren Spannungen infolge von Temperaturänderungen, Schwinden und Quellen müssen auf Brücken die Platten durch Fugen in 6 bis 8 m lange und 3,75 bis 5 m breite Stücke unterteilt werden. Um kleine Bewegungen der Betonplatten zu ermöglichen, hat man bisher auf der mit einer Dichtungs- und Schutzschicht versehenen Fahrbahnplatte eine dünne Sandschicht mit Papierdeckung aufgebracht und eine Plattendicke von 10 cm als ausreichend erachtet, während auf der freien Strecke eine Plattendicke von mindestens 20 cm gefordert wird. Die Betonplatten von 10 cm Dicke und 10 bis 15 m Länge sind nicht rissfrei geblieben und haben sich in der Praxis nicht bewährt. Sie wölben sich bei rascher Abkühlung oder Erwärmung und liegen dann nicht mehr gleichmäßig auf, so daß beim Befahren durch schwere Radlasten hohe Biegespannungen entstehen, die zu Eckabbrüchen führen. Auf Grund der Erfahrungen im Betrieb wird empfohlen, künftig die Betonplatten auf Brücken mindestens 15 cm dick auszuführen, wobei ein homogener Querschnitt mit gleicher Betonfestigkeit an der Ober- und Unterfläche und durchgehend gleicher Mischung vorausgesetzt ist, was durch einschichtigen Einbau erreicht werden kann. Mattenbewehrungen, die weder Schwindrisse noch Biegerisse verhindern, bringen auf Brücken keine Vorteile, da ein übermäßiges Aufgehen entstandener Risse nicht eintreten kann. Bei der Herstellung der Betondecken ist eine möglichst trockene Konsistenz des Betons anzustreben, die gerade noch einen guten Deckenschluß gewährleistet, weil die maßgebende Zugfestigkeit des Betons mit höherem Wassergehalt stark abnimmt und das Schwindmaß gleichzeitig zunimmt. Für die Verdichtung der erdfeuchten Mischungen auf Brücken sind Rüttelgeräte (z. B. die Hochfrequenzverdichter von Vögele) besser geeignet als Stampfgeräte. Gegen die Anwendung von Hochfrequenzrüttlern auf Stahlbrücken bestanden zunächst Bedenken wegen der Schwingungen und der Aufschaukelungsgefahr. Alle seitherigen Ausführungen haben aber gezeigt, daß die Eigenschwingungszahlen der Brücke so niedrig liegen, daß bei 2000 bis 3000 Schwingungen/min der Rüttler ein Aufschaukeln der Brücke oder störende Schwingungen nicht eintreten.

Enge Fugenteilungen auf Brücken sind besonders dann erwünscht, wenn auf eine Sandrollschicht zugunsten der einfacheren Ausführung und des geringen Gewichts verzichtet wird. Die Fugen werden im Sommer als Preßfugen, bei kühler Witterung als schmale Rauffugen ausgeführt. Für Bewegungsmöglichkeit auf der Unterlage und entlang des Schrammbords ist zu sorgen. Bei reichlichem Quergefälle und einwandfrei vergossenen Fugen ist die Betondecke hinreichend wasserundurchlässig. An mehreren Bauausführungen der Reichsautobahnen mit 10 cm dicken und 10 bis 15 m langen Platten hat sich gezeigt, daß die Fugen trotz Verguß nicht wasserdicht geblieben sind und das Sandpolster unter den Platten mit Wasser gefüllt war. Zur Verhütung einer Wasseransammlung auf der Dichtungsschicht muß die Oberflächenentwässerung der Dichtungsschicht verbessert werden. Eine gute Oberflächenentwässerung ist der beste Schutz der tragenden Fahrbahnplatte gegen Wasser und Feuchtigkeit. Bei eben abgeglichenen Beton- und Asphaltbelägen soll

die Querneigung nicht weniger als 1,5%, die Längsneigung der Rinne am Schrammbord mindestens 2% betragen. Wenn das Mindestlängsgefälle am Schrammbord nicht vorhanden ist oder nicht geschaffen werden kann, sind in kurzen Abständen von 5 bis 10 m Einläufe zu einem Entwässerungskanal anzuordnen. Noch besser ist ein durchlaufender Stahlgußrost am Schrammbord, der das Tagwasser unmittelbar in eine längs geneigte Entwässerungsrinne abführt. Man benötigt dann keine besondere Dichtungsschicht.

Lebensdauer und Unterhaltung der Brücken mit durchlässigen Belägen sind wesentlich von der Güte und Dauerhaftigkeit der Abdichtung abhängig. Zwei Dichtungsarten sind zu unterscheiden: Dichtungsaufstriche und Dichtungsbahnen. Bei den Dichtungsaufstrichen ist die Fahrbahnplatte Träger der Dichtungsmasse. Die fabrikmäßig hergestellten Dichtungsbahnen haben einen besonderen Dichtungsträger (Jutegewebe, Wollfilz, pappe oder Metallfolie). Die Dichtungsbahnen werden mit heißem Bitumen auf die Fahrbahnplatte aufgeklebt. Neuerdings werden Asphaltbitumenauflage oder Bitumenmörtelschichten mit engmaschiger Drahtnetzeinlage erprobt. Sehr gut haben sich mit Bitumen aufgeklebte Kupfer- oder Bleifolien von 0,1 bis 0,2 m Dicke bewährt, an deren Stellen jetzt Metallfolien aus Aluminiumlegierungen treten. Die Dichtungsschicht bedarf eines Schutzes durch Beton, Betonplatten oder Klinkerflachschichten mit 5 bis 7 cm Dicke. Man kann aber auch die Schutzschicht aus Sandasphalt von 1½ bis 2 cm Dicke herstellen, der an und für sich dichter ist und weniger zu Rissen neigt als der dünne Aufbeton und außerdem geringeres Eigengewicht besitzt. Damit kein Wasser auf der Dichtung stehenbleibt, sind die Oberflächen der Dichtungs- und Schutzschichten im Gefälle nach besonderen Dichtungsentwässerungsstellen abzugleichen. Man bringt entweder die Dichtungsentwässerung in Verbindung mit den Rinnen und Abfallrohren der Oberflächenentwässerung oder schafft zusätzliche Abflussmöglichkeiten durch einfache Entwässerungsstellen, aus denen das auf der Dichtung sich sammelnde Sickerwasser tropfenweise abfließt.

Der Unterbau der Fahrbahnplatte besteht aus Mauerwerk, Beton, Eisenbeton oder Stahl. Die freitragende Fahrbahnplatte ist bei Stahl- und Eisenbetonbrücken die Regel. Die Spannweiten der Eisenbetonplatten über Haupt- oder Längsträgern oder kreuzweise über Längs- und Querträgern sind in den letzten Jahren immer mehr vergrößert worden. Die Radlasten dürfen nach DIN 1075 mit zunehmender Spannweite auf größere Breiten $b = \frac{2}{3} l$, jedoch höchstens auf $b = l + 2s + 2,0$ m verteilt werden (s = Dicke der verteilenden Deckschicht), so daß sich praktisch bei 1,5 bis 3,0 m Spannweite annähernd die gleiche Plattendicke ergibt. Da auch für die Berechnung und Bemessung der Haupt- und Längsträger bis zu 2,5 m gegenseitigem Abstände die Dampfwalze als Hauptlast maßgebend ist, so sind wenige Träger in größerem Abstände meist wirtschaftlicher als eng liegende Träger. Besondere Verhältnisse liegen bei Trägerrosten vor, von denen später noch eingehend die Rede sein wird. Mit kreuzweise bewehrten Eisenbetonplatten wurden schon Feldweiten von 7×7 m ausgeführt, ohne daß sich übermäßig hohe Eigengewichte ergaben. Auf Stahlträger aufbetonierte Platten werden durch Ankercisen gehalten und alle 15 bis 20 m durch Fugen getrennt. Bedenken gegen unmittelbare Auflagerung auf gelenkten Trägergerüsten sind bei Straßenbrücken unbegründet. Über den Stützen von durchlaufenden Trägern müssen Querfugen zur Ausschaltung der Zugspannungen infolge der negativen Stützenmomente vorgesehen werden. Bei auskragenden Konsolen ist an diesen Fugen eine zusätzliche Bewehrung mit Rücksicht auf die Eckbelastungen notwendig.

Die Eisenbetonfahrbahnplatten zeichnen sich durch geringen Stahlverbrauch aus. Er beträgt 20 bis 35 kg/m², wobei letztere Zahl für weitgespannte, kreuzweise bewehrte Platten gilt. Dem steht allerdings ein verhältnismäßig hohes Eigengewicht der Eisenbetonplatten gegenüber.

Stählerne Fahrbahnplatten mit betongefüllten Tonnen- und Buckelblechen sind einfacher und steifer als solche mit Belageisen. Die Wirtschaftlichkeit der Buckel- und Tonnenbleche konnte zudem durch Vergrößerung der Feldweiten gehoben werden. Tonnenbleche wurden bei einer Dicke von 8 bis 10 mm bis 4 m Spannweite, Buckelbleche mit Feldern bis $3,6 \times 7$ m ausgeführt. Hinsichtlich der Spannungen könnte man mit dünneren Blechen auskommen, aber mit Rücksicht auf die Rostgefahr ist man bisher nur ausnahmsweise unter 8 mm heruntergegangen. Belastungsversuche haben ergeben, daß die Verformungen der durch die Betonfüllung ausgesteiften, weitgespannten Buckel- oder Tonnenbleche sehr klein sind, namentlich, wenn durch geeignete Maßnahmen das statische Zusammenwirken von Blech und Füllung erzwingen wird. Die Füllung ist dann auch imstande, den waagerechten Zug der Bleche aufzunehmen. Man erhält einen Verbundkörper mit dem Hängeblech als Zuggurt.

Um die Fahrbahnkonstruktion zu vereinfachen und an Fahrbahngegewicht zu sparen, ist man nach amerikanischen Vorgängen dazu übergegangen, die tragende Fahrbahnplatte so auszubilden, daß sie unmittelbar befahren werden kann. Damit entfallen die Dichtung, die Schutzschicht und die besondere Verschleißschicht.

¹⁾ Bautechn. 1936, Heft 18 u. 19.

²⁾ Stahlbau 1937, Heft 14 bis 16.

In den VStA wird seit Jahren die tragende Eisenbetonplatte auf Stahlbrücken unmittelbar befahren (Abb. 1). Der Bericht von Prof. Graf hierüber³⁾ ist günstig; auch nach früheren Erkundigungen hat man damit gute Erfahrungen gemacht. Für diese Ausführung spricht, daß neue Brücken, wie die Triborough-Brücke und die Brücken im Zuge der rings um Manhattan angelegten Hochstraßen sowie die Oakland Bay- und Golden Gate-Brücke bei San Franzisko, mit 16 bis 18 cm dicken, unmittelbar befahrenen Eisenbetonplatten auf Längs- oder Querträgern ausgestattet wurden. An der 1930/31 ausgeführten Kill van Kull-Brücke (Bayonne, New Jersey) und an der großen Hängebrücke über den Hudson in New York mit unmittelbar befahrenen Eisenbetonplatten haben sich bisher keine Schäden gezeigt. Dabei ist zu beachten, daß beide Brücken unter stärkstem Straßenverkehr liegen, und daß das Klima New Yorks starke Temperaturwechsel und große Feuchtigkeit aufweist.

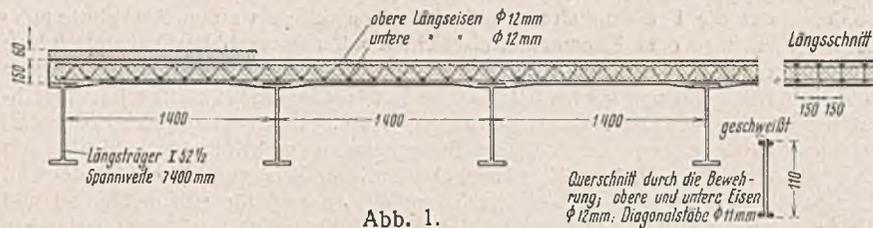
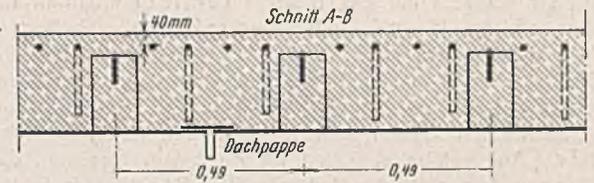


Abb. 1.

Unmittelbar befahrene Eisenbetonfahrbahnplatte bei amerikanischen Straßenbrücken.

Über die Leichtfahrbahnen mit dünnen Hartgußbelägen auf ebenen Blechen (Stahlzellendecken)⁶⁾ wurde auf Grund der an der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart (Prof. Graf) durchgeführten Rundlaufversuche schon ausführlich berichtet⁷⁾. Durch die Versuche ist die Widerstandsfähigkeit gegen schwersten Verkehr einwandfrei nachgewiesen. Während die Leichtfahrbahnen in Deutschland bis jetzt auf etwa zehn kleineren Brücken ausgeführt wurden, hat man in Amerika ähnliche Ausführungen auch auf Großbrücken angewendet. Über die amerikanische Bauart und die Erfahrungen hat Prof. Graf berichtet⁸⁾.

Auf Grund der verschiedenen Vorschläge für die bauliche Durchbildung der Stahlzellendecken wurde zunächst eine vierfeldrige Feldwegüberführung über die Autobahn mit Spannweiten von 8,0, 12,5, 12,5 und 8,0 m gebaut (Abb. 5). Die Fahrbahntafel (Abb. 5a) ist aus neun Haupttragrippen (7 mm dicke, gepreßte Blechwinkel) und zwei äußeren, besonders gebogenen



Zu Abb. 2.

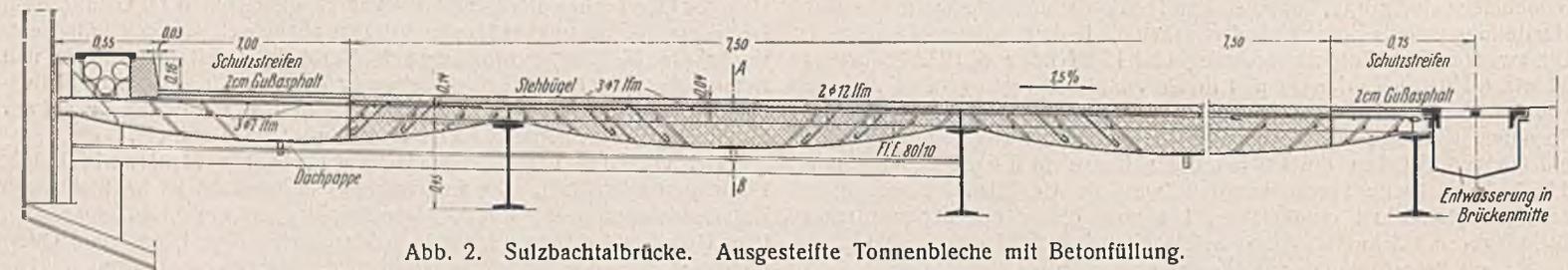


Abb. 2. Sulzbachtalbrücke. Ausgesteifte Tonnenbleche mit Betonfüllung.

Allerdings darf nicht übersehen werden, daß diese Eisenbetonplatten sehr kräftig mit starren, aus Rundseilen zusammengeschweißten Gitterträgerchen bewehrt und nur 1,4 bis 1,8 m weit gespannt sind. Um Mißerfolge auszuschließen, darf bei der Anwendung dieser Bauart in Deutschland nur schrittweise vorgegangen werden. Bevor nicht eigene Erfahrungen vorliegen, empfiehlt es sich beispielsweise, bei den unmittelbar befahrenen Eisenbetonplatten die zulässige Eisenspannung auf 1000 kg/cm² und die zulässige Betonspannung auf 50 kg/cm² zu begrenzen. Außerdem wird man zunächst Querfugen in mäßigem Abstände (8 bis 10 m) möglichst über den Querträgern anordnen. Die Fugen sind mit dünnen Falblechen auszustatten, damit der Fugenverguß nicht nach unten wegläuft. Für die Betondeckung der oberen Eisen genügen 4 cm. Wenn schließlich für gute Oberflächenentwässerung gesorgt und das Tagwasser durch ausreichendes Quergefälle nach Sammelrinnen abgeleitet wird, dürften gegen die Anwendung der amerikanischen Bauart keine Bedenken bestehen. Bei den Reichsautobahnen werden versuchsweise bereits mehrere Brücken so ausgeführt.

Die am Sulzbach-Viadukt und bei einigen Wegbrücken⁴⁾ ausgeführten versteiften Tonnenbleche mit Betonfüllung (Abb. 2) werden seit über 2 Jahren unmittelbar befahren, ohne daß den Bestand gefährdende Risse, Undichtigkeiten oder sonstige Schäden eingetreten sind. Demnach ist auf stählernen Brücken die Abdichtung derartiger Fahrbahntafeln entbehrlich. An wenigen Stellen sind zwischen den alle 10 m angeordneten Querfugen kurze Schwindrisse festgestellt worden, die wahrscheinlich auf örtlich zu hohen Wassergehalt des mit Rüttlern verdichteten Fahrbahnbetons zurückzuführen sind. Längsrisse sind nicht aufgetreten, obwohl über den Längsträgern nur 12 cm Beton vorhanden ist. Die eingelegte Querbewehrung hat demnach ihren Zweck erfüllt. Die schwerere Fahrbahn der in nächster Nähe des Sulzbach-Viadukts gelegenen Eisenbetonbrücke bei Denkendorf mit Dichtung, Schutzschicht, 2 cm Sand und 10 cm dicker Betonplatte (Abb. 3) hat sich unter dem gleichen Verkehr jedenfalls nicht so gut verhalten und weist einige Querrisse und Eckabbrüche auf.

Buckelbleche können ähnlich ausgesteift werden wie die Tonnenbleche beim Sulzbach-Viadukt. Versuche haben jedoch gezeigt, daß schon eine sehr leichte Aussteifung mit aufgeschweißten Rundseilen über den Unterzügen (Abb. 4) genügt, um die Mitwirkung der Betonfüllung zu gewährleisten. Die von Dr. Zimrski⁵⁾ vorgeschlagenen eingeschweißten Aussteifungsrippen sind nicht erforderlich.

Randträgern und einem 7 mm dicken ebenen Deckblech gebildet. Im Abstände von 1,2 m sind Querschotten mit unten durchgehendem Zugband und dazwischen je zwei Flächensehlfstege zur Aussteifung des Deckbleches angeordnet. Die Stahlzellendecke ist 30 cm hoch, was rd. 1/40 der Spannweite entspricht. Mit 6 cm Hartgußasphalt ergibt sich eine Bauhöhe von 36 cm. Die Fahrbahntafel ist als Trägerrost unter der Annahme eines starren, lastverteilenden Querträgers in Feldmitte berechnet.

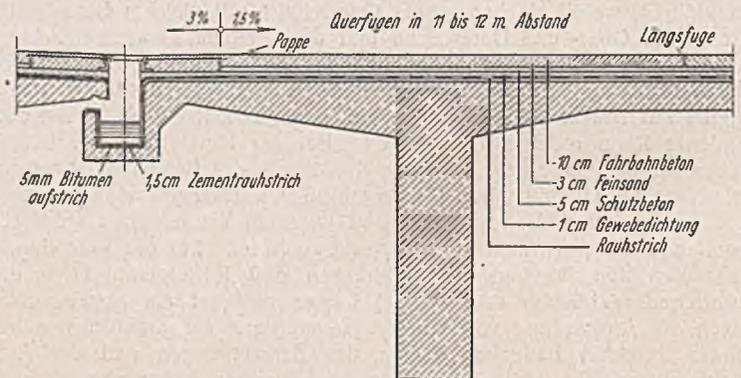


Abb. 3. Autobahnbrücke bei Denkendorf. Fahrbahnausbildung.



Abb. 4.

Fahrbahntafel mit weitgespannten betongefüllten Tonnenblechen.

Die Brücke ist seit drei Jahren in Betrieb und hat sich vorzüglich gehalten. Beim Befahren der Brücke mit schweren, eisenerbelten landwirtschaftlichen Fahrzeugen konnten keine ungewöhnlichen Schwingungen wahrgenommen werden.

Während die schweren Beläge mit Fahrbahntafel, Dichtung, Schutzschicht und Belag rd. 900 bis 1100 kg/m² wiegen, konnte bei den versteiften

³⁾ Stahlbau 1937, Heft 14/15.

⁴⁾ Bautechn. 1936, Heft 36, S. 497 ff.

⁵⁾ Bautechn. 1937, Heft 34, S. 447.

⁶⁾ Bautechn. 1934, Heft 42, S. 565.

⁷⁾ Bautechn. 1936, Heft 18/19, S. 245 u. 261.

⁸⁾ Stahlbau 1937, Heft 16, S. 123.

Tonnenblechen und bei den unmittelbar befahrenen Eisenbetonplatten das Eigengewicht auf 450 bis 500 kg/m² und bei Leichtfahrbahnen mit Asphaltbelag auf ebenen Blechen sogar auf 150 bis 200 kg/m² herabgesetzt werden. Die offenen stählernen Gitterroste, die nur rd. 100 kg/m² wiegen, haben sich bis jetzt in Deutschland noch nicht eingeführt. Zu den Vorzügen des geringeren Gewichts und geringen Stahlverbrauchs kommt als weiterer beachtenswerter Vorteil der Leichtfahrbahnen die geringe Bauhöhe hinzu.

Die häufig geäußerten Bedenken, daß Brücken mit Leichtfahrbahnen unter den bewegten Lasten übermäßig schwingen, konnten durch Schwingungsmessungen und Beobachtungen beim Befahren solcher Brücken mit schweren Lastzügen unter verschiedenen Geschwindig-

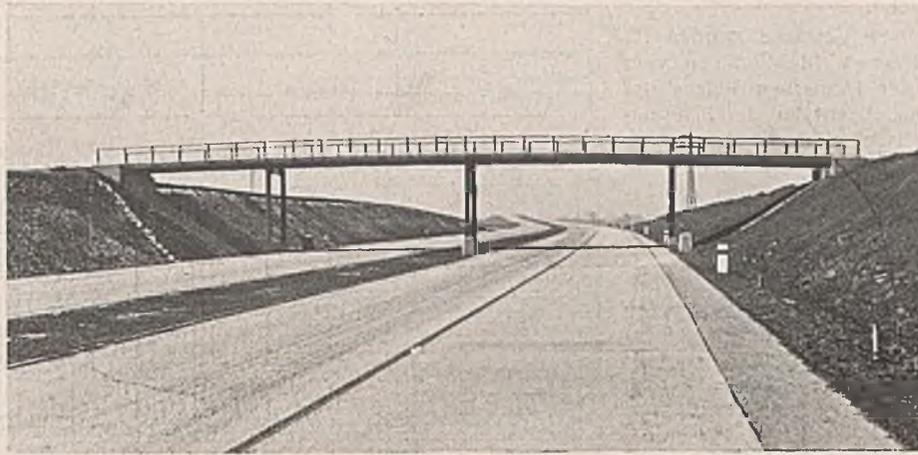


Abb. 5. Feldwegbrücke bei Jungingen (Autobahn Stuttgart—Ulm) mit Stahlzellendecke.

keiten entkräftet werden. Die Leichtfahrbahn ist keine „Ersatzbauweise“, sondern ist den bisher üblichen Ausführungen gleichwertig, sogar überlegen und verdient, in Zeiten der Stahlknappheit mehr als bisher angewendet zu werden.

Für eine 69 m weit gespannte Autobahnbrücke mit sechs rd. 2,50 m hohen Hauptträgern im Abstände von 4,12 m (Abb. 6) wurden die genauen Stahlgewichte in geschweißter Ausbildung und die Baukosten einschließlich der anschließenden Dammkosten ermittelt bei

1. Fahrbahntafel aus 9 mm dicken Buckelblechen mit Betonfüllung und Hartgußasphaltbelag,
2. Fahrbahntafel aus kreuzweise bewehrter Eisenbetonplatte ($d = 25$ cm) und Hartgußasphaltbelag,
3. Fahrbahntafel aus kreuzweise bewehrter Eisenbetonplatte ($d = 24$ cm), 3 cm Dichtung mit Schutzschicht und 15 cm Betonbelag.

Die Ergebnisse sind in Tafel I zusammengestellt.

Die Fahrbahngewichte wirken sich auf die tragende Stahlkonstruktion und auf die Widerlager aus. Die Bauhöhe der Fahrbahntafel beeinflusst die Erdmassen für die Rampen. Nicht nur bei weitgespannten Brücken, sondern auch bei kleinen Bauwerken mit 15 oder 20 m Stützweite treten wesentliche Ersparnisse durch die Verwendung leichter Fahrbahntafeln ein.

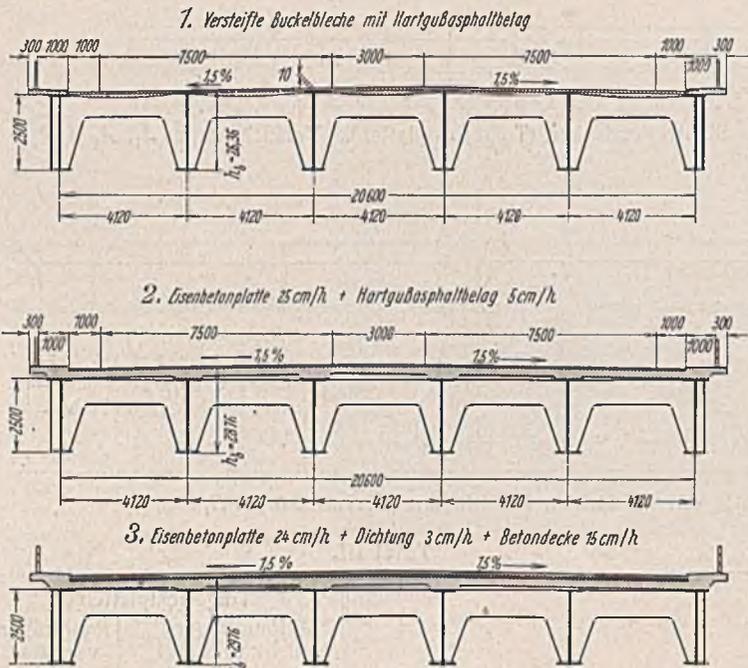


Abb. 6a. Verschiedene Fahrbahnausbildungen.

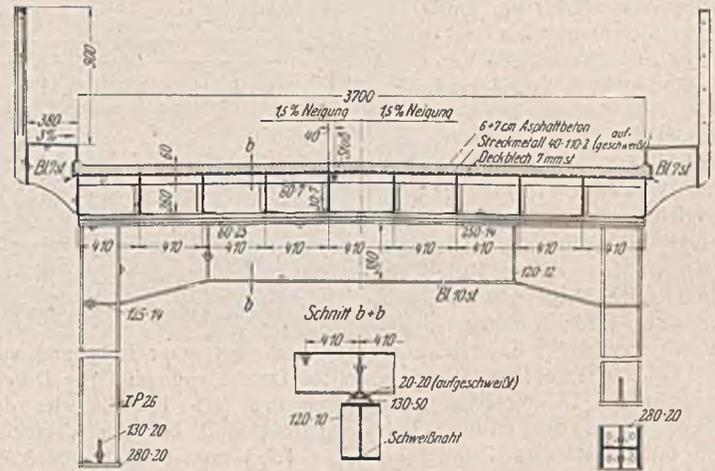


Abb. 5a. Querschnitt der Feldwegbrücke bei Jungingen.



Abb. 6. Autobahnbrücke bei Dedensen über den Mittellandkanal.

Tafel I. Vergleiche für eine 69 m weit gespannte Autobahnbrücke mit verschiedenen Fahrbahntafeln.

Fahrbahn	Buckelbleche mit Betonfüllung und Hartgußasphaltbelag	Kreuzweise bewehrte Eisenbetonplatte mit Hartgußasphaltbelag	Kreuzweise bewehrte Eisenbetonplatte mit Dichtung, Schutzschicht und Betonbelag
Fahrbahngewicht . . .	450 kg/m ²	700 kg/m ²	1 000 kg/m ²
Stahl der Träger . . .	490 t je 500 RM = 245 000 RM	580 t je 500 RM = 290 000 RM	680 t je 500 RM = 340 000 RM
Stahl der Fahrbahn . . .	100 t je 450 „ = 45 000 „	45 t je 250 „ = 11 250 „	50 t je 250 „ = 12 500 „
Füllung der Buckel . . .	1 280 m ² je 5 „ = 6 400 „	1 520 m ² je 20 „ = 30 400 „	1 520 m ² je 22 „ = 33 440 „
Betonplatte			1 300 m ² je 9 „ = 11 700 „
Dichtung u. Schutzschicht			1 280 m ² je 7 „ = 8 960 „
Belag	1 280 m ² je 7,5 „ = 9 600 „	1 280 m ² je 7,5 „ = 9 600 „	
Schrammbordfüllung mit Belag u. a.	140 m je 15 „ = 2 100 „	140 m je 10 „ = 1 400 „	140 m je 10 „ = 1 400 „
Widerlager	120 000 „	125 000 „	130 000 „
Dämme	72 300 m ³ je 3 „ = 216 900 „	77 700 m ³ je 3 „ = 233 100 „	80 110 m ³ je 3 „ = 240 330 „
Gesamtstahlbedarf . . .	590 t = 100%	625 t = 106%	730 t = 124%
Baukosten des Überbaues	308 100 RM = 100%	342 650 RM = 111%	408 000 RM = 132%
Gesamtkosten	645 000 „	700 750 „	778 330 „

II. Versuche.

Die nachfolgend beschriebenen Versuche wurden im Auftrage des Deutschen Ausschusses für Stahlbau vom Deutschen Stahlbau-Verband, der Deutschen Reichsbahn und der Gesellschaft „Reichsautobahnen“ an der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart unter Leitung von Prof. O. Graf durchgeführt. Ergänzungsversuche mit weitgespannten Buckelblechen sind anlässlich der Erstellung der Kanalbrücke Dedensen von der Dortmunder Union durchgeführt worden.

Tafel II.

Bezeichnung der Platte	Plattenbreite	Größte Durchbiegungen bei Last in	
		Plattenmitte	Last am Plattenrande
A ₁	1 m	1,7 mm	4,7 mm
A ₂	2 "	1,05 "	3,5 "
A ₃	3 "	0,90 "	2,25 "
B ₄	3 m mit verstärktem Randträger $J_r = 4 J_m$	0,8 "	1,5 "

A. Versuche mit Stahlzellendecken (Trägerrostplatten).

Zur Erkundung der lastverteilenden Wirkung von Trägerrostplatten hat man die Versuchskörper im halben Maßstabe der in Aussicht genommenen Ausführungen (Spannweite 3 m, Rippenabstand 24 cm, Rippenhöhe 15 cm, Blechdicke 5 mm) mit 1, 2 und 3 m Breite hergestellt. Auf Grund von Vorversuchen wurden die Untergurte der Haupttragrippen verstärkt, um eine bessere Ausnutzung des Deckbleches zu erzielen. Die Versuchskörper A₁, A₂ und A₃ sind in Abb. 7 dargestellt. Die Versuchsplatte B₄ (Abb. 8) unterscheidet sich von diesen durch verstärkte Randträger ($J_r = 3400 \text{ cm}^4$ gegenüber 860 cm^4 bei Platte A₃). Die Platten wurden in der Mitte und am Rande belastet⁹⁾. Unter einer dem Dampfwalzhinterade entsprechenden Lastfläche ergaben sich bei einer Belastung von $P = 3 \text{ t}$ die in Tafel II zusammengestellten Durchbiegungen. Die Durchbiegungen bei Randbelastungen betragen das 2,5- bis 3,4fache der Durchbiegungen bei mittiger Belastung und sind bei der Versuchsplatte mit verstärkten Randträgern ($J_r = 4 J_m$) immer noch um 60% größer als die Durchbiegung der gleich breiten Platte ohne verstärkten Randträger bei Last in Mitte.

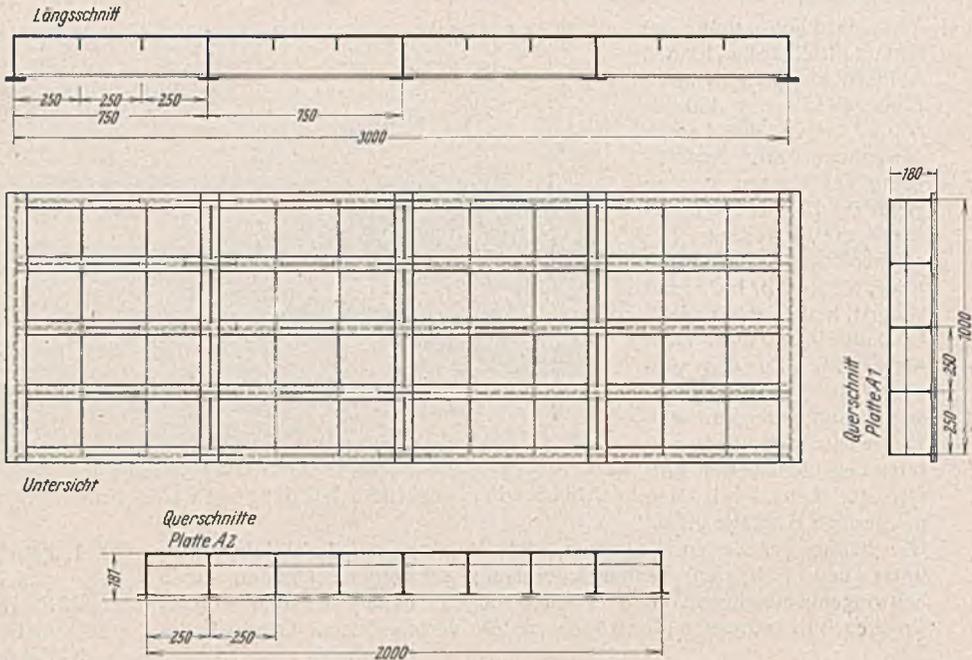


Abb. 7. Stahlzellendecken (Trägerrostplatten). Versuchskörper A₁, A₂ u. A₃.

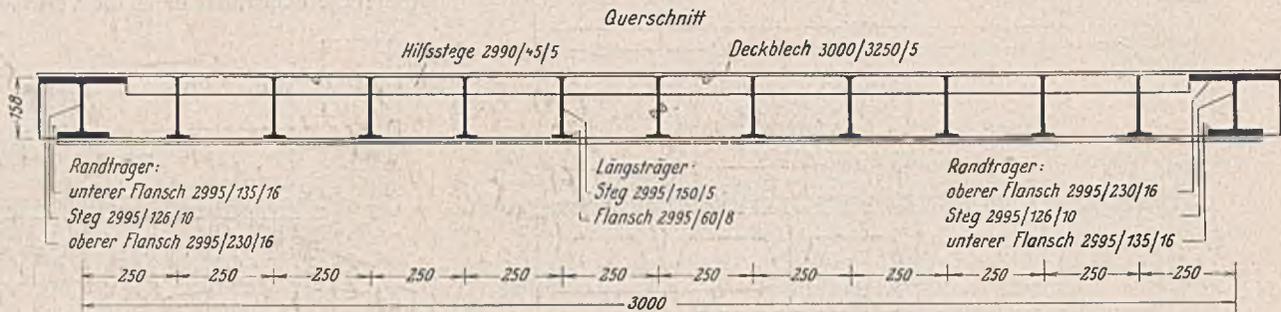


Abb. 8. Trägerrostplatte mit verstärkten Randträgern (Versuchskörper B₄).

Tafel III.

	Trägerrostplatten				
	Randträger nicht verstärkt			Randträger verstärkt	
	A ₁	A ₂	A ₃	B ₄	
Breite in m	1	2	3	3	
Streckgrenze des Werkstoffes σ_s in kg/mm ² {	Flansche	30,5	30,6	24,4	26,5
	Steg	32,3	31,3	31,9	27,5
	Deckblech	38,3	37,3	36,7	35,3
Höchstlast beim Versuch max P (Last in der Mitte) kg	33 000	60 000	70 000	105 000	
Verhältniszahlen für max P	1,0	1,8	2,1	3,2	
Widerstandsmoment der Platte mit Deckblech W cm ³	482	876	1 271	1 759	
Rechnerische Höchstlast P_R *) kg	21 200	38 600	44 600	67 100	
Verhältniszahlen {	P_R	1,0	1,8	2,1	3,2
	max P : P_R	1,56	1,56	1,57	1,57

*) Berechnet mit dem Widerstandsmoment W und der Streckgrenze σ_s des Werkstoffes in den Trägerflanschen.

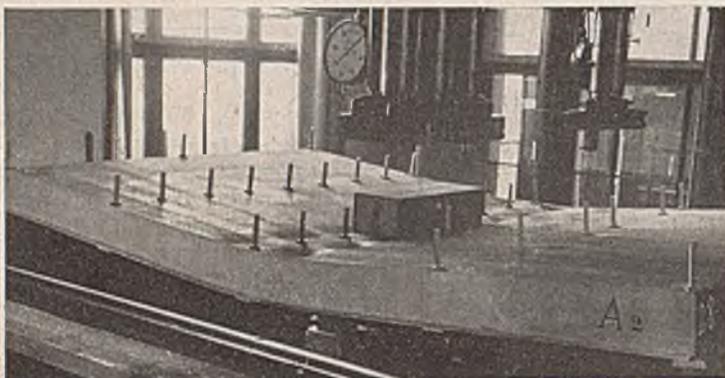


Abb. 9. Versuchsplatte A₂ nach dem Versuch.

Die mittige Last wurde auf allen Platten bis zum Fließen an den Untergurten und Ausbeulen des Deckbleches gesteigert (Abb. 9). Die beim Versuch erreichte Höchstlast max P war im Durchschnitt 1,56 mal so hoch als die bei voller Mitwirkung aller Träger einschließlich Deckblech errechnete Höchstlast P_R , unter der die Streckgrenze erreicht wird.

⁹⁾ Die Ergebnisse der Messungen sind in Stahlbau 1937, Heft 16, mitgeteilt.

Prof. Graf erwähnt in seinem Bericht, daß die wirkliche Traglast max P von Walzträgern ebenfalls erheblich größer ist als die Last, unter der rechnerisch die Streckgrenze in der Randfaser erreicht wird. So ergab sich bei der mittigen Belastung eines aus der Platte B₄ herausgeschnittenen Stücks (Abb. 10) von 1,2 m Länge mit zwei Trägern und einer Querscheibe bei 1 m Stützweite der 2,2fache Wert der rechnerisch ermittelten Höchstlast, was wohl mit der plastischen Verformung zusammenhängt.

Die ersten bleibenden Verformungen sind an den Längsträgern unter folgenden Einzellasten eingetreten:

bei Platte A_1 unter $P = 20\,000$ kg in Plattenmitte

- • A_2 „ $P = 35\,000$ „ „ •
- • A_3 „ $P = 40\,000$ „ „ •
- • B_4 „ $P = 50\,000$ „ „ •

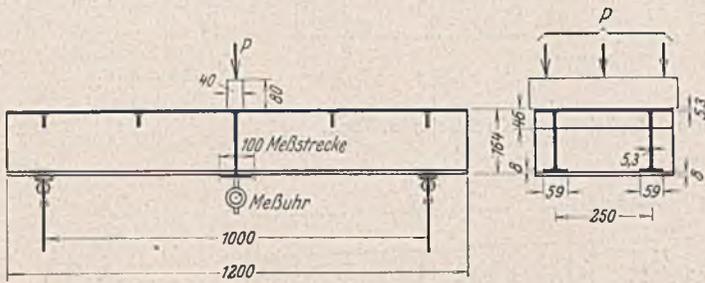


Abb. 10. Aus der Platte B_4 herausgeschnittenes Stück.

Die Sicherheit gegen bleibende Verformung unter Straßenverkehr (Höchstlast Dampfwalzhinterrad mit Stoßzuschlag $P = 1,4 \cdot 7 \approx 10$ t) ist bei der Platte A_1 2,0-fach, bei der Platte A_2 3,5-fach und bei der Platte A_3 4,0-fach; die Bruchsicherheit entsprechend 3,3-, 6- und 7-fach. Bei der Versuchsplatte A_1 ist unter max P an allen Längsträgern Fließen eingetreten, wobei gleichzeitig das Deckblech zwischen den Rippen einbeulte, jedoch sind keine Schweißnähte gebrochen. Bei Platte A_2 erschienen unter max P Fließfiguren an den mittleren Längsträgern und Beulen am Deckblech, worauf die Kräfte sich nach außen verlagerten und zu Fließerscheinungen an den Randträgern führten. Bei den Platten A_3 und B_4 war die Dehnung des unteren Flansches am mittleren Querträger so groß, daß die Schweißnähte an der Kreuzung der Stegbleche versagten (Abb. 11).

Zusammenfassend kann als Ergebnis der Versuche festgestellt werden:

1. Die drei Querschotten im dreifachen Längsträgerabstände mit einem unten durchgehenden Zugband von etwa dem gleichen Querschnitt wie der Längsträgeruntergurt haben auch bei den breiten Platten eine genügende Mitwirkung der übrigen Träger erzwungen. Mehr Querschotten ergaben keine merkliche Steigerung der Querverteilung¹⁰⁾.

2. Die Durchbiegungen der Platten mit $h = \frac{1}{20} \cdot L$ sind unter den praktisch vorkommenden Lasten ($P = 9$ t) gering; bei 2 m Plattenbreite $3,2 \text{ mm} = \frac{1}{940} \cdot L$.

¹⁰⁾ vgl. Prof. Graf in Bautechn. 1937, Heft 16.



Abb. 11. Riß in der Schweißnaht bei Platte A_3 .

3. Schmale Platten mit wenigen Rippen verhalten sich bei Randbelastungen ungünstiger als breite Platten.

4. Zur Aufnahme der Randlasten sind die Randträger zu verstärken. Bei Randträgern außerhalb des Schrammbords kann die größere Bauhöhe unter den Fußwegen ausgenutzt werden; bei breiten Fußwegen kann man den Rand auch dadurch sichern, daß man außerhalb der Schrammborde noch zwei bis drei Längsträger anordnet, die nicht mehr von den schweren Radlasten der Fahrzeuge betroffen werden.

5. Bei vierseitig aufliegenden Stahlrostplatten entfallen die Rand-schwierigkeiten, und die Trägerquerschnitte müssen entsprechend den beiden Spannweiten ausgeteilt werden.

6. Die Nachrechnung der Trägerrostplatten ergab, daß das Deckblech ohne Abminderung als Obergurt der Längsrippen und in mindestens der gleichen Breite als Obergurt der Querschotten eingesetzt werden darf. Die von Prof. Graf an einfachen Stabmodellen durchgeführte Nachprüfung der Trägerrostwirkung führte zu dem gleichen Ergebnis.

7. Die nach dem Schweißen und Richten der Platten vorhandenen Schrumpf- und Richtspannungen hatten bei statischer Belastung keinen Einfluß auf die Tragfähigkeit. Nach örtlichen Überbeanspruchungen wanderten die Kräfte an weniger beanspruchte Stellen ab. Die Einflußzone wurde größer, die meist gefährdete Stelle entlastet.

Allgemein kann gesagt werden, daß mangelhafte Schweißstellen bei Trägerrosten weniger gefährlich sind als bei statisch bestimmten Tragwerken, wo ein Versagen einer wichtigen Schweißverbindung den Einsturz zur Folge haben kann. Durch den Ausfall eines Trägers treten bei

Trägerrosten unter Einzel-lasten starke örtliche Verformungen ein, die rechtzeitig erkannt werden können.

Bemerkenswert ist die erste größere Anwendung der Trägerrostplatten bei der in Abb. 12 dargestellten Autobahnbrücke über eine eingleisige Nebenbahn und eine Landstraße erster Ordnung mit sehr beschränkter Bauhöhe über zwei Öffnungen von je 17,5 m Weite. Die Brücke ist für Brückensklasse I (24-t-Dampfwalze mit 12-t-Lastwagen) bemessen. Die Haupttragrippen bestehen aus 45 cm hohen dünnstegigen I-Trägern in 51,1 cm Abstand, die mit einem ebenen, 10 mm dicken

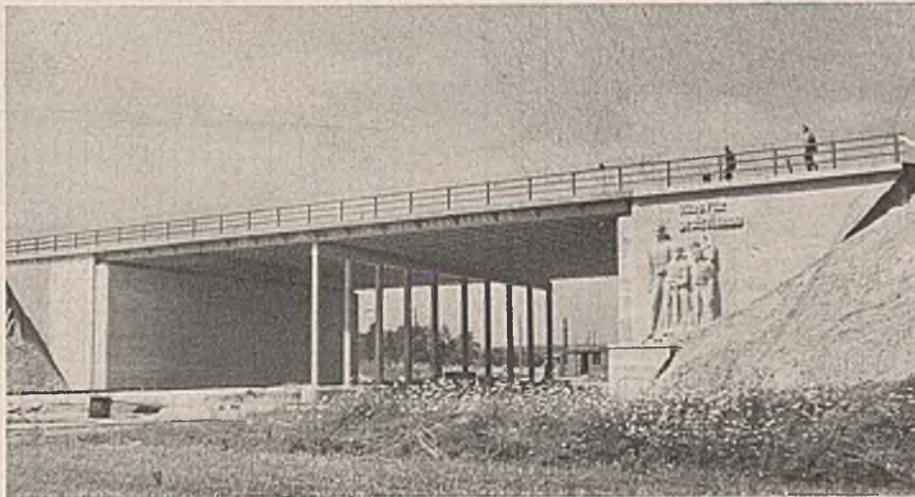


Abb. 12. Autobahnbrücke bei Kirchheim a. Teck.

Deckblech abgedeckt sind (Abb. 13). Die Trägerrostplatte ist 46 cm hoch, womit sich ein Verhältnis $\frac{h}{L} = \frac{1}{38}$ ergibt. Zur Lastverteilung sind Querschotten mit unten durchgehenden Zugbändern in 1,1 m Entfernung elngeschweißt, dazwischen je ein Hilfssteg zur Aussteifung des Deckbleches. Mit 6 cm Asphaltbelag beträgt das Gesamtgewicht 431 kg/m² und das Gewicht der Stahlkonstruktion 300 kg/m². An der fertigen Brücke wurden

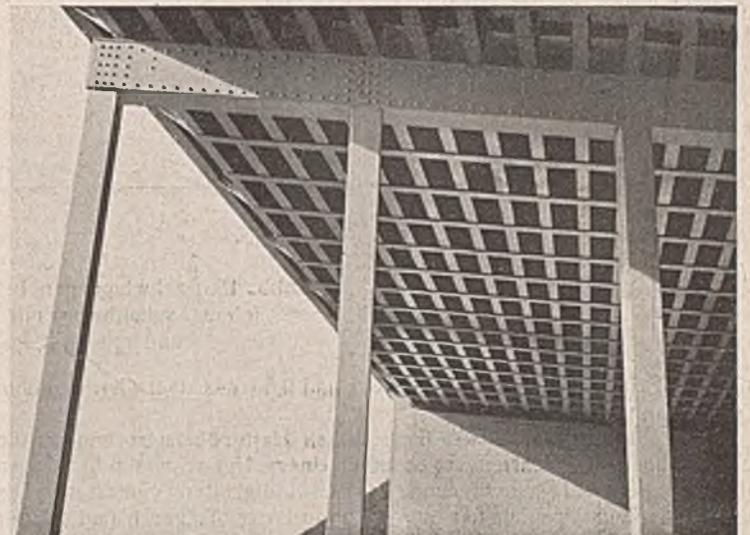


Abb. 12a. Untersicht der Fahrbahntafel der Autobahnbrücke bei Kirchheim a. Teck.

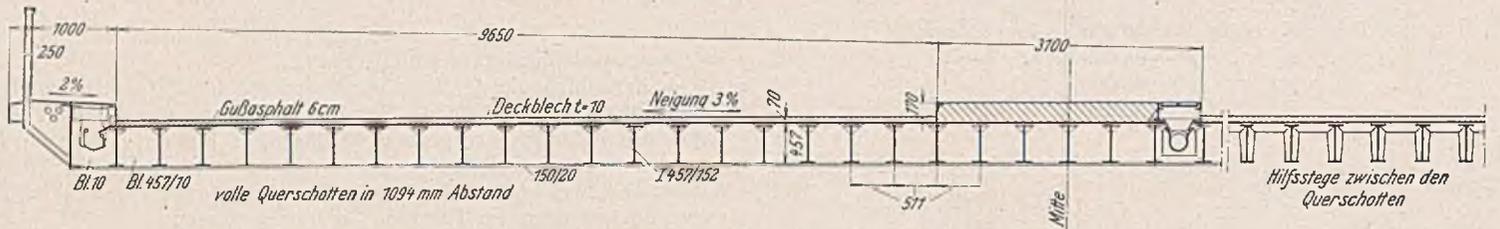


Abb. 13. Querschnitt des Überbaues der Autobahnbrücke bei Kirchheim a. Teck.

Spannungs- und Durchbiegungsmessungen durchgeführt und die beim Befahren auftretenden Schwingungen durch die Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart festgestellt. Unter zwei nebeneinander aufgestellten Lastwagen von 19,45 und 18,87 t Gewicht in ungünstigster Stellung am Schrammbord war die größte Durchbiegung der Brücke ohne Belag am Rand 13,2 mm (Abb. 14), also $1/1330 L$, die größte Spannung in der Zugzone des Randträgers 420 kg/cm^2 , im Deckblech 190 kg/cm^2 . Die wirkliche Spannung beträgt etwa 85% der rechnerischen Spannung, wenn der Trägerrost mit nur einem „ideellen“ Querträger nach Fal-tus¹¹⁾ berechnet wird. Aus Eigengewicht ist im Untergurt eine größte Zugspannung von 325 kg/cm^2 vorhanden, so daß auch unter Berücksichtigung einer Stoßzahl $\varphi = 1,4$ eine Gesamtspannung unter den zwei schweren Fahrzeugen von nur 910 kg/cm^2 entsteht. Für die volle Verkehrsbelastung der Brückensklasse I bleibt die größte Durchbiegung unter

$\frac{1}{900} \cdot L$. Die Schwingungen beim Befahren der Brücke (ohne Asphaltbelag) mit einem Lastwagen sind aus dem Oszillogramm I (Abb. 15), beim Befahren

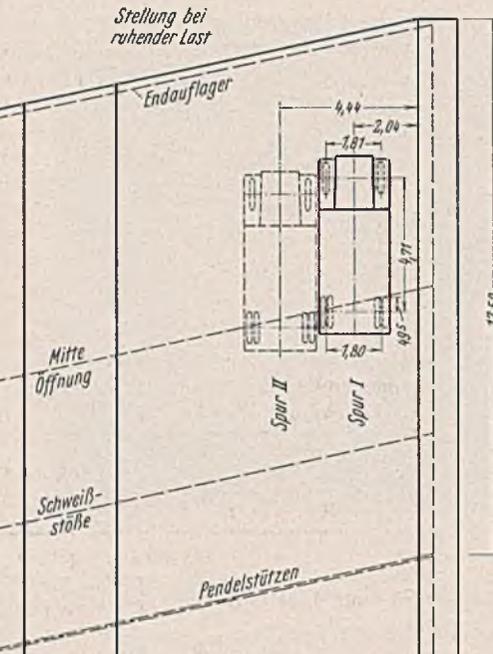
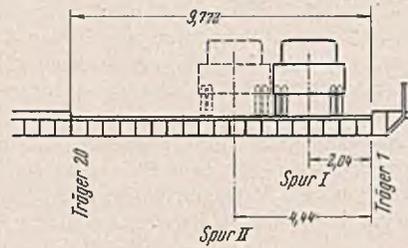


Abb. 16. Laststellungen bei ruhender Last.

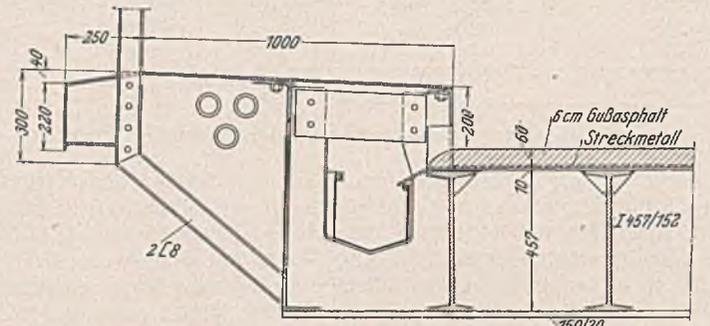


Abb. 13a. Schrammbord und Fahrbahnentwässerung der Autobahnbrücke bei Kirchheim a. Teck.

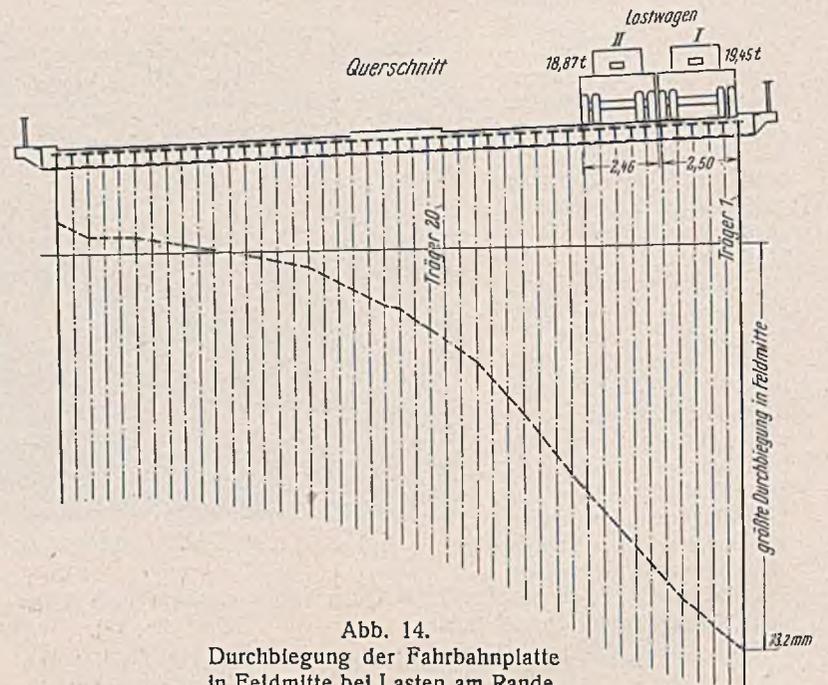


Abb. 14. Durchbiegung der Fahrbahnplatte in Feldmitte bei Lasten am Rande.

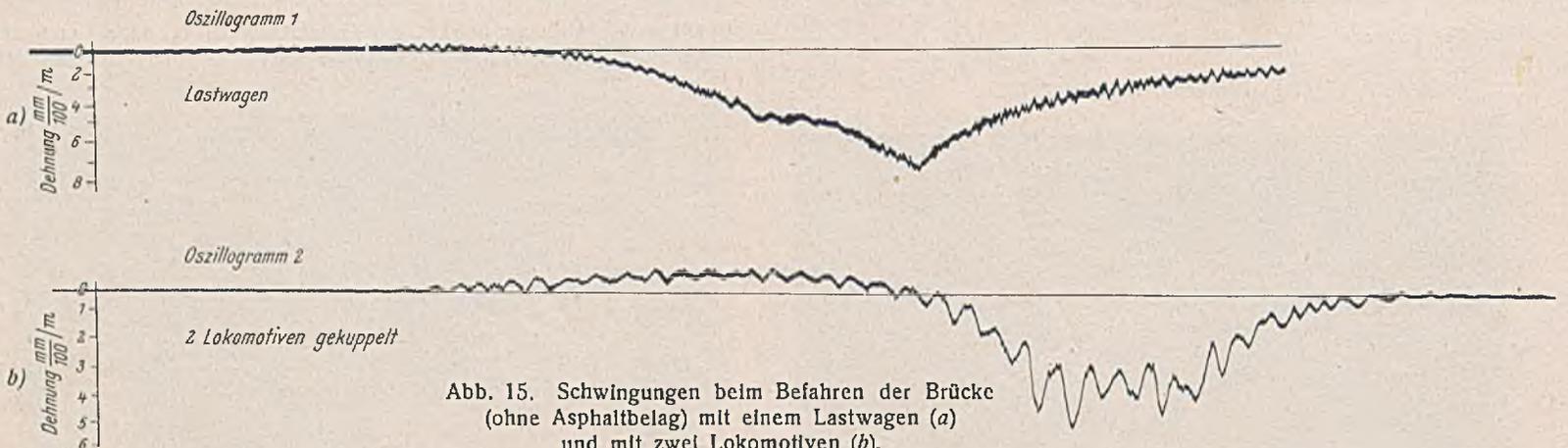


Abb. 15. Schwingungen beim Befahren der Brücke (ohne Asphaltbelag) mit einem Lastwagen (a) und mit zwei Lokomotiven gekuppelt (b).

mit zwei Feldbahnlokomotiven von 8,5 und 9,5 t aus dem Oszillogramm 2 (Abb. 15) zu ersehen.

Nach dem Aufbringen des 6 cm dicken Hartgußbelages wurden die Schwingungen und Anstrengungen unter einem 15 t schweren Lastwagen mit Luftreifen bei verschiedenen Geschwindigkeiten gemessen. Die Dehnungen und Spannungen am Untergurt der Träger 1 und 20 für ruhende Last (Laststellung I und II, Abb. 16) und für Geschwindigkeiten

von 5 bis 50 km/h sind in den Tafeln IV und V zusammengestellt, die Schwingungen aus den Oszillogrammen (Abb. 17) zu entnehmen. Bei dem nahe an der Last liegenden Träger 1 überschreitet die Schwingweite die Mittelwerte um höchstens 10% . Der von der Last weiter entfernte Träger 20 erhält bei Laststellung II geringere mittlere Beanspruchungen, die aber durch verhältnismäßig hohe Schwingungen (Schwingweite rd. 40% des Mittelwertes) überlagert werden. Demnach schwingen die stark beanspruchten Teile weniger als die schwach beanspruchten, auch sind die Schwingungen unter kleinen Lasten größer

¹¹⁾ s. Bauing. 1927, S. 853 ff.

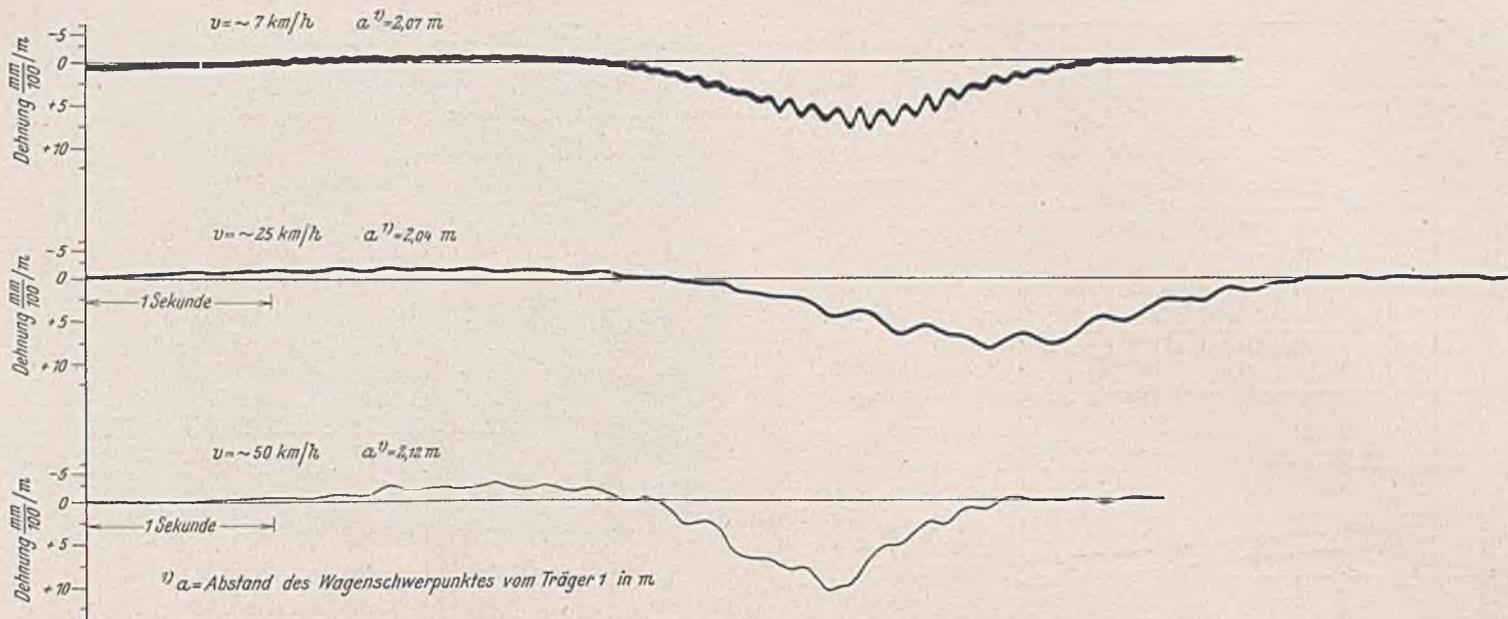


Abb. 17. Oszillogramme beim Befahren der Brücke mit einem Lastkraftwagen. Träger 1.

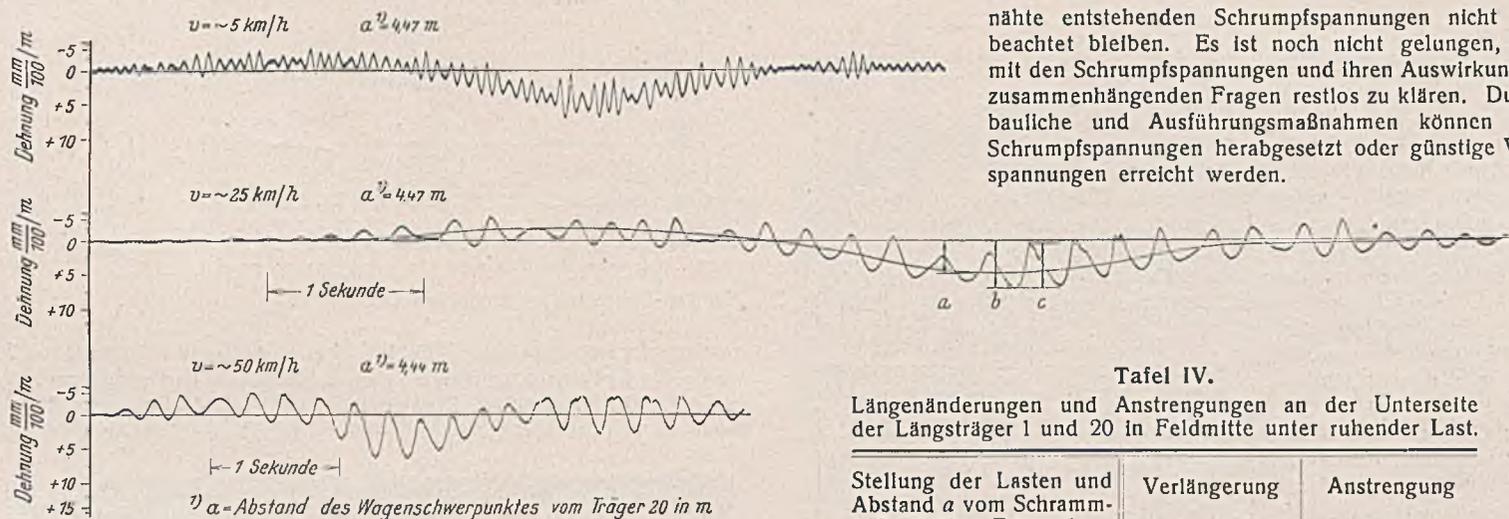


Abb. 17a. Oszillogramme. Träger 20.

als unter schweren, wobei aber die Spannungen an sich klein bleiben. Zu beachten ist, daß die Spitzenwerte bei einer Geschwindigkeitssteigerung von 5 auf 50 km/h um 34% gestiegen sind (Abb. 18).

So günstig das Verhalten der fertigen Brücke ist, so dürfen doch die bei der Herstellung der Trägerrostplatten durch die vielen Schweiß-

nähte entstehenden Schrumpfspannungen nicht unbeachtet bleiben. Es ist noch nicht gelungen, die mit den Schrumpfspannungen und ihren Auswirkungen zusammenhängenden Fragen restlos zu klären. Durch bauliche und Ausführungsmaßnahmen können die Schrumpfspannungen herabgesetzt oder günstige Vorspannungen erreicht werden.

Tafel IV.

Längenänderungen und Anstrengungen an der Unterseite der Längsträger 1 und 20 in Feldmitte unter ruhender Last.

Stellung der Lasten und Abstand a vom Schrammbord über Träger 1	Verlängerung		Anstrengung	
	¹ / ₁₀₀ mm/m		kg/cm ²	

Längsträger 1.

Stellung I, a = 1,17 m	{ + 8,90	187
	{ + 9,45	198

Längsträger 20.

Stellung II, a = 8,60 m	{ + 4,35	91
-------------------------	----------	----

Tafel V. Längenänderungen und Anstrengungen an der Unterseite der Träger 1 und 20 beim Überfahren der Brücke mit einem Lastwagen.

Fahr- geschwindigkeit	Abstand a der Wagenachse vom Schrammbord über Träger 1	Verlängerungen und Zugspannungen						Verkürzungen und Druckspannungen						
		größter Mittelwert		größter Spitzenwert		Schwingweite		größter Mittelwert		größter Spitzenwert		Schwingweite		
		¹ / ₁₀₀ mm/m	kg/cm ²											
Träger 1														
rd. 5 bis 8	{	2,07	+ 7,0	147	+ 8,0	168	± 1,0	± 21	- 1,2	25	—	—	—	—
		2,06	+ 6,8	143	+ 7,6	160	± 0,9	± 19	- 1,6	34	—	—	—	—
rd. 5 bis 8	{	1,19	+ 9,6	202	+ 10,2	214	± 0,6	± 13	- 2,4	50	—	—	—	—
		1,25	+ 9,0	189	+ 9,6	202	± 0,6	± 13	- 2,6	55	—	—	—	—
rd. 25 bis 30	{	1,27	+ 9,0	189	+ 10,0	210	± 0,9	± 19	- 1,9	40	- 2,5	52	± 0,2	± 4
		1,22	+ 9,1	191	+ 10,2	214	± 1,1	± 23	- 1,7	36	- 2,2	46	± 0,5	± 10
rd. 25 bis 30	{	2,04	+ 7,4	155	+ 8,3	174	± 0,7	± 15	- 1,8	38	—	—	—	—
		2,06	+ 7,2	151	+ 7,7	162	± 0,5	± 10	- 1,9	40	—	—	—	—
rd. 45 bis 50	{	2,12	—	—	+ 10,8	226	—	—	- 2,2	46	- 2,9	61	± 0,6	± 13
		2,12	—	—	+ 10,2	214	—	—	- 2,6	55	- 3,2	67	± 0,6	± 13
Träger 20														
rd. 5	{	4,47	+ 2,6	55	+ 3,5	73	± 1,5	± 31	- 1,6	34	- 3,5	73	± 1,8	± 38
		4,42	+ 2,9	61	+ 3,7	78	± 1,0	± 22	- 1,0	21	- 2,4	50	—	—
rd. 25	{	4,44	+ 2,6	55	+ 3,7	78	± 1,6	± 34	- 1,3	27	- 3,6	76	± 2,3	± 48
		4,47	+ 2,5	52	+ 3,6	76	± 1,6	± 34	- 0,7	15	- 4,2	88	± 2,2	± 46
rd. 40 bis 50	{	4,47	+ 2,2	47	+ 4,1	86	± 1,8	± 38	- 1,4	29	- 3,1	65	± 1,7	± 36
		4,39	+ 1,8	39	+ 3,5	73	± 1,6	± 34	- 0,9	19	- 2,9	61	± 1,9	± 40

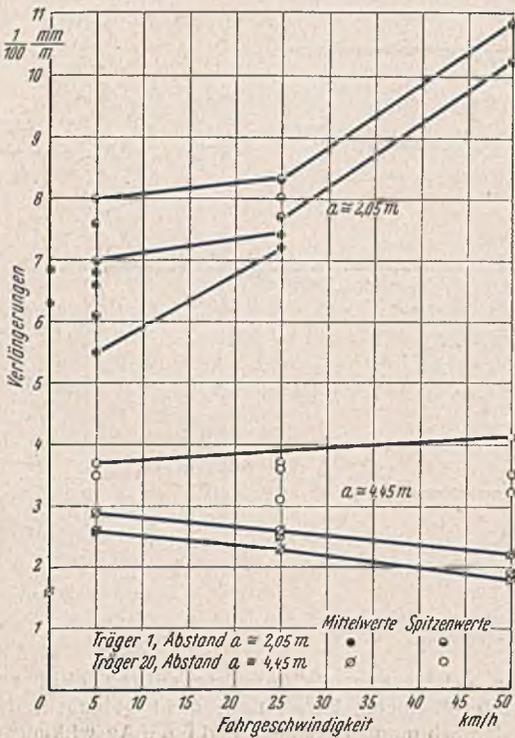


Abb. 18. Abhängigkeit der Spitzenwerte von der Fahrgeschwindigkeit.

Um bei Trägerrosten die Zahl der Schweißnähte, deren Schrumpfwirkung sich schwer überblicken läßt, zu verringern, hat man die Trägerabstände vergrößert. Die weltmaschige Trägerlage läßt aber keine ebenen Deckbleche mehr zu. Das ebene Stahlblech ist ohnehin nicht geeignet, konzentrierte Einzellasten zu tragen.

Eine Einzellast in der Mitte eines über mehrere Felder durchlaufenden ebenen Bleches ergibt Spannungsspitzen unter dem Lastangriffspunkt und an den Auflagern, die durch das plastische Formänderungsvermögen abgebaut werden. Mit dem Überschreiten der Streckgrenze tritt die

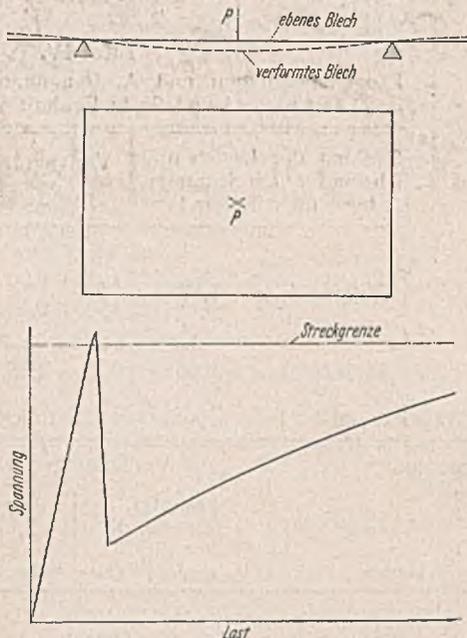


Abb. 19. Verhalten des ebenen Bleches bei mittiger Belastung.

Bliegebeanspruchung gegenüber der Seilwirkung als Hängeblech zurück, wobei nach einem starken Spannungsabfall im verformten Blech erneut ein Spannungsanstieg beginnt (Abb. 19). Um günstige Spannungsverhältnisse zu schaffen, liegt es daher nahe, bei größeren Rippenabständen (1 bis 1,5 m) leicht gebuckelte Deckbleche zu verwenden, wie die von der Demag, Duisburg, ent-

worfene und gelieferte Versuchsplatte mit 3×3 m Seitenabmessungen zeigt. Die gebuckelten Bleche bilden gleichzeitig die Obergurte der Tragrippen (Abb. 20). Die Platte wurde zunächst ohne Füllung und Belag vierseitig aufliegend geprüft (Abb. 21). Unter einer Einzellast in der Mitte des mittleren, 4,5 cm tief gebuckelten Deckbleches sprang bei 20 t in den Diagonalrichtungen oben am Blech Zunder ab, bei 25 t Last zeigten sich an der Unterseite Strecklinien. Die Last wurde bis auf 50 t gestelgert und eine größte Einsenkung von 16,5 mm gemessen. Die elastischen und bleibenden Formänderungen des Buckelbleches sind aus Abb. 22 zu ersehen. Der waagerechte Zug des belasteten Buckelbleches hatte eine Verringerung des mittleren Trägerabstandes um 0,61 mm zur Folge; die Entfernung der mittleren von den äußeren Trägern änderte sich um 0,22 mm. Versuche mit Lasten in den äußeren Buckeln lieferten keine ungünstigeren Ergebnisse. Man hat dann den Trägerrost an den Ecken auf Kugeln gelagert und an vier Stellen mit Einzellasten auf den Mitten

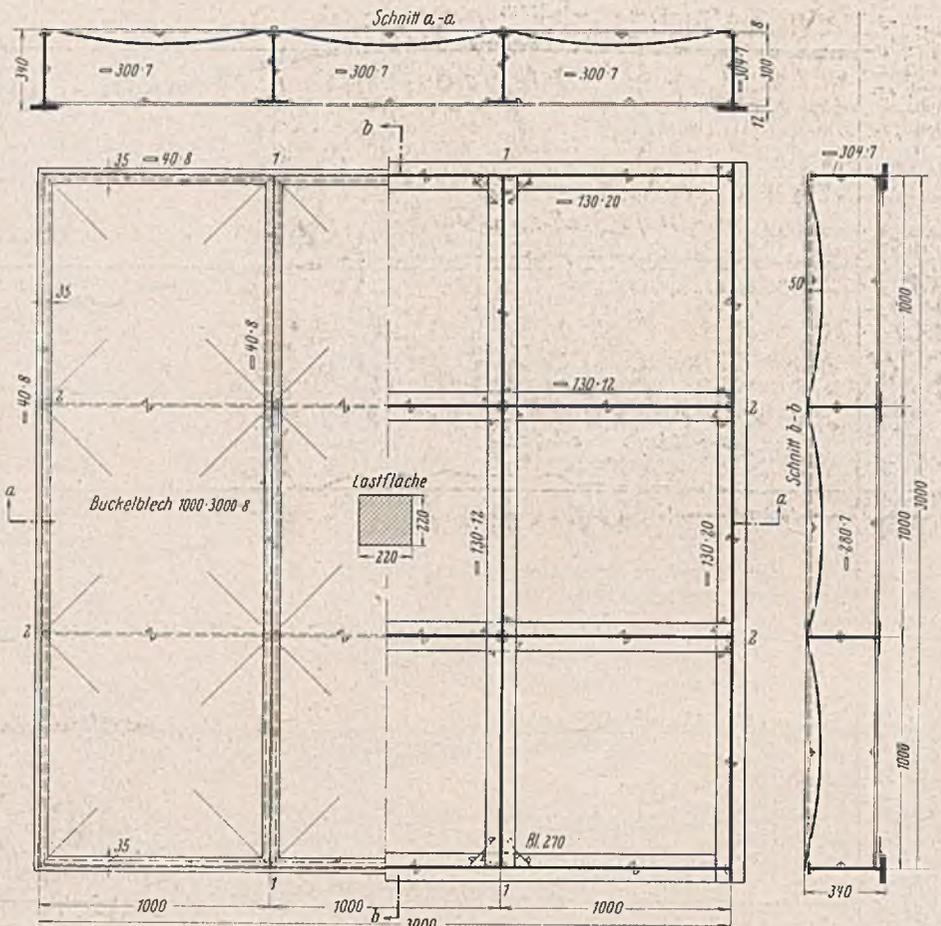


Abb. 20. Demag-Platte mit gebuckeltem Deckblech.

der inneren Träger belastet (Abb. 23). Bei einer Gesamtbelastung mit 70 t wurde die Streckgrenze in den unteren Flanschen der mittleren Träger erreicht. Die gebuckelten Deckbleche haben selbst ohne aussteifenden Belag einwandfrei als Obergurte der Träger gewirkt, die Buckelung des

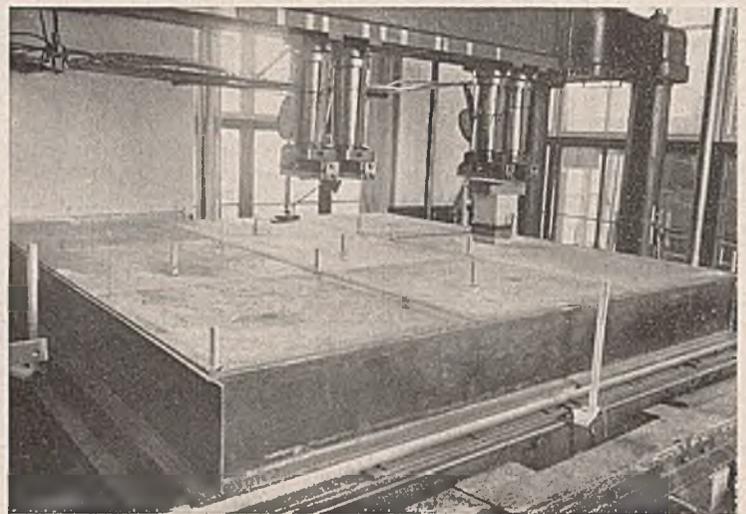


Abb. 21. Demag-Versuchsplatte ohne Füllung.

unbelasteten mittleren Buckelbleches hatte sich um insgesamt 2,4 mm vertieft. Wieweit die Buckelbleche als Obergurte mitgerechnet werden dürfen, kann erst nach einer genauen Auswertung der Versuche, die Dr. Blick (Demag) in Aussicht gestellt hat, angegeben werden.

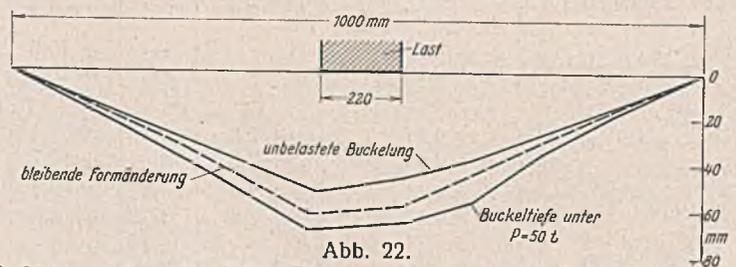


Abb. 22. Verformung des gebuckelten Bleches unter der Last in Feldmitte.

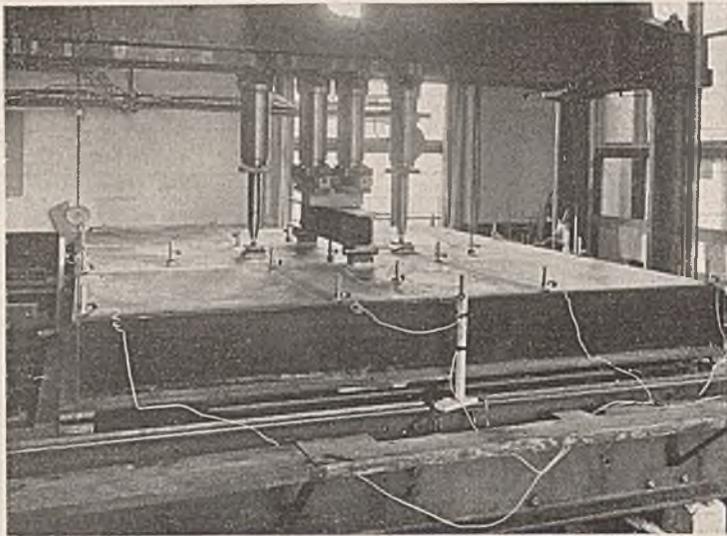


Abb. 23. Versuchseinrichtungen.

Auf einer zweiten „Demag-Platte“ wurde ein zweischichtiger Asphaltbelag mit verhältnismäßig hohem Bitumen- und Füllergehalt auf das mit Asphaltlack „Bitolan“ vorgestrichene Blech aufgebracht.

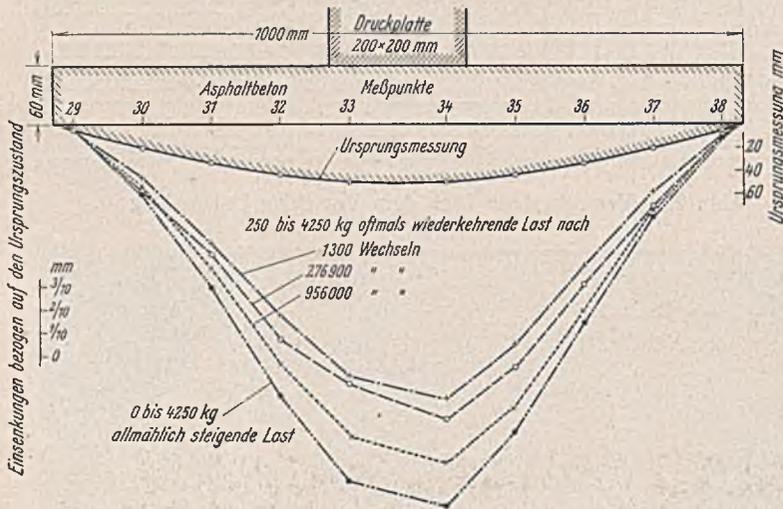


Abb. 24. Verhalten der Demag-Platte mit Asphaltbelag beim Dauerversuch.

Zusammensetzung der Unterschicht:

	Gewichtsprozent
Basaltsplitt 8/12 mm	10
3/8	15
1/3	10
Quarzsand	42
Kalksteinmehl (Füller)	15
Asphaltbitumen (Ep K/S = 40° C)	8
	100

Zusammensetzung der 3 cm dicken Oberschicht:

	Gewichtsprozent
Basaltsplitt 1/3 mm	15,5
Quarzsand	32,0
Hartgußasphaltmastix „Magyar“	50,0
Asphaltbitumen (Ep K/S = 48° C)	2,5
	100

Um die Haftung des Belages am Deckblech zu prüfen, wurde die vierseitig aufliegende Platte dynamisch belastet, und zwar unter einer in Plattenmitte angreifenden, in der Minute 230 mal wiederholten Last von 4,25 t. Die Einsenkungen des Buckelbleches sind in Abb. 24 angegeben. Der Verbund zwischen Asphalt und Blech konnte dabei von unten durch Bohrlöcher beobachtet werden. Nach 355 000 Lastwechseln (Temperatur + 20° C) war der Verbund noch ungestört, wohl aber war die Lastfläche 5 mm tief in die verhältnismäßig nachgiebige Deckschicht eingedrückt. Bei einer Abkühlung des Belages durch aufgelegten Kohlendäureschnee auf -16° C (gemessen an der Unterseite des Bleches) trat nach 3 Stunden ein Knall ein, ohne daß eine Loslösung des Belages festgestellt werden konnte. Etwa 14 Stunden nach Beendigung des Frostversuches, währenddem die Dauerbelastung weiterging, löste sich bei +16° C nach 900 000 Lastwechseln der Belag ab, gleichzeitig zeigten sich an der Oberfläche von der Last ausgehende feine Risse.

In dem mittleren 1,4 × 1,4 m großen Felde wurde nach Entfernen des ersten Belages Streckmetall mit 200 × 75 mm Maschenweite auf das Buckelblech aufgeschweißt (Abb. 25), ein neuer Belag gleicher Zusammensetzung eingebaut und der Frostversuch wiederholt, wobei an der Oberfläche ein 6 cm langer, feiner Riß eintrat. Ein weiterer, verschärfter Frostversuch auf -22° an der Blechunterseite hatte drei weitere, kleinere Risse zur Folge, ohne daß der Belag nach einer Million Lastwechseln sich losgelöst hat.

Die Durchbiegung des mittleren Buckelbleches unter der Last ist während der Frostversuche bei -19° C auf rd. 1/8 der bei +23° C gemessenen Durchbiegung zurückgegangen (Tafel VI), was neben der Verkürzung des Bleches darauf zurückzuführen ist, daß der Belag bei niedriger Temperatur härter und weniger biegsam wird.

Tafel VI. Schwingungsweite der Durchbiegung des Buckelbleches unter dem Lastwechsel $P_u = 250$ kg und $P_o = 4250$ kg:

Temperatur $t^{\circ}C$	Schwingungsweite mm	Lastwechsel nach $n =$
25	0,99	513 600
3	0,41	529 600
-9	0,38	543 100
-17	0,36	559 100
-19	0,38	571 900
-20	0,41	584 400
-19	0,45	598 600
+5	0,82	732 700



Abb. 25. Eingeschweißtes Streckmetall im Mittelfelde.

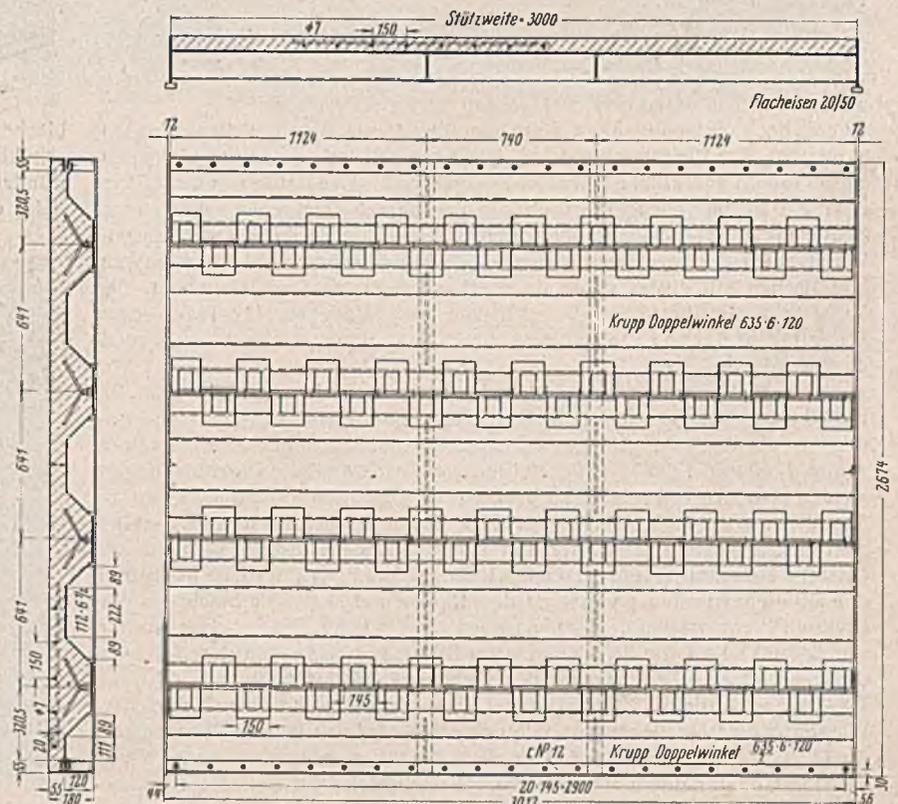


Abb. 26. Krupp-Platte mit Falblechen.

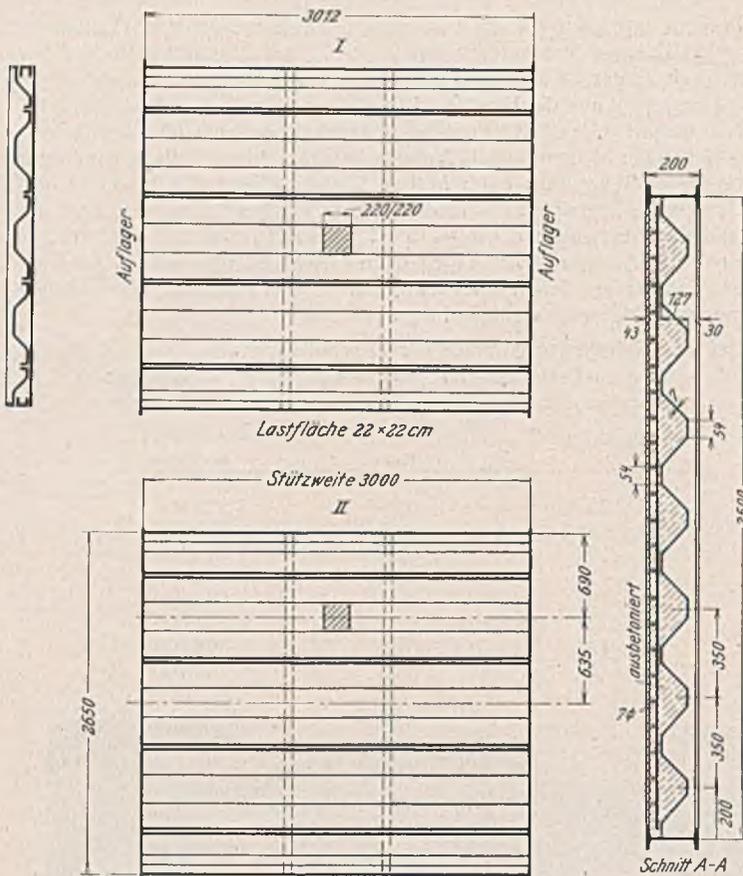


Abb. 27. Laststellungen bei der Prüfung der Krupp-Platte.

Das Aufschießen von Streckmetall auf das Buckelblech hat günstig gewirkt und die Gefahr der Trennung des Belages vom Buckelblech verringert.

Nach dem Ausbau wurde die Platte mit dem Belag nach unten in der Augustsonne gelagert, worauf nach 2 Stunden der Belag herunterfiel. Die Einsenkungen und Spannungen der Platte mit Belag waren durchweg kleiner als die entsprechenden Werte der Platte ohne Belag.

B. Versuche mit Faltblechen.

Außer den beschriebenen Leichtfahrbahnen wurden noch die Fahrbahnen von Krupp und Erlinghagen mit Faltblechen geprüft.

Der Kruppsche „Doppelwinkelbelag“ wird aus gefalteten Blechen zusammengenietet und ausbetoniert. Die Versuchsplatte war 2,65 m breit und 3 m weit gespannt und bestand aus drei ganzen und zwei halben 12 cm hoch aufgebogenen „Doppelwinkeln“ aus 6 mm dicken Blechen (Abb. 26). Zur Verankerung des Betons waren zwischen den umgebogenen Blechrändern geschlitzte Flachisen eingebracht. Der Beton war bis 5,5 cm über die Bleche hochgeführt und in der oberen Deckschicht durch eine Matte aus 7 mm dicken Rundisen bewehrt. Zur Verteilung von Einzelasten auf mehrere Rippen waren zwei Querschotten aus trapezförmigen Stegblechen mit einem unten durchgehenden Zuggurt eingeschweißt.

Der Beton hatte am Versuchstage im Alter von 112 Tagen eine Würfel Festigkeit von 566 kg/cm² und eine Biegefestigkeit von rund 45 kg/cm².

Die Platte wurde unter den Laststellungen I und II der Abb. 27 bis 20 t belastet, wobei größte Durchbiegungen von 4,5 und 4,7 mm gemessen wurden, die größten Beanspruchungen an den Blechunterseiten waren 1250 und 1290 kg/cm². Bei mittlerer Last waren die Durchbiegungen an den Rändern etwa halb so groß wie die größten Durchbiegungen in der Mitte. Auf einer Fläche von 22 × 62 cm wurde die mittige Last bis zum Bruch gesteigert. Unter 45 t war das erste Knistern vernehmbar, bei 50 t Belastung traten die ersten Risse in dem neben der Last liegenden dünnen Betonstreifen parallel zu den Rippen auf, bei 52 t brach der der Lastbreite entsprechende Betonstreifen durch (Abb. 28). Schon vorher war bei 50 t Last die Streckgrenze im Blech der beiden mittleren Rippen erreicht und eine Schweißnaht des Querschottenstegs gebrochen.

Die nach dem Vorschlag von Erlinghagen von den Hahnschen Werken hergestellte Platte (Abb. 29) unterscheidet sich von der Kruppschen Ausführung dadurch, daß die Querschotten aus einem durchgehenden Stegblech mit oberer und unterer Gurtung bestehen und die Faltbleche an den Querschotten mit Kehlnähten gestoßen sind. Bei der 2,5 m breiten, 3 m weit gespannten Versuchsplatte mit 7 mm dicken und 127 mm hohen Falt-

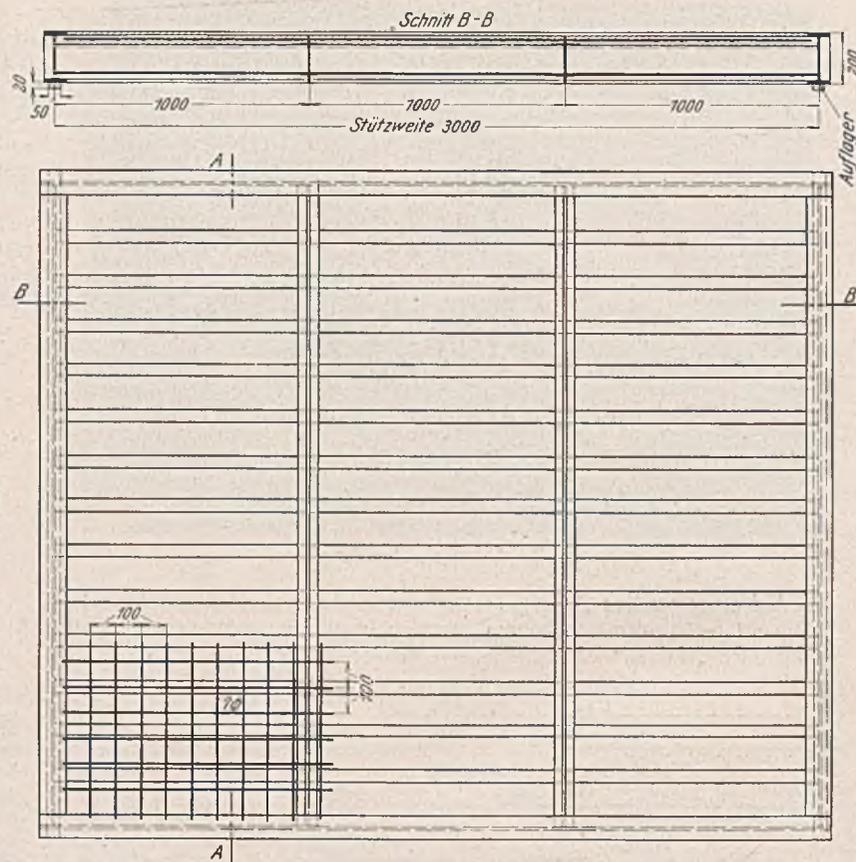


Abb. 29. Versuchsplatte nach dem Vorschlag Erlinghagen.



Abb. 28. Durchbruch des Füllbetons.

blechen waren Randträger aus I 20 angeschweißt, die die Tragfähigkeit erhöhten. Die Betonüberdeckung betrug 43 mm, die Deckschicht war mit Rundisen bewehrt (Abb. 30). Der am Versuchstage 45 Tage alte Beton hatte eine Druckfestigkeit von 412 kg/cm² und eine Biegefestigkeit von



Abb. 30. Draufsicht auf die Versuchsplatte nach Erlinghagen mit Mattenbewehrung für den Füllbeton.

52 kg/cm². Unter den Laststellungen I, II und III (Abb. 31) ergaben sich folgende Durchbiegungen und Spannungen am Faltblech:

bei Last I von 20 t 4,5 mm und 1680 kg/cm²
 „ „ II „ 18 t 1,7 „ „ 910 „
 „ „ III „ 20 t 4,6 „ „ 1550 „

Daß die Spannungen bei Laststellung III kleiner sind als bei Stellung I, ist auf die Entlastung der Faltbleche durch die Randträger zurückzuführen.

Unter Vergrößerung der Lastflächen auf 22 × 62 cm (Laststellung IV) wurde die mittige Last bis zum Bruch gesteigert, wobei das erste Knistern bei 47 t auftrat. Bei 58 t zeigten sich im Beton Querrisse auf beiden Seiten der Last über den Stößen der Faltbleche, die sich bei steigender Last verlängerten. Bei 62 t riß die Schweißnaht des Faltblechstoßes an einer Querschotte durch (Abb. 32).

Die beiden Versuche mit Faltblechtafeln ergaben verhältnismäßig große Durchbiegungen, die die Sicherheit gegen Risse im Beton herabsetzen. Infolge der großen Verformungen ist zu erwarten, daß außerdem bei über Längs- oder Querträger kontinuierlich durchgeführten Faltblechplatten im Bereich der negativen Momente bald Risse über den Trägern auftreten. Derartige Beläge dürfen also nicht ohne Dichtung und besondere Verschleißdecke verwendet werden, die aber das Eigengewicht der Fahrbahnkonstruktion ungünstig beeinflussen.

C. Versuche mit weitgespannten Buckelblechen.

Bei den Versuchen mit weitgespannten Buckelblechen waren folgende Fragen zu klären:

1. Unter welchen Einzellasten in ungünstiger Stellung bleiben die Verformungen elastisch und für die Asphalt- oder Betonbeläge unschädlich?
2. Wie groß sind unter Einzellasten die Spannungen im Blech?
3. Wie unterscheiden sich Beton- und Asphaltbeläge hinsichtlich der ausstelfenden Wirkung?

Eine von der Gutehoffnungshütte gelieferte, 8 mm dicke Buckelplatte (Abb. 33) von 5 × 2,65 m Seitenabmessung und 12,5 cm tiefer Buckelung ($f = 1/20$ der kurzen Spannweite) wurde auf einen ausgesteiften Rahmen aus IP 28 aufgeschweißt, der in der Prüfmaschine an den vier Ecken auf Kugeln gelagert war. Das Buckelblech war mit eingepreßten Warzen versehen, um die Haftung zwischen Belag und Blech zu verbessern. An den mit Asphaltbeton gefüllten und 2,5 cm dicker Gußasphaltdecke versehenen Buckelplatten wurden zunächst Biegeversuche mit Einzellasten von 6 und 12 t in den Laststellen I, II und III (Abb. 34) durchgeführt. Die größte Durchbiegung unter der mittleren Last von 12 t (Stellung I)

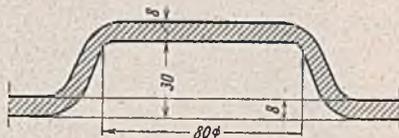


Abb. 33a. Eingepreßte Warze zur Verbesserung der Fassung des Füllbetons.

betrug 18 mm, von der nach dem Entlasten 1,1 mm als bleibende Verformung zurückblieb. Unter der Laststellung II wurden 22 mm größte Durchbiegung und 3,4 mm bleibende Durchbiegung gemessen, bei der Laststellung III 26 und 5 mm. Die Verformungen bei außermittigen Lasten sind hiernach größer als bei mittlerer Belastung. Damit stimmen die an der Unterseite des Buckelbleches gemessenen Dehnungen überein. Bei Versuch I ergaben sich unter der Last von 6 t Spannungen von 420 kg/cm² in der Längsrichtung und 525 kg/cm² in der Querrichtung, bei Versuch II unter 6 t 1240 kg/cm²

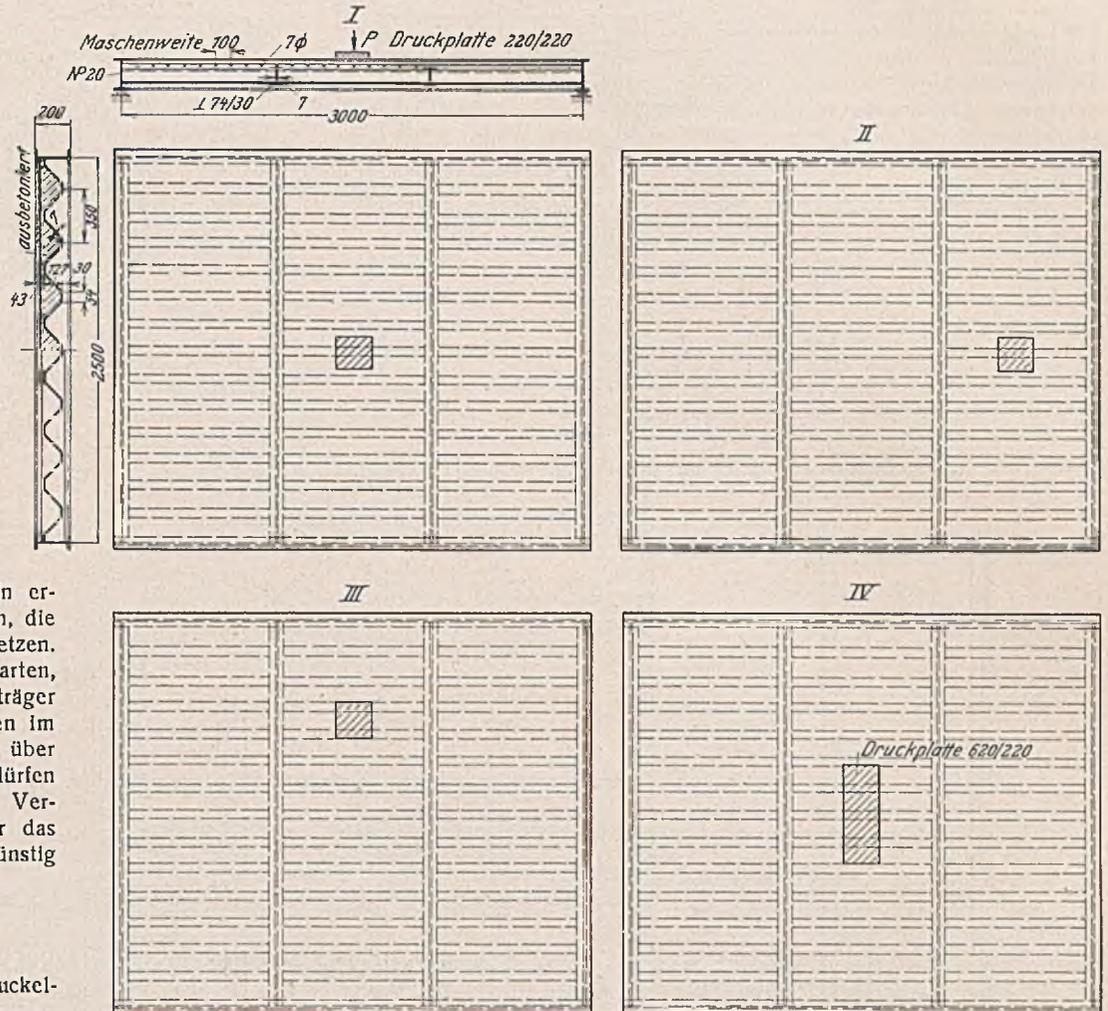


Abb. 31. Laststellungen I, II, III u. IV bei der Prüfung an der Platte „Erlinghagen“.



Abb. 32. Risse in der Schweißnaht an der Querschotte.

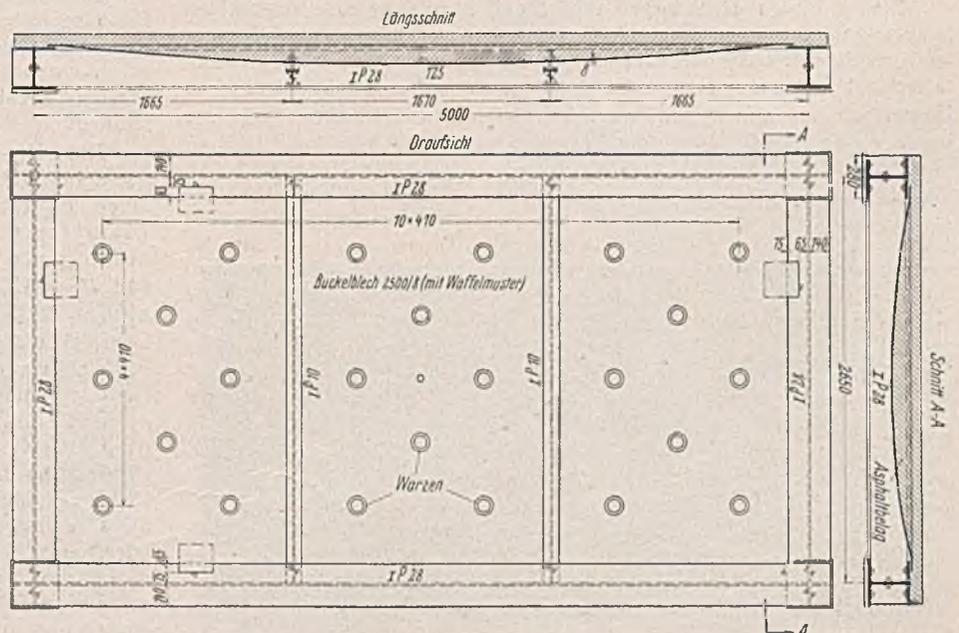


Abb. 33. Prüfkörper mit weitgespannter Buckelplatte der Gutehoffnungshütte.

Bitumen angereichert war, in zwei Lagen aufgetragen, worauf der Asphaltbeton und die 25 mm dicke Gußasphaltdecke in üblicher Weise eingebaut wurden. Nach 100 000 Lastwechseln bei 19° C Lufttemperatur wurde ein Frostversuch begonnen, der nach 6 Stunden am Buckelblech — 1° C und 2,5 cm unter der Asphalt-oberfläche — 22° C erzeugte. Die Durchbiegung des Buckelbleches ging von 0,84 mm auf 0,60 mm zurück. Nach 250 000 Lastwechseln war die

Abb. 40 u. 41 zeigen die eingeschweißte Schubsicherung aus einfachen, mit Haken versehenen Rundeseisen für Versuch 1 und 2. Bei der praktischen Ausführung sollen die Rundeseisen über den Zwischenträger hinweg in das benachbarte Buckelfeld geführt werden. Die Betonfüllung der Buckelbleche hatte über den Rändern eine Dicke von 10 cm, in der Mulde 20 cm. Der Beton aus Rheinkies und Rheinsand mit 300 kg/m³ Portlandzement und einer Kornzusammensetzung entsprechend der Sieblinie in Abb. 42 war beim Versuch durchschnittlich 50 Tage alt.

Unter der mittigen Last von 15 t betrug die größte Spannung im Buckelblech parallel zur längeren Achse 290 kg/cm² und parallel zur

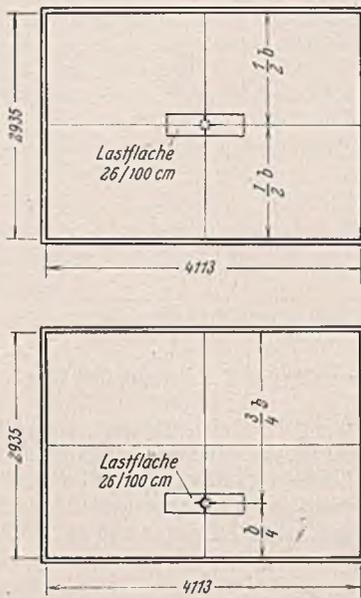


Abb. 39. Laststellungen.

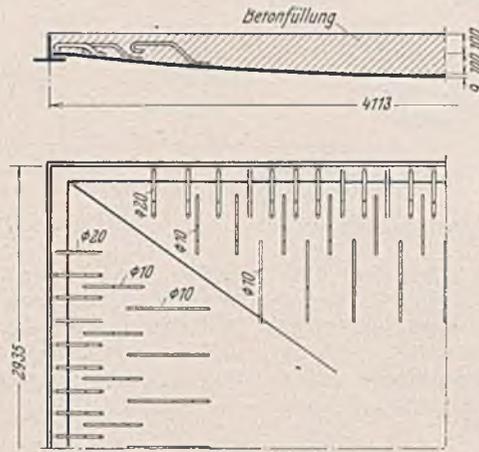


Abb. 40. Randaussteifung der Buckelbleche.

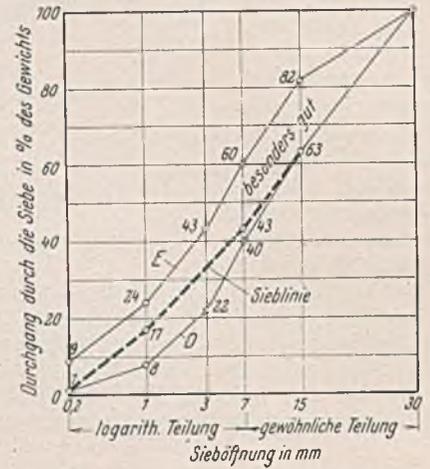


Abb. 42. Füllbeton. Sieblinie.

Verbindung zwischen Belag und Blech noch in Ordnung. Daraufhin wurde auf — 7,4° C am Blech und — 28,5° C 2,5 cm unter der Oberfläche abgekühlt. Die Durchbiegung des Buckelbleches ging auf 0,48 mm herunter. Obwohl diese tiefe Temperatur 20 Stunden lang angehalten und nach 424 000 Lastwechseln die Last ruhend auf 12 t gesteigert wurde, konnte keine Loslösung des Belages vom Blech beobachtet werden. Nachdem zum dritten Male Kohlendioxid aufgebracht war, fiel die Temperatur am Blech auf — 16° C, wobei 925 000 Lastwechsel erreicht wurden, ohne daß sich ein Schaden zeigte.

Das Buckelblech wurde sodann mit vier gleichen Einzellasten in Stellung IV (Abb. 35) geprüft und die Gesamtlast bis auf 60 t gesteigert, ohne die Tragfähigkeit zu erschöpfen. Beim Ausbrechen des zweiten Asphaltbelages war die Haftung am Blech so gut, daß die Zunderschicht mit abging. Risse im Belag oder in der Füllung wurden nicht beobachtet. Die Asphaltbetonfüllung zusammen mit der Gußasphaltdecke bietet aber keine genügende Sicherheit gegen bleibende Verformung des Buckelbleches bei mittleren und warmen Temperaturen.

Bei der Dortmunder Union sind anlässlich der Erbauung der Kanalbrücke Dedensen (Kreuzung von Autobahn und Mittellandkanal bei Hannover) Versuche mit 3 × 4 m großen Buckelblechen auf einem 4 × 6 m großen Rahmen aus I 40 (Abb. 36) durchgeführt worden. Die Buckelbleche waren 9 mm dick, 10 cm tief gebuckelt ($f = 1/30$ der kleinen Spannweite), die Rahmen in beiden Richtungen durch unter dem Blech liegende Riegel gegen waagerechte Kräfte ausgestellt. Abb. 37 zeigt die Versuchseinrichtung, die im Freien stand. An der Unterseite der Buckelbleche wurden in je 40 cm Abstand mit Setzdehnungsmessern die Quer- und Längsdehnungen gemessen (Abb. 38). Dehnungsmessungen an den Riegeln dienten zur Feststellung des von den Blechen ausgeübten Horizontalzuges.

Die Laststellungen sind aus Abb. 39 ersichtlich. Die Lastfläche war bei Versuch 1 10 × 50 cm, sonst 26 × 100 cm. Bei den Versuchen 1 bis 8 hat man ein Buckelblech, beim Versuch 9 zwei nebeneinander liegende Buckelbleche statisch geprüft (s. nebenstehende Tafel).

kleineren Achse (quer) 430 kg/cm², die Einsenkung des Buckelbleches gegenüber dem Rahmen 0,67 mm. Bei 60 t stieg die Längsspannung auf 690 kg/cm², die Querspannung auf 900 kg/cm² und die Einsenkung auf 4,3 mm. Bei 65 bis 68 t Last hörte man Knistern im Beton, bei der Laststeigerung auf 75 t brach der Beton mit dumpfem Knall durch. Abb. 43 zeigt die Einbruchfläche. Bis zum Einbruch der Last wurde kein waagerechter Zug auf die Rahmen ausgeübt und die Zugkraft des Buckelbleches vom Beton aufgenommen.

Angaben für die Versuchsreihe 1 bis 9.

Versuch Nr.	Ausstattung des Bleches	Füllung	Verschleißschicht	Laststelle
1	Rundeseisen-Schubsicherung	Beton	Beton	Mitte
2	Rundeseisen-Schubsicherung	"	"	Viertelpunkt
3	Streckmetall eingeschweißt	"	"	Mitte
4	Streckmetall	"	"	Viertelpunkt
5	glattes Blech	"	"	"
6	Streckmetall	"	Hartgußasphalt	"
7	"	bituminierter Splitt	"	"
8	"	Asphaltbeton	"	"
9	glattes Blech	Beton	Beton	2 Lasten je in Mitte

Bei 15 t außermittiger Last (Versuch 2) wurden Längs- und Querspannungen bis 170 kg/cm² und eine Durchbiegung unter der Last von 0,5 mm gemessen, bei 60 t Last Längsspannungen bis 580 kg/cm² und Querspannungen bis 760 kg/cm², die Durchbiegung stieg auf 3,4 mm. Bei 68 t wurde das die Losung des Betons vom Blech anzeigende Knistern gehört, der Durchbruch der Lastfläche trat erst bei 110 t ein. Die niederen Spannungen und Durchbiegungen sind nur durch Verbundwirkung zu erklären, ebenso die rd. 6- bis 9fache Sicherheit gegen bleibende Ver-

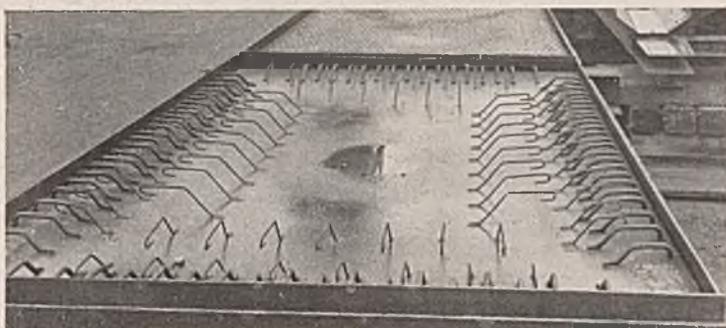


Abb. 41.

Draufsicht auf die Versuchsplatte vor dem Einbringen des Füllbetons.



Abb. 43. Einbruch der Last.
Aufnahme nach dem Versuch.

formungen und Bruch durch Straßenverkehrslasten. Vor der Zerstörung des Betons blieben die Spannungen im Blech weit unter der Streckgrenze. Die Tragfähigkeit des Hängebleches war nach dem Durchbruch des Betons nicht erschöpft, wohl aber sind nach dem Durchbruch auch im Blech bleibende Verformungen entstanden.

Bei Versuch 3 mit σ_x auf dem Buckelblech aufgeschweißtem Streckmetall von 200×75 mm Maschenweite und 3×3 mm Querschnitt

zur Erhöhung der Haftung zwischen Beton und Blech ergab die mittige Last $P = 15$ t Spannungen von 140 kg/cm^2 in der Querrichtung, 120 kg/cm^2 in der Längsrichtung. Bei 60 t wurden 490 kg/cm^2 Querspannung, 470 kg/cm^2 Längsspannung sowie eine Einsenkung von $3,3$ mm ermittelt (Abb. 44, 45 u. 46). Das erste Knistern wurde bei 70 t Last wahrgenommen, worauf die Spannungen und Durchbiegungen des Buckelbleches rasch zunahmen.

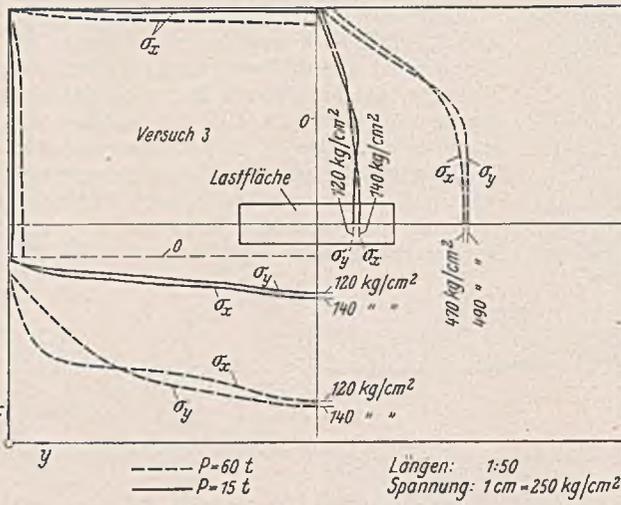


Abb. 44. Spannungsbild.

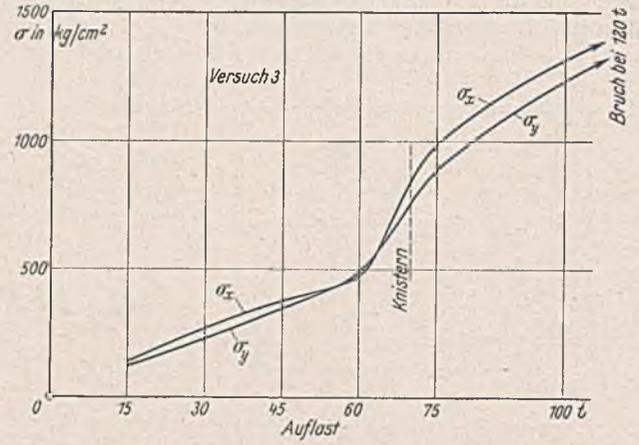


Abb. 45. Spannungsanstieg mit zunehmender Last.

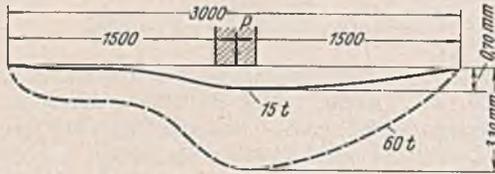


Abb. 46. Durchbiegungen.

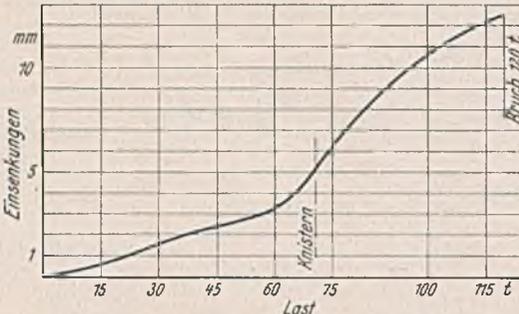


Abb. 46a. Zunahme der Einsenkungen mit ansteigender Belastung.



Abb. 48. Bruchkegel.

Unter 120 t Last trat der kegelförmige Durchbruch wie bei Versuch 1, diesmal mit Rissen in den Mittelachsen (Abb. 47), ein. Die freigelegten Bruchflächen des Kegels verliefen unter einem Winkel von 45 bis 30° (Abb. 48). Der erhebliche Unterschied in der Bruchlast zwischen Versuch 1 und 3 kann nur durch verschiedene Betonfestigkeit erklärt werden. In den Ausstufungen unter dem Blech konnten erst nach dem Durchbruch Verkürzungen gemessen werden. Die Versuchsplatte wurde

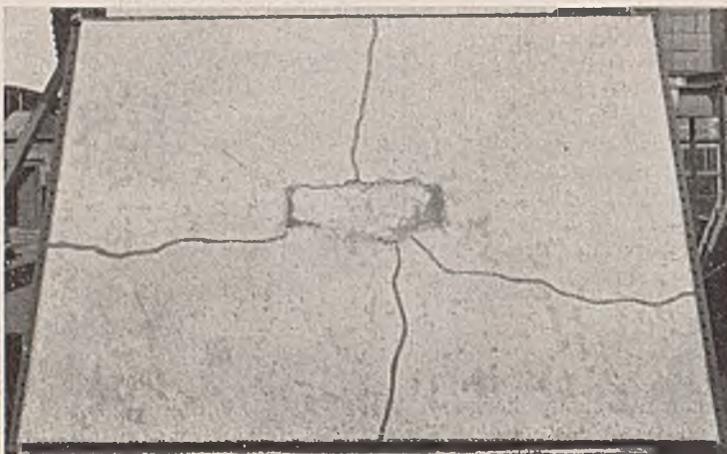


Abb. 47. Einbruch der Lastfläche. Bruchbild.

Bei Versuch 4 ergaben sich unter einer Last von 15 t im Viertelpunkte Längsspannungen von 150 kg/cm^2 , Querspannungen von 135 kg/cm^2 und eine Durchbiegung von $0,5$ mm; bei 60 t 690 kg/cm^2 quer und 830 kg/cm^2 längs sowie eine Durchbiegung von $2,16$ mm. Die Bruchlast betrug 118 t. Abb. 49 zeigt die Spannungsverteilung in den Symmetrieachsen der Buckelbleche, Abb. 50 den Spannungsanstieg, Abb. 51 die Größteinsenkungen mit zunehmender Last, Abb. 52 die Rissestellen der

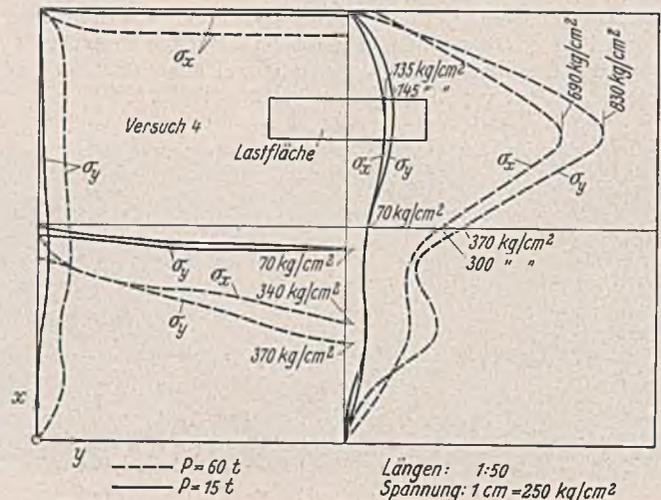


Abb. 49. Spannungszustand bei Versuch 4.

Heftsweißung zwischen Streckmetall und Buckelblech; die weißen Punkte sind gerissen, die dunklen unversehrt.

Bei Versuch 5 waren die Spannungen im Buckelblech bei 15 und 60 t kleiner als bei Versuch 2 und 4. Erst bei 100 t Belastung wurde leichtes Knistern und dann bei 115 t der gleiche Durchbruch des Betonkegels erreicht. Gleichzeitig sind Risse parallel zu den Diagonalen des Feldes, von der Laststelle ausgehend, eingetreten (Abb. 53). Die Haftung zwischen Beton und Blech ohne besondere Vorkehrungen war auffallend gut. Der Beton haftete im Bereich des Bruchkegels so fest, daß er beim Ausstemmen nur mit Preßluftmeißeln abzuheben war. Buckelbleche verhalten sich in bezug auf die Betonhaftung besser als Tonnenbleche, vgl. Bautechn. 1936, Heft 43, S. 626 ff.

Der Versuchskörper 6 besaß einen Füllkern aus Beton von 10 cm größter Dicke auf eingeschweißtem Streckmetall, darüber eine Füllschicht aus Asphaltbeton und eine 3 cm dicke Deckschicht aus Gußasphalt (Abb. 54).

Zusammensetzung der ersten Schicht über dem Beton:

	Gewichtsprozent
Vorwöhler Naturasphaltmastix (mit 12% Bitumengehalt)	50
Bitumen 5/60	2
deutsches Erdölbitumen	2
Sand 0 bis 1 mm	8
Diabas-Edelsplitt 1 bis 3 mm	14
Diabas-Edelsplitt 3 bis 5 mm	24
Gesamtbitumengehalt = 10,1 %	

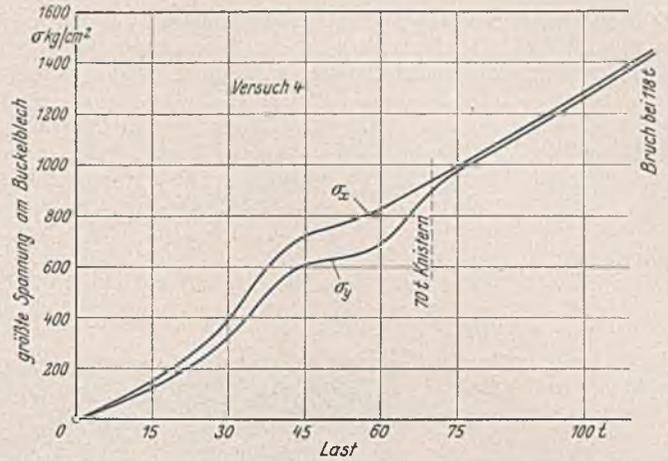


Abb. 50. Spannungsanstieg im Buckelblech.

Zusammensetzung der Verschleißschicht:

	Gewichtsprozent
Vorwöhler Asphaltmastix	45
Trinitat Epuré	1,4
Erdölbitumen 70° (Rhenania u. Ebanon)	1,6
Diabasgrus und Quarzgrus 1 bis 3 mm	17
Quarzsplitt 3 bis 12 mm	30
Gesamtbitumengehalt = 8,9 %	

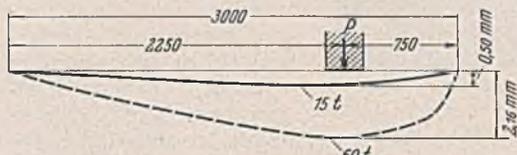


Abb. 51. Einsenkungen bei ausmittiger Belastung.

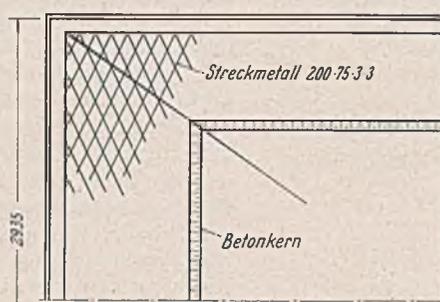


Abb. 54. Versuchsplatte 6 mit Streckmetall, Füllbeton und Asphaltbelag.

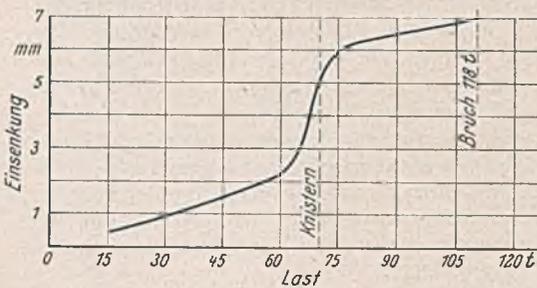


Abb. 51 a. Einsenkungs-Lastlinie

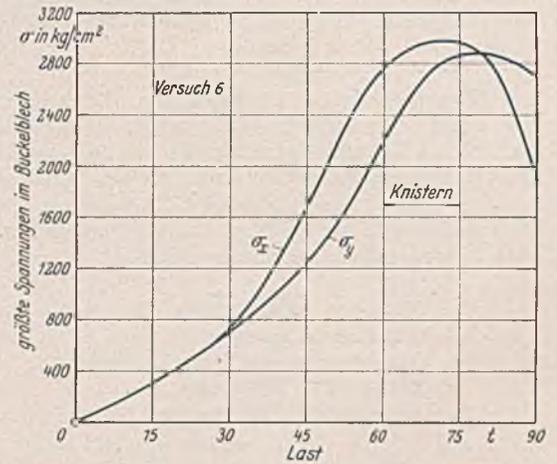


Abb. 55. Größtspannungslinie. Versuch 6.

Die Temperatur während der Versuchsdurchführung betrug 8 bis 10° C. Unter einer Last im Viertelpunkte von 15 t wurde eine größte Spannung im Blech von 300 kg/cm², unter 60 t von 2200 kg/cm² quer und 2760 kg/cm² längs gemessen; die entsprechenden Durchbiegungen waren 3,0 und 18,2 mm. Abb. 55 zeigt den Spannungsanstieg im Buckelblech unter der Laststelle während des Versuches. Die Spannungen und

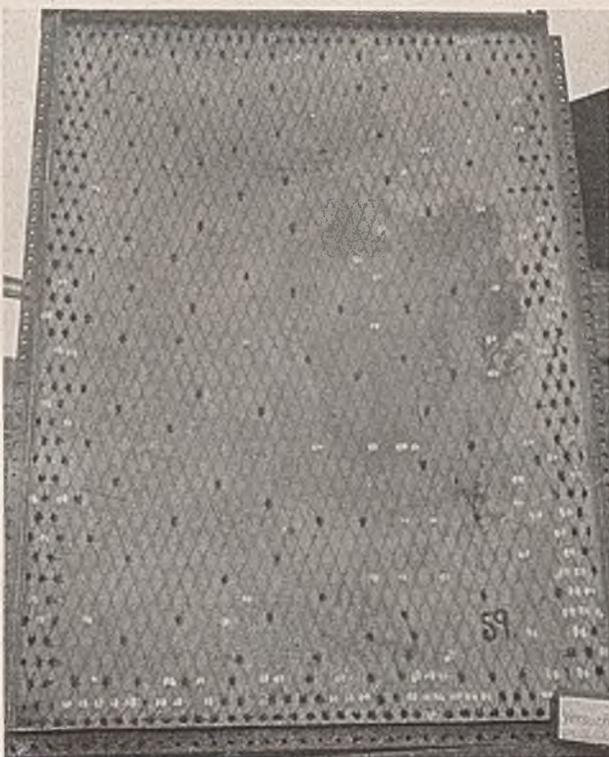


Abb. 52. Rissestellen im Streckmetall.

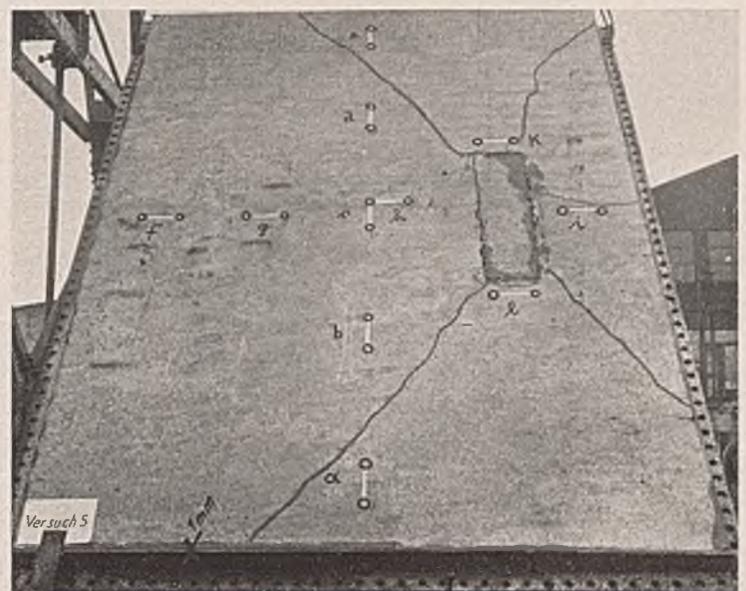


Abb. 53. Bruchbild. Versuch 5.

Durchbiegungen betragen ein Mehrfaches der bei den Versuchen 1 bis 5 festgestellten Werte. Der Betonkern mit der 6 cm dicken Asphalttschicht hat somit das Buckelblech viel weniger aussteift als der volle Beton. Bei den Versuchen 1 bis 5 wirkte Blech und Füllung wie ein Verbundkörper und damit als steife Platte. Bei Versuch 6 trat die Plattenwirkung zurück gegenüber der seilförmigen Wirkung des Buckelbleches nach den beiden Richtungen. Die Last konnte trotzdem auf 60 t gesteigert werden, ohne daß sich an der Oberfläche Risse zeigten; dagegen war das innere Risse anzeigende Knistern bereits hörbar. Bei 110 t Last nahmen die Durchbiegungen so stark zu, daß die Last nicht mehr gehalten werden konnte. Die Platte wurde nach dem Versuch mit der Oberfläche nach unten gelagert, wobei sich der Asphaltbelag nach einiger Zeit unter seiner eigenen Schwere vom Blech löste, während er am Beton fest haftete. Der Betonkern war mehrfach gerissen (Abb. 57).

Während bei den Versuchen 1 bis 5 mit voller Überbetonierung die Riegel zur Aussteifung der Rahmen gegen waagerechte Kräfte vor dem Bruch nicht meßbar verkürzt wurden, konnten bei Versuch 6 schon bei 10 t Last deutliche Längenänderungen festgestellt werden. Der größte waagerechte Zug wurde parallel zur Langseite ausgeübt, entsprechend dem ungünstigeren Pfeilverhältnis des Zugbandes in der Längsrichtung. Deshalb waren bei der Buckelplatte auch die Längsdehnungen größer als die Querdehnungen, während bei den auf Biegung beanspruchten voll ausbetonierten Platten umgekehrt die Querdehnungen größer waren als die Längsdehnungen.

Die Füllung für den Versuch 7 wurde aus bitumiertem Splitt (95% Diabassplitt 5/25 mm und 5% Bitumen) ausgeführt. Die Füllung für Versuch 8 hatte folgende Zusammensetzung:

	Gewichtsprozente
Vorwohler Asphaltmastix, 12%, für Wegebau	35
Vorwohler Asphaltgesteinsmehl 0 bis 1 mm	5
Krachbitumen und Braunkohlenpech	5
Diabassplitt 1 bis 5 mm	20
Diabassplitt 5 bis 10 mm	30
Gesamtbitumengehalt = 9%	

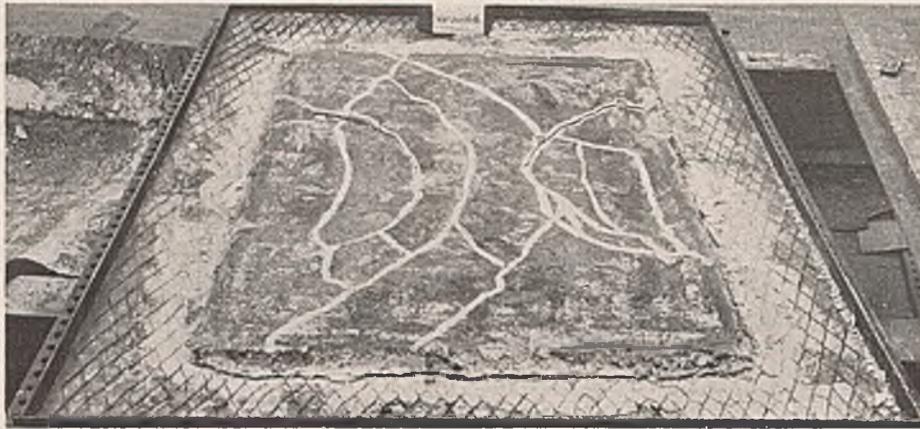


Abb. 57. Bruchbild. Risse im Füllbeton.

Für beide Versuche war auf dem Blech Streckmetall aufgeschweißt und ein kalter Bitumenvoranstrich aufgetragen worden. Die zweischichtige Hartgußasphaltdecke war ähnlich zusammengesetzt wie bei Versuch 6.

Die Last im Viertelpunkte wurde bis 60 t gesteigert, worauf die Füllung durchbrach. Wie die Durchbiegungen in Abb. 58 zeigen, verhielt sich die Platte 7 mit Splittfüllung schlechter als die Platte 8 mit feinkörnigem Asphaltbeton. Die Durchbiegungen der Platte 7 und 8 betragen das 8- bis 10fache der Platten mit Zementbetonfüllung. Die Verbundwirkung ist fast ganz verschwunden, das Buckelblech hat die volle Last als Hängeseil nach beiden Richtungen auf den Unterbau übertragen, was auch aus den Zusammendrückungen der Aussteifungsriegel (Abb. 59), die die vom Buckelblech ausgeübten waagerechten Züge anzeigen, zu erkennen ist.

Im Versuch 9 sollte festgestellt werden, wie sich der über die Zwischenträger kontinuierlich durchgehende Beton verhält, wenn gleichzeitig zwei in benachbarten Feldern wirkende Lasten negative Stützmomente über dem Zwischenträger und Zugspannungen oben in der nur 9 bis 10 cm dicken durchlaufenden Betonplatte hervorrufen. Zu diesem Zweck wurden zwei Bleche von je 3 x 4 m Seitenabmessungen mit den langen Seiten nebeneinander auf den Rahmen aufgeschraubt und dieser an

sechs Punkten je unter den Ecken der Buckelblechfelder unterstützt. Die Betonfüllung (gleiche Zusammensetzung wie bei den Versuchen 1 bis 5) wurde ohne jede Verankerung oder Bewehrung eingebracht. Die dynamische Prüfung mit mittigen Einzellasten von 15 t in jedem Feld, die auf 1,5 t entlastet wurden, ergab bei 1000maliger Wiederholung der Lastwechsel die aus Abb. 60 ersichtlichen, mit $E_b = 140\,000 \text{ kg/cm}^2$ aus gemessenen Dehnungen ermittelten Betonzugspannungen. Die Last wurde dann rd. 500 mal von $P_u = 1,5 \text{ t}$ auf $P_o = 30 \text{ t}$ gesteigert. Dabei konnten mit der Lupe keine Risse an der Betonoberfläche festgestellt werden. Bei der Laststeigerung auf je 35 t wurde nach sechsmaligem Lastwechsel ein kurzer Haarriß über dem Mittelträger entdeckt, der sich unter höherer Last symmetrisch nach beiden Seiten verlängerte. Bei je 120 t trat der Durchbruch unter der Lastfläche ein wie bei den Versuchen 1 bis 3, ohne daß sich ein weiterer Riß gezeigt hätte.

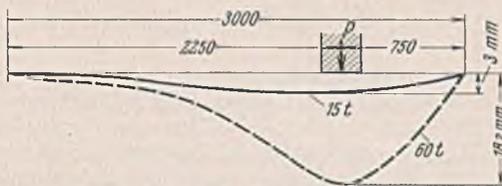


Abb. 56. Einsenkungen bei ausmittiger Belastung. Versuch 6.

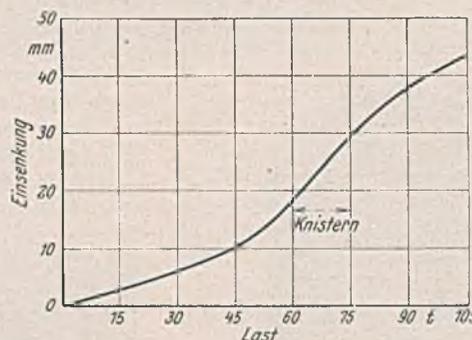


Abb. 56a. Einsenkungs-Lastlinie bei Versuch 6.

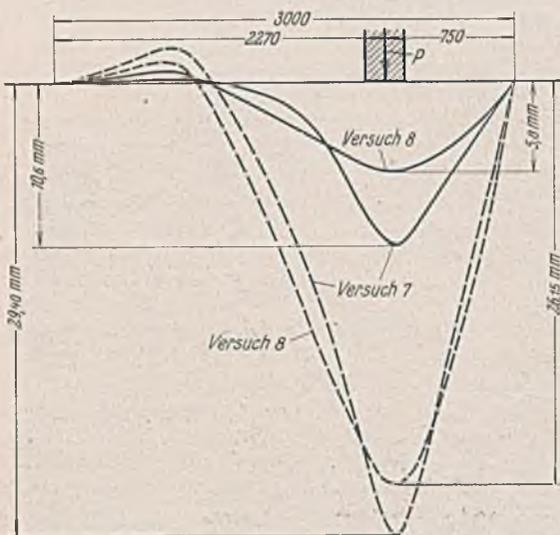


Abb. 58. Durchbiegungen bei den Versuchen 7 u. 8.

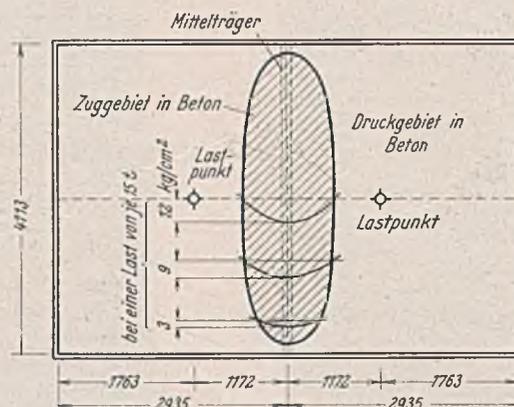


Abb. 60. Bereich der Betonzugspannungen über dem Mittelträger.

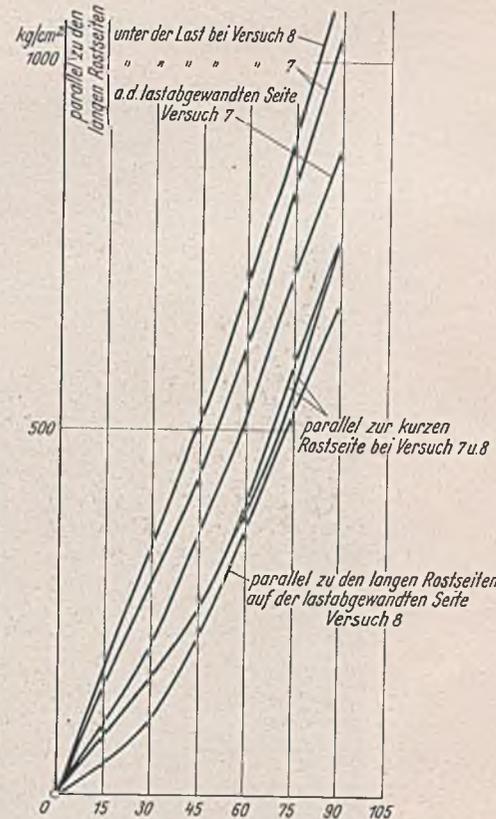


Abb. 59. Spannungen in den Rahmenriegeln.

Auf Straßenbrücken ergeben zwei Dampfwalzenhinterräder von je 7 t mit einer Stoßzahl $\sigma = 1,4$ Höchstlasten von 9,8 t. Nimmt man an, daß solche Belastungen nicht häufig vorkommen, dann ergibt sich nach dem Versuch 9 eine rd. 3fache Sicherheit gegen Rissebildung bei einem Beton, dessen Würfestigkeit nach 28 Tagen mit 240 kg/cm^2 unter derjenigen liegt, die heute im Straßenbau für Deckenbeton mit 300 bis 350 kg/cm^2 gefordert und bei sorgfältiger Herstellung auch sicher erreicht werden kann.

Vergleicht man die Ergebnisse der Versuche 1 bis 5 und 9 mit Zementbetonfüllung mit denen der Versuche 6 bis 8 und der GHH-Platte mit bitumengebundener Füllung, so ergibt sich eindeutig, daß die Zementbetonfüllung bei weitgespannten Buckelblechen bitumengebundener Füllungen überlegen ist. Beton hoher Festigkeit hat den Vorzug der wirkungsvollen Aussteifung der Buckelbleche. Die Verbundkonstruktion ergibt große Sicherheit gegen unzulässige Verformung oder Überbeanspruchung der Bleche. Für den Beton im Feld besteht unter den Straßenverkehrslasten keine Gefahr, wohl aber können unter ungünstigen Umständen Risse über den Zwischenträgern entstehen. Man kann nun von vornherein über jeden Zwischenträger Fugen anordnen und damit jede Rissegefahr ausschließen. Eine andere Möglichkeit ist die Sicherung der Gefahrzone durch eine Bewehrungsmatte, die auf eingeschweißten Rundeisenbügeln festgebunden wird, damit der Beton einschichtig eingebaut werden kann (Abb. 61). Die eingeschweißten Rundeisenbügel, die den abgelenkten Eisen bei Eisenbetonträgern entsprechen, begünstigen gleichzeitig das Zusammenwirken von Blech und Füllung. Statische und dynamische Versuche mit zwei nebeneinanderliegenden Buckelblechen und einer derartigen Bewehrung sind vorgesehen.

5. Bei voller Überbetonierung mit einem Beton von mindestens 300 kg/m^3 Zementgehalt und einer Mindestwürfestigkeit $W_{b28} = 300 \text{ kg/cm}^2$ besteht keine Rissegefahr, wenn im Bereich der negativen Stützmomente über den Trägern Trennfugen angeordnet werden und die Überbetonierung der Träger wenigstens 6 cm beträgt.

6. Wird der Betonbelag fugenlos über Zwischenträger hinweggeführt, so ist über den Trägern eine mindestens 10 cm dicke Betondecke erwünscht, außerdem ist die Zugzone mit einer etwa 3 cm unter der Oberfläche liegenden Bewehrungsmatte zu sichern.

7. Durch die Betonfüllung werden die Buckelbleche derart versteift, daß sie keinen nennenswerten waagerechten Zug auf die Randträger ausüben.

8. Zur Erhöhung der Verbundwirkung zwischen Überbeton und Buckelblech sind eingeschweißte Rundeisenanker geeignet.

9. Asphaltbetonfüllungen steifen die Buckelbleche nicht genügend aus; bei hohen Temperaturen (Sonnenbestrahlung) sinkt die Sicherheit gegen bleibende Verformung.

10. Durch Asphaltbetonfüllungen kann der waagerechte Zug der Buckelbleche nicht aufgenommen werden, so daß in den Randfeldern besondere Vorkehrungen notwendig sind.

Zusammenfassung.

Der vorstehende Bericht gibt einen Überblick über den heutigen Stand den Straßenbrückenfahrbahnen, über das Verhalten verschiedener Bauarten bei statischer und dynamischer Belastung sowie die Lastverteilung, Tragfähigkeit und Bemessung.

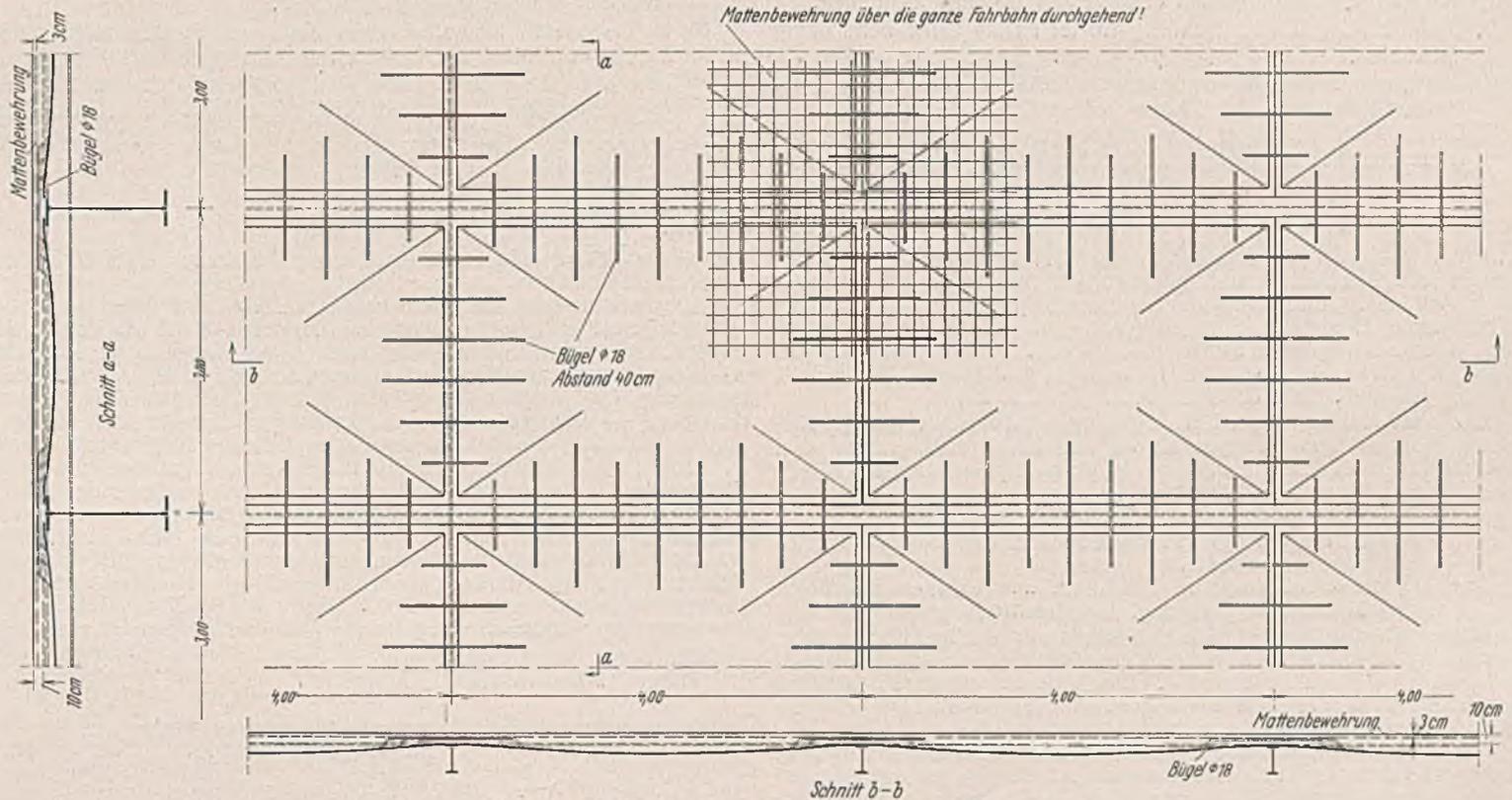


Abb. 61. Aussteifung der Buckelbleche über den Unterzügen.

Die Folgerungen aus den Ergebnissen der Versuche mit weitgespannten Buckelblechen gelten auch für kleine Buckelbleche, dürfen aber nicht auf Trägerrostplatten mit dünner Verschleißdecke übertragen werden, wo nur die elastischere Gußasphaltdecke in Betracht kommt.

Die sehr umfangreichen Dehnungsmessungen an den weitgespannten Buckelblechen ermöglichen eine Auswertung der Versuche hinsichtlich der Spannungsermittlung in weitgespannten Buckelblechen mit elastischen Füllungen. Diese Arbeit ist von Dipl.-Ing. Grassl, Hamburg, in Angriff genommen.

Vorläufig können die Ergebnisse der Versuche mit weitgespannten Buckelblechen wie folgt zusammengefaßt werden:

1. Bei Straßenfahrbahnen der Brückenklasse I ist eine Vergrößerung der Spannweite auf 5 m unbedenklich.
2. Für weitgespannte und ausbetonierte Buckelbleche genügt eine Blechdicke von 8 bis 9 mm einschließlich der Abrostsicherheit.
3. Die Buckelung kann bis auf $1/30$ der kleineren Spannweite herabgesetzt werden.
4. Ein Bruch des Bleches ist bei statischer und dynamischer Belastung durch schwerste Straßenfahrzeuge nicht zu befürchten.

Die Stahlzellenplatten mit ebenem oder leicht gebuckeltem Deckblech und Gußasphaltdecken sind leicht und haben wegen der günstigen Lastverteilung eine hohe Tragfähigkeit. Die Bauhöhe kann bei durchlaufenden Tafeln bis auf $1/40 l$ beschränkt werden. Wegen der Trägerrostwirkung sind die Durchbiegungen unter schweren Lastwagen bei breiten Platten gering. Der Abstand der Tragrippen kann zwischen 1,0 und 1,5 m gewählt werden. Zur Lastverteilung genügen meist drei Querschotten in jedem Felde. Die Deckbleche wirken als Obergurte der Tragrippen mit, auch wenn sie leicht gebuckelt sind. Die Haftung dünner Bitumenverschleißdecken auf dem Deckblech wird durch aufgeschweißtes Streckmetall erhöht. Gefährliche Schwingungen sind bei diesen Leichtbrücken unter Straßenfahrzeugen nicht zu befürchten.

Bei den mit Tonnen- oder Buckelblechen hergestellten Fahrbahntafeln ist die Füllung mit hochwertigem Beton der nachgiebigen bitumengebundener Füllung (bitumierter Splitt oder Asphaltbeton mit Gußasphaltdecke) überlegen. Die Fahrbahnen mit voll ausbetonierten Buckelblechen haben folgende Vorzüge:

1. Große Steifigkeit.
2. Günstige Lastverteilung.

3. Geringe Spannungen im Buckelblech unter schweren Radlasten.
 4. Buckelblech und Füllbeton bilden einen Verbundkörper, der bei Belastung keinen nennenswerten waagerechten Zug auf die Unterzüge ausübt.
 5. Die Haftung des Betons (mit 300 kg Zement auf 1 m³ Beton) ist ausreichend. Auf das Aufschweißen von Streckmetall zur Erhöhung der Haftung kann verzichtet werden.
 6. Die Buckelbleche sind oben durch den Beton gegen Rost geschützt.
 7. Bei 8 bis 10 mm dicken Buckelblechen bis 4 m kleiner Seitenlänge ist gegen Rissebildung im Beton durch Einzellasten der Brückensklasse I eine rd. 5fache Sicherheit, gegen Bruch und Durchdrücken des Betons eine rd. 8fache Sicherheit vorhanden.
 8. Der durch Rütteln verdichtete Beton ist bei genügendem Querschnitt ausreichend wasserdicht und besitzt eine für das Befahren mit gummiereiften Fahrzeugen griffige Oberfläche.
 9. Die Fahrbahnplatte mit betongefüllten Buckelblechen ist einfach in der Ausführung und bei einem Eigengewicht von 400 bis 500 kg/m² Fahrbahn auch wirtschaftlich.
 10. Infolge der großen Steifigkeit und der günstigen Lastverteilung sind die Schwingungen und Erschütterungen unter bewegten Lasten gering.
 11. Bei Deckbrücken mit auf den Haupt- und Quertägern verlegten Buckelblechen werden die Obergurte entlastet und die Gesamtsteifigkeitsverhältnisse des Tragwerks erhöht.
 12. Bei Fahrbahnplatten mit ausbetonierten Buckelblechen, die nur mit gummiereiften Fahrzeugen befahren werden (Autobahnbrücken), ist eine besondere Dichtungs-Schutz- und Deckschicht nicht erforderlich.
- Für den Entwurf und die Ausbildung von Fahrbahnplatten mit voll überbetonierten Buckelblechen ergeben sich folgende Richtlinien:
1. Die Aufteilung des Fahrbahnträgerrostes ist möglichst weitmaschig zu wählen.
 2. Bei Spannweiten bis 4 m genügen Buckelblechdicken von 8 bis 9 mm, Blechdicken über 10 mm sind unwirtschaftlich.
 3. Die äußeren Randträger von weitgespannten Buckelblechfahrbahnplatten brauchen nicht gegen waagerechten Zug gesichert zu werden.

4. Das Pfeilverhältnis der Buckelblechmulde darf bis auf $\frac{1}{30}$ der kleineren Spannweite herabgesetzt werden. Die Muldentiefe soll aber bei Zementbetonfüllung nicht unter 8 cm gewählt werden.
5. Über den Unterzügen soll die Betonüberdeckung mindestens 8 cm betragen.
6. Der hochwertige Füllbeton mit 300 kg Zement auf 1 m³ fertigen Beton ist erdfeucht und tunlichst einschichtig einzubauen, durch Rüttler zu verdichten und mit einem Oberflächengefälle von mindestens 1,5‰ eben abzugleichen.
7. Liegt die Fahrbahnplatte im Druckbereich des Gesamtbrückentragwerks (Balkenbrücke mit einer Öffnung und oberliegender Fahrbahn), so sind im Abstände von 15 bis 20 m Trennfugen vorzusehen, um Schwindrisse zu vermeiden.
8. Bei über Zwischenstützen durchlaufenden Tragwerken mit oberliegender Fahrbahn sind außerdem über den Stützen sorgfältig vergossene Raumfugen anzuordnen. Weiterhin empfiehlt es sich, mit dem Einbringen des Betons in den Feldmitten zu beginnen und gegen die Stützen hin zu arbeiten, um ungünstige Einflüsse der Trägerverformung auszuschalten. Man kann auch durch besondere Maßnahmen Druckvorspannungen im Beton erzeugen, die der Rissegefahr entgegenwirken. Bei untenliegenden Fahrbahnen beginnt man mit dem Aufbringen des Füllbetons über den Zwischenstützen und erreicht damit Druckvorspannungen durch die den fortschreitenden Belastungen entsprechenden negativen Stützmente.
9. Bei über den Fahrbahnträgern durchgehenden Deckschichten von 8 bis 12 cm Dicke empfiehlt es sich, zur Vermeidung von Zugrissen die obere Zone durch Rundeseinlagen in Verbindung mit einer Schubbewehrung zu sichern.
10. In besonderen Fällen, z. B. im Zuge von Straßen mit Asphaltdecken, wo über der Buckelblechfahrbahnplatte mit Betonfüllung eine 3 bis 4 cm dicke Gußasphaltdecke erwünscht ist, kann zur Gewichtersparnis der Betonkern mit 6 cm Mindestüberdeckung der Stahlteile ausgeführt werden. Dabei ist auf eine sorgfältige Dichtung der Fugen zu achten.

Bücherschau.

Deutscher Ausschuß für Eisenbeton. Heft 87: Versuche über das Verhalten von Betonsäulen und Betonwürfeln bei oftmaligem Gefrieren und Auftauen. Ausgeführt in der Materialprüfungsanstalt an der Technischen Hochschule Stuttgart (Institut für die Materialprüfungen des Bauwesens) in den Jahren 1934 bis 1937. Bericht erstattet von Prof. Otto Graf. III, 16 S. mit 15 Textabb. u. 3 Tafeln. Berlin 1938, Verlag von Wilh. Ernst & Sohn. Preis geh. 3,20 RM.

Um die Voraussetzungen festzustellen, die für die zuverlässige Herstellung eines wetterbeständigen Betons erforderlich sind, wurden vom Verfasser innerhalb eines umfangreichen Versuchsprogramms die beiden grundsätzlichen Wege eingeschlagen:

1. Beobachtung von Beton an Bauwerken, die der Witterung ausgesetzt sind, unter gleichzeitiger Beobachtung der Feuchtigkeits- und Wärmeverhältnisse.
2. Laboratoriumsversuche an Würfeln und Prismen aus Beton verschiedener Verarbeitung, Zusammensetzung und Lagerung.

Hergestellt wurden erdfeuchte, weiche und flüssige Betone unter Verwendung von Zementen verschiedener Art und von Rhein-Kleesand gemäß den Sieblinien D, E und F. Einige Betone erhielten staubfeine Zusätze aus Ton oder Kalkstein oder Traß oder Basalt. Der Zementgehalt in 1 m³ fertigem Beton wechselte zwischen 90 und 365 kg.

Die Ergebnisse zeigen, daß beim Laboratoriumsversuch (40 bzw. 50maliges Gefrieren und Auftauen) der Einfluß des Frostes und des Auftaus auf die Festigkeit der verschiedenen Betone nur gering ist. Leichte Beschädigungen wurden nur an den Kanten der Betonproben geringer Festigkeit wahrgenommen. Erheblich größere Zerstörungen als im Laboratoriumsversuch wies die Betone bei Lagerung im Freien nach Ablauf zweier Winter auf. Die Druckfestigkeit dieser Betone lag unter 100 kg/cm². Als besonders nachteilig wurde die kapillare Wasseraugung der flüssig angemachten Betone vermerkt.

Die Untersuchungen führen zu der Erkenntnis, daß die bisher üblichen Prüfungsverfahren verschärft werden müssen.

Für die Bewehrung des Betons als wetterbeständiger Werkstoff empfiehlt der Verfasser den Beton so herzustellen, daß seine Druckfestigkeit vor Eintritt des ersten Frostes mindestens 150 kg/cm² beträgt.

M. Herrmann.

Deutscher Ausschuß für Eisenbeton. Heft 88: Versuche über die Widerstandsfähigkeit von allseitig aufliegenden dicken Eisenbetonplatten unter Einzellasten. Durchgeführt in den Jahren 1935 und 1936 in der Materialprüfungsanstalt an der Technischen Hochschule Stuttgart. Bericht erstattet von Prof. Otto Graf. III, 26 S. mit 57 Textabb. u. 8 Zusammenstellungen. Berlin 1938, Verlag von Wilh. Ernst & Sohn. Preis geh. 3,60 RM.

Der Zweck der Untersuchungen ist, die Scherbeanspruchungen des Betons festzustellen, bei denen ein Durchdrücken dicker Stahlplatten stattfindet. Für diese Versuche wurden 30 cm und 50 cm dicke, bewehrte und unbewehrte Betonplatten von 170 cm Kantenlänge bei einer Stützweite von 150 cm allseitig frei aufgelagert und durch eine in der Mitte

der Platte gelegene Last mit einer Angriffsfläche von 20 × 20 cm und 30 × 30 cm allmählich bis zum Bruch beansprucht.

Der weich angemachte Beton hatte zur Zeit der Prüfung der Platten etwa folgende mittlere Festigkeiten: Druckfestigkeit 184 kg/cm², Scherfestigkeit 46 kg/cm², Biegezugfestigkeit 29 kg/cm², Zugfestigkeit 15 kg/cm². Die Bewehrung aus Handelstahl wurde so gewählt, daß bei einer Spannung der Zugbewehrung von 2000 kg/cm² die Scherspannung 25 kg/cm² — bezogen auf die die Lastfläche begrenzenden Flächen — betrug. Die Stähle waren an den Enden teils aufgebogen, teils gerade.

Die in übersichtlichen Tafeln dargestellten Ergebnisse lassen die Beziehungen zwischen der Scherfestigkeit, der Plattendicke, der Höchstlast und der Stahleinlage in recht anschaulicher Weise erkennen. Nachfolgend sind sie kurz zusammengefaßt. Außerdem geben die sorgfältig beobachteten Zerstörungserscheinungen während der Belastung wertvolle Hinweise auf den Verlauf der Beanspruchung des Betons und des Bewehrungsstahls.

Dicke der Platte cm	Seitenlänge der Lastfläche cm	Enden der Stähle	Höchstlast t	Scherspannung ¹⁾ kg/cm ²	
				τ	τ_0
30	20	aufgebogen	1. M. 127	53	26
		aufgebogen	176	49	32
		gerade	118	33	21
50	20	aufgebogen	1. M. 228	57	19
		aufgebogen	308	51	23
		gerade	168	28	12,5

M. Herrmann.

Wessel, P.: Physik für Studierende an Technischen Hochschulen und Universitäten. Herausgegeben von V. Riederer van Paar. XII, 514 S., 277 Textabb. München 1938, Ernst Reinhard. Preis 4,90 RM.

Dieses wohlfeile, reich bebilderte Werk ist recht geeignet, dem Studierenden beim Festhalten und Vertiefen des in der Vorlesung Gehörten und Gesehenen zu helfen. Auch als Wiederholungsmittel für Prüfungszwecke ist es gedacht, ferner, durch Beigabe von Tabellen und Zahlenwerten, zur Unterstützung bei größeren physikalischen Arbeiten in der Praxis.

Diese lobenswerten Absichten des Buches können als durchaus gelungen betrachtet werden; es dürfte eine fühlbare Lücke auf dem Gebiete der physikalischen Studienmittel ausfüllen.

W. Hort, VDI.

¹⁾ τ errechnet aus der Höchstlast, dem Umfang der Druckplatte und aus der Plattendicke, $\tau_0 = \frac{Q}{b \cdot z}$ unter der Annahme, die Platte bestehe aus zwei Plattenstreifen, die eine Breite gleich der Breite der Lastfläche, vermehrt um die Plattendicke, aufweisen.

Polizeiverordnung über die bauliche Anlage, die innere Einrichtung und den Betrieb von Theatern, öffentlichen Versammlungsräumen und Zirkusanlagen und Polizeiverordnung über Errichtung und Betrieb elektrischer Anlagen. 7. Auflage der amtlichen Ausgabe unter Berücksichtigung der inzwischen veröffentlichten amtlichen Erlasse. VIII u. 102 S. Berlin 1938, Verlag von Wilh. Ernst & Sohn. Preis geh. 3 RM.

Die bekannte Polizeiverordnung ist hier in einer handlichen und übersichtlichen Ausgabe erschienen und enthält insgesamt 31 Runderlasse als Ergänzung der amtlichen Vorschriften. Besonders erwähnenswert sind die folgenden Erlasse:

Grundsätze für die Prüfung von technischen Bühnenvorständen, Verschiedene Runderlasse über Wanderzirkusse, über Lüftungsgrundsätze und Lüftungsregeln, Polizeiverordnung vom 15. 2. 1935 über Errichtung und Betrieb elektrischer Anlagen sowie die Grundsätze für die Durchführung dieser Polizeiverordnung.

Die Sammlung ist fortgesetzt bis einschl. 14. Mai 1937.

Die vorliegende besonders handliche und übersichtliche Ausgabe ist ein unentbehrliches Hilfsmittel für alle Behörden, Bühnen-Vorstände und entwerfenden Architekten, die sich mit den Fragen von Theatern, Versammlungsräumen und Zirkusanlagen zu beschäftigen haben.

Rendschmidt.

Müller, F. †, Prof., bearbeitet und ergänzt von Dr.-Ing. O. Fischer: Das Wasserwesen an der schleswig-holsteinischen Nordseeküste. II. Teil: Die Inseln. 3. Folge: Nordstrand. XVI u. 316 S. mit 31 Textabb. u. 7 Tafeln. Berlin 1936, Dietrich Reimer (Andrews u. Steiner). Preis geh. 11 RM.

Der erste Band „Alt-Nordstrand bis zur Zerstörung durch die Sturmflut im Jahre 1634“ der vorstehend genannten Schriftenreihe ist in Bautechn. 1937, Heft 27/28, S. 382, besprochen worden.

Die Buchreihe über die nordfriesischen Inseln hat nunmehr ihre Fortsetzung in einem zweiten Bande gefunden, in dem die Wiedergewinnung der heutigen Insel Nordstrand aus den vier sogenannten alten Kögen [Alter-Koog (Friederichs-Koog), Oster-Koog (Maria-Elisabeth-Koog), Neuer-Koog und Trendermarsch-Koog] des durch die Sturmflut im Jahre 1634 zerstörten südöstlichen Teils der Insel Alt-Nordstrand, die Ausdehnung über die alte Inselgrenze hinaus nach Osten durch die Eindeichung dreier neuer Köge (Elisabeth-Sophien-Koog, Morsum-Koog und Pohnshallig-Koog) und abschließend der in der Jetztzeit durchgeführte Anschluß der Insel an das Festland durch einen hochwasserfreien Damm eingehend dargestellt ist.

Im ersten Abschnitt des Buches, der die Zeit von 1634 bis zum Ausgange des 17. Jahrhunderts behandelt, werden die mit der Wiederbedeichung der alten Köge verbundenen außerordentlichen Schwierigkeiten geschildert, die infolge des Unvermögens der mittellosen und durch Abwanderung an Zahl stark verringerten Inselbewohner, die verlorene Scholle aus eigener Kraft wiederzugewinnen, erst durch die vom Landesherrn geförderte Heranziehung holländischer Unternehmer überwunden werden konnten.

Die den Holländern, Partizipanten genannt, für ihr Eingreifen vom Landesherrn zugestandene Rechte am Grund und Boden hatten schwere Benachteiligungen der Inselbewohner zur Folge, die völlig besitzlos und darüber hinaus fast rechtlos wurden, so daß sich mancherlei Gegensätze zwischen den Einheimischen und Fremden ergaben, die der Neubedeichung der Köge nicht förderlich waren. Erst 1654 konnte ein erster energischer Versuch zur Wiederbedeichung in größerem Umfange gemacht werden, der zur Rückgewinnung des Friederichs-Kooges führte. Ihm folgte die Gewinnung des Maria-Elisabeth-Kooges im Jahre 1657, des Trendermarsch-Kooges 1663 und des Neuen-Kooges 1691.

Im zweiten Abschnitt, der die Zeit vom Beginn des 18. Jahrhunderts bis zur Sturmflut 1825 umfaßt, wird zunächst über eine Reihe schwerer Sturmfluten zu Anfang des 18. Jahrhunderts berichtet. Die dadurch verursachten Deichschäden waren so groß, daß mehr von einer Wiederherstellung Nordstrands als von einer Instandsetzung der Deiche gesprochen werden konnte.

Nachdem die Deiche der alten Köge mit großer Umsicht und Sorgfalt bis zum Jahre 1718 wiederhergestellt waren, wurde 1739 die Bedeichung eines neuen Kooges, des Christian-Kooges, abgeschlossen. Das Jahr 1751 brachte jedoch erneut eine verhängnisvolle Sturmflut, die zu den schwersten zählte, die Nordstrand erlebte und die auch den neuen Christians-Koog stark in Mitleidenschaft zog. Seitdem vollzog sich eine Umwandlung der Besitzverhältnisse und damit zugleich ein grundlegender Wechsel im Bevölkerungsstamm insofern, als sich die wenigen einheimischen Nordstrander unter Aufgabe ihrer friesischen Eigenart mit den holländischen Einwanderern vermischten.

Der seit 1751 infolge mangelnder Mittel unbedeicht gebliebene und damit dem Angriff der Fluten schutzlos preisgegebene Christians-Koog konnte erst 1771 wiedergewonnen werden und wurde nunmehr Elisabeth-Sophien-Koog genannt. Der neue Koog wurde jetzt dauernd unabhängig von den vier alten Kögen.

Der dritte Abschnitt, der von 1825 bis zur Gegenwart reicht, beginnt mit der eindrucksvollen Schilderung der Helmsuchung der Insel durch die schwere Sturmflut von 1825. Die Folgen der Flut übten einen durchgreifenden Einfluß auf die weitere Gestaltung des Deichbaues, an dessen altüberlieferter Art die Nordstrander bisher hartnäckig festgehalten hatten, insofern aus, als diese sich Insonderheit nicht länger der Notwendigkeit einer Umgestaltung des Deichfußes in Form einer flach an-

steigenden Böschung an Stelle der steilen hölzernen Bollwerke verschließen konnten. Der Sicherung der der Insel vorgelagerten Wattflächen und des Quelleranwachses wurde ebenfalls erhöhte Aufmerksamkeit geschenkt und ließ den Bau von Bühnen und Lahnungen als eine wesentliche Vorbedingung für die Unterhaltung der Deiche erkennen.

Eine wesentliche Verbesserung der Deichsicherung ergab sich sodann aus der Einführung des Steindeckenbaues, der allerdings erst nach 1870 allgemein zur Anwendung gelangte.

Nach dem Übergang der Insel Nordstrand auf die preußische Verwaltung folgte 1866 die Bedeichung des Morsum-Kooges, durch die die Ausdehnung der Insel nach Osten eingeleitet wurde. Nachdem in den Jahren 1906 bis 1908 erstmalig ein Anschluß der Insel an das Festland durch einen Dammbau hergestellt war, schaffte dieser die Voraussetzungen zu einer Bedeichung der Pohnshallig in den Jahren 1920 bis 1925.

Abschließend wird dann über den Bau des hochwasserfreien Dammes Festland—Nordstrand in den Jahren 1933 bis 1935 berichtet, dessen Bedeutung in einer Förderung der Landgewinnungsarbeiten liegt und eine zukünftige Verbindung der Insel mit dem Festlande durch neue Köge erhoffen läßt.

Im vierten Abschnitt endlich wird über den geschichtlichen Aufbau der Gesetzgebung und Verwaltung der Insel in all den Gebieten berichtet, die mit dem Wasserwesen der Insel zusammenhängen.

Diese Inhaltsangabe läßt erkennen, wie in zäher, mühevoller Arbeit, trotz vieler Schwierigkeiten und mancher Rückschläge durch die Naturgewalten, nach und nach die jetzige Insel Nordstrand wiedergewonnen wurde. Dabei werden vom Verfasser die Entwicklung des Deichbaues und der Deichunterhaltung, die Gewinnung der Köge, wie überhaupt alle das Wasserwesen der Insel betreffenden Fragen an Hand zahlreicher Berichte, Chroniken und Verordnungen ausführlich behandelt, so daß man ein klares Bild über den Werdegang der heutigen Insel Nordstrand seit dem Jahre 1634 erhält. Zahlreiche Textabbildungen wie eine Anzahl Karten geben dem Leser einen guten Überblick über die Gestalt und den Zustand der Insel im Laufe der Zeiten.

Auch dieser Band wird daher dem am Küsten- und Inselfschutz wie an der Landgewinnung an der schleswig-holsteinischen Küste interessierten Personenkreis von großem Werte sein. Dr.-Ing. Hibben.

Blum, O.: Städtebau, Handbibliothek für Bauingenieure. II. Teil, 1. Band, 2. Aufl. VIII, 241 S. mit 143 Abb. Berlin 1937, Julius Springer. In Leinen 22,50 RM.

Die Beschäftigung mit den Grundlagen der Stadtentwicklung und ihrer Stellung in der völkischen Gesamtwirtschaft hat immer mehr zu der Erkenntnis geführt, daß der Städtebau viel mehr den sozialen, bevölkerungspolitischen, wirtschaftlichen und verkehrstechnischen Gegebenheiten unterliegt als der baukünstlerischen Gestaltung, die zwar nicht vernachlässigt werden darf, aber erst einsetzt, wenn der Aufteilungsplan in seinen Grundlagen entworfen ist. Die Bedeutung eines solchen Standpunktes kann man überzeugend aus dem Inhalte des Blumschen Buches gewinnen, das sich zum Ziele gesetzt hat, die Nachteile der in einem Industriestaate als unabänderlich hinzunehmenden Verstädterung durch die den menschlichen Bedürfnissen angepaßte Gestaltung zu mildern oder ganz auszugleichen. Wir finden daher in diesem Buch vier Hauptabschnitte: I. Die Grundfragen der Zusammenballung und Wiederauflöckerung; Das Großstadtproblem, II. Die allgemeine Lösung der Aufgabe, III. Die Hauptglieder des Stadtkörpers und IV. Der Verkehr.

Die beiden ersten Abschnitte behandeln die übergeordneten Gesichtspunkte, wie z. B. Größenordnung der Städte, mit der Feststellung, daß die Städte nicht die 500 000-Einwohner-Grenze zu überschreiten brauchen, Städtebau als Glied der Landesplanung, die Beachtung der natürlichen Verhältnisse und die Flächenverteilung — Industrie, Freiflächen und Geschäftsviertel.

Die beiden folgenden Abschnitte gehen dann auf die technischen Grundlagen ein, die Straßen als das Gerippe jedes Bauplanes, die Plätze und Freiflächen in ihrer Gesamtanordnung und Einzelbehandlung, das Wohnwesen, das Professor Dr. Vetterlein behandelt hat. Hier vermißt man Hinweise auf die Grundlagen und Bedeutung der Bauordnungen, Baustaffeln und Baublockgestaltung. Dafür wird auf die Gewerbegebiete mit ihren Eisenbahn- und Wasseranschlüssen besonders eingegangen, und auch die Ziele der Altstadtgesundheit in technischer wie wirtschaftlicher Hinsicht werden in maßvoller Weise besprochen.

Der Hauptteil des Buches ist dem Verkehr gewidmet, da er zur Stadtentwicklung geführt hat und dessen zweckmäßiger Ausbau als Güterverkehr, Personenverkehr im Fern- und Nahverkehr die Grundlage eines jeden Stadtorganismus bildet. Für die Stadtschnellbahnen bringt das Buch dann noch die technische Durchbildung.

Dem Kraftverkehr, als Einzelverkehr, wird, bei der Abwägung der Verkehrsmittel untereinander, wegen seiner geringen Leistungsfähigkeit und wegen des höheren Gefahregrades nur geringe Bedeutung bei der Lösung der städtischen Verkehrsaufgaben zugesprochen, dagegen auf die Belastung hingewiesen, die das Überhandnehmen des Kraftwagens den Gemeinden aufzwingt.

Die großen Erfahrungen des Verfassers, sein Weitblick, der erstaunliche Umfang des in dem Buch zusammengetragenen Stoffes, seine zuweilen scharfen Urteile, die mit immer noch bestehenden Unklarheiten und Verschwommenheiten im Städtebau aufräumen wollen, geben dem Buch einen so bedeutenden Inhalt, daß es in jede Stadtverwaltung und in die Hände jedes mit städtebaulichen Aufgaben betrauten Ingenieurs gehört, damit die vielen Fehler der Vergangenheit vermieden werden.

Dr. Neumann.

Jahrbuch für die Gewässerkunde Norddeutschlands, Abflußjahr 1935.

Herausgegeben von der Preußischen Landesanstalt für Gewässerkunde und Hauptnivelements. 342 S. und 4 Karten. Berlin 1937, E. S. Mittler & Sohn. Preis geh. 26 RM.

Im Rahmen der bisherigen Jahrbuchreihe ist der Band „Abflußjahr 1935“ herausgekommen. Die Veröffentlichung gibt mit ihrem reichen Material eingehende Aufschlüsse über die Abflußverhältnisse in der Zeit vom November 1934 bis einschließlich Oktober 1935. Sie behandelt in sechs Teilen das Memel-, Pregel- und Weichselgebiet, das Odergebiet, das Elbegebiet, das Weser- und Emsgebiet, das Rheingebiet und das Küstengebiet der Ost- und Nordsee. Eine Übersichtskarte für jedes Stromgebiet mit Eintragung der Pegelstellen vermittelt die notwendige Orientierung. Jeder Teil enthält das Verzeichnis der Pegel, deren Wasserstandsbeobachtungen veröffentlicht sind, die täglichen Wasserstände und die Häufigkeit der Wasserstände, dann die während des Abflußjahres vorgenommenen Abflußmengenmessungen mit Angabe der Wassermengen und mittleren Geschwindigkeiten, die Gefälleaufnahmen, Querschnittaufnahmen und Wassertemperaturen sowie Grundwasserstandsbeobachtungen.

Den Einzelbehandlungen der Stromgebiete ist eine allgemeine Übersicht über Eisverhältnisse, Niederschlag und Wasserstand im Vergleich zum langjährigen Mittel vorausgeschickt, um die allgemeine Charakteristik des Abflußjahres zu kennzeichnen. Schaubilder von Wasserstandganglinien ausgewählter Pegel verdeutlichen das Zahlenmaterial in sehr willkommener Weise. Durch weitere Schaubilder der Jahresmittel der Jahresreihe 1896 — 1935 wird der Zusammenhang mit den früheren Jahren hergestellt.

Die ausgezeichnete Anordnung des Zahlenmaterials und der vortreffliche Tabellendruck erleichtern den Gebrauch des Jahrbuches sehr und machen es zu einem willkommenen Nachschlagewerk und einem wertvollen Hilfsmittel auf dem Gebiete der Gewässerkunde.

Dr.-Ing. Düll.

Voellmy, A.: Eingebettete Röhre. Statische Untersuchung überschütteter Leitungen mit Berücksichtigung ihrer Elastizität. 151 S. mit 75 Textabb. Zürich u. Leipzig 1937, AG Gebr. Leemann & Co. Preis 6 RM. (Bildet Nr. 9 der Mitteilungen aus dem Institut für Baustatik an der Eidgen. Technischen Hochschule in Zürich.)

Eine neue Arbeit aus der Schweiz, die sich mit den volkswirtschaftlich sehr wichtigen Fragen des Rohrleitungsbaues befaßt, läßt die Erwartungen stets aufs höchste gespannt sein; hat doch dieses Land schon bisher eine Reihe wertvoller Beiträge zu diesem schwierigsten aller Ingenieurprobleme geliefert. Man erfährt auch tatsächlich beim Studium dieser Schrift keine Enttäuschung. Die Kosten, die in der Schweiz jährlich für den Bau von Betonrohrleitungen aufgewendet werden, lassen sich auf 50 bis 70 Mill. Fr. schätzen. Zur Beurteilung der Bruchsicherheit von Rohrleitungen ist es nötig, sowohl die Werkstoffeigenschaften zu kennen wie auch die Beanspruchungen des fertigen Bauwerks richtig einzuschätzen, wobei als Grundlage für die Bemessung die beim Scheiteldruckversuch ermittelte Biegefestigkeit gilt.

Bei vereinzelt aufgetretenen Rohrbrüchen hat man die Schuld in meist unbegründeter Weise dem Rohrwerkstoff zugeschoben, ohne zu berücksichtigen, daß man die auf unterirdische Leitungen wirkenden äußeren Kräfte bisher nur z. T. richtig einschätzen konnte. Leicht bestimmbar sind Eigengewicht, innerer und äußerer Wasserdruck, Temperaturkräfte und gelegentlich z. T. auch Auflasten auf in Gräben verlegte Röhre, wenn deren Lage und Richtung genau bekannt sind. Unsicher ist jedoch der äußere Erddruck und der Auflagergedruck des Rohres besonders in Anschüttungen und Dämmen¹⁾ Die an einer Rohrleitung dauernd wirkenden Erddrücke sind in hohem Maße abhängig von der Art und Lagerung der Bodenmassen, von ihrer Feuchtigkeit, Temperatur und ihren Erschütterungen, von dem federnden Verhalten der Röhre u. a. m. Da unsere Kenntnis der Bodeneigenschaften noch nicht genügt, um die außerordentlich verwickelten Zusammenhänge aller dieser Einflüsse rechnerisch zu erfassen und zu verfolgen, hat der Verfasser den in der Technik bewährten Weg eingeschlagen, auf Grund einfacher Annahmen das Grundsätzliche der statischen Verhältnisse klar zum Ausdruck zu bringen und einige für die Praxis kennzeichnende Folgerungen aus diesen vereinfachten Grundlagen mit Hilfe einer genügend genauen Erddruck-Meßdose versuchsartig nachzuprüfen.

Das 1. Kapitel befaßt sich mit der mathematischen Darstellung der Druckwirkung von Schüttungen unter der Annahme, daß das Bauwerk die gleiche Verformungsfähigkeit aufweist wie die umgebende Schüttung. Im 2. Kapitel wird die Beeinflussung des Erddrucks infolge des verschiedenen elastischen Verhaltens von Bauwerk und Schüttung sowie die ebenfalls vom Verformungszustand abhängige Wirkungsweise der Auflagergedrücke gezeigt. Das 3. Kapitel ist den Versuchen gewidmet, während im 4. Kapitel die Berechnungsverfahren für die Beanspruchung eingebetteter Röhre vereinfachend zusammengefaßt und an Beispielen erläutert sind.

Die Schrift wird jedem Ingenieur vorzügliche Dienste als Gesamtüberblick über die Frage des Erddrucks auf eingebettete Bauwerke leisten, also nicht nur für die Bemessung von Wasser- und Abwasserleitungen, sondern auch in bezug auf die Beanspruchung von Durchlässen, Dränleitungen, Kabelleitungen, Dückern, Stollen, Tunneln und deren Zimmerungen in losem Gebirge u. dgl. von Wert sein. Man darf diesem wissenschaftlich hochbedeutsamen und vorbildlich ausgestatteten Werk die weiteste Verbreitung wünschen.

Marquardt, München.

¹⁾ Marquardt, Beton- und Eisenbetonleitungen — ihre Belastung und Prüfung. Berlin 1934, Verlag von Wilh. Ernst & Sohn.

Müller, F. J., Prof., bearbeitet und ergänzt von Dr.-Ing. O. Fischer: Das Wasserwesen an der schleswig-holsteinischen Nordseeküste. II. Teil: Die Inseln, 4. Folge: Pellworm. XVI u. 402 S. mit 59 Textabb. u. 7 Karten. Berlin 1936, Dietrich Reimer (Andrews u. Steiner). Preis geh. 13 RM.

Die in der „Bautechnik“ bisher besprochenen beiden Bände über die durch die Sturmflut des Jahres 1634 zerstörte Insel „Alt-Nordstrand“ und die Wiedergewinnung der heutigen Insel „Nordstrand“ finden ihre Fortsetzung in einem dritten Bande, der die Entwicklung des durch die Sturmflut des Jahres 1634 abgetrennten südwestlichen Teils der Insel „Alt-Nordstrand“, der Pellwormer Harde, zur jetzigen selbständigen Insel „Pellworm“ schildert.

Das Buch ist in sieben Abschnitte unterteilt, von denen im ersten Abschnitt die in den Jahren 1635 bis 87 ausgeführte Wiederbedeichung der Pellwormer Harde behandelt wird. Bereits in dreijähriger Arbeit (1635 bis 37) gelang es, außer dem alten Kern der Harde, dem Großen-Koog, auch den nördlichen Teil des Alten-Kooges, den Mittelsten-Koog, den Kleinen-Koog und den Wester-Neuen-Koog — später Joh.-Heimrichs-Koog genannt — dem Meere zu entreißen.

Nach einer Zeit des Stillstandes wurde in den Jahren 1657 bis 87 die Wiedergewinnung des Kleinen-Norder-Kooges, des Wester-Kooges, des Süder-Neuen-Kooges, des Hunnen-Kooges, des Uetermacker-Kooges und des Großen-Norder-Kooges mit Erfolg betrieben.

Im Gegensatz zur Insel Nordstrand, bei der die Wiederbedeichung nur durch Heranziehung holländischer Unternehmer gelang, ist der Wiederaufbau der Insel Pellworm fast ausschließlich der Tatkraft der Inselbewohner zu verdanken.

Im zweiten Abschnitt wird über die Geschehnisse bis zu den Sturmfluten vom Jahre 1756 berichtet. Dieser Zeitabschnitt ist der Erhaltung und Sicherung der neubedeichten Insel gewidmet. Alle Maßnahmen wurden getroffen, um die den Angriffen der See besonders ausgesetzten Deiche zu sichern. Trotz aller Verbesserungen und Verstärkungen der Deichquerschnitte, bei denen die Pellwormer ebenso wie die Nordstrander zäh an den den Deichfuß sichernden Bollwerken festhielten, hatte eine von Beginn bis zur Mitte des 18. Jahrhunderts reichende Sturmflutreihe schwere Deichbeschädigungen und Ueberflutungen der Köge zur Folge. Nachdem diese Schäden nahezu beseitigt waren, richtete aber die folgenschwere Sturmflut von 1756 derartige Schäden auf der Insel an, daß diese auf Jahrzehnte hinaus in einer gefährdeten Lage blieb.

Der dritte Abschnitt gibt über die Veränderungen im Deichwesen wie in der Inselgestalt bis zum Ausgang des 18. Jahrhunderts Auskunft. Dazu gehört insbesondere die Umwandlung der bisher üblichen Einzeldeichwirtschaft (Privatdeichung) in eine gemeinsame Deichwirtschaft (Kommunondeichung), die im Anschluß an ein neues Deichreglement vom Jahre 1772 auf Verlangen der Regierung gegen den Widerstand der Inselbewohner zwar durchgesetzt wurde, nach kurzer Geltungsdauer aber wieder aufgehoben werden mußte.

Erst eine mit dem Jahre 1791 einsetzende Sturmflutreihe, durch die die Deichschäden einen derartigen Umfang erreichten, daß die Insel durch Ausdeichungen verkleinert werden mußte, hatten die Wiedereinführung der Kommunondeichwirtschaft zur Folge.

Im vierten Abschnitt wird über die Maßnahmen zur Erhaltung des bestehenden Zustandes in den Jahren von 1802 bis 1825 berichtet. Durch die Tätigkeit tüchtiger staatlicher Deichbeamten wurde der Bestand der Insel nicht nur erhalten, sondern sogar vermehrt. Die Verteidigung des Wattengebietes, die Verstärkung der Deiche und die Verbesserung der arg darniederliegenden Entwässerung der Köge wurde mit Nachdruck betrieben. Die Sturmfluten in diesen Jahren fügten der Insel keinen ungewöhnlichen Schaden zu.

Der fünfte Abschnitt beginnt mit einer ausführlichen Beschreibung der verheerenden Folgen der Februarflut des Jahres 1825, durch die nicht nur die Deiche weitgehend zerstört wurden, sondern auch die ganze Insel durch Überschwemmungen derart in Mitleidenschaft gezogen wurde, daß der Gedanke erwogen wurde, sie nur als unbedeichte Hallig weiter bestehen zu lassen. Die zur Wiederherstellung der Deiche erforderlichen Maßnahmen fanden großzügige staatliche Unterstützung und führten zur Aufhebung der bisherigen Kommunondeichung und Wiedereinführung der Privatdeichwirtschaft durch das Reglement vom Jahre 1830, das seine Gültigkeit nahezu unverändert bis zur Gegenwart behalten hat. Dank der Tätigkeit umsichtiger Deichbeamten und der Zähigkeit der Inselbewohner wurde die Bedeichung nicht nur mit Erfolg betrieben, sondern auch eine Verbesserung aller Verhältnisse auf der Insel erzielt. Ein durch die Sturmfluten der Jahre 1839/40 eingetretener Rückschlag führte zur erneuten Verstärkung der Deiche und zur Einführung des Steindeckenbaues, durch die den Angriffen des Meeres in Zukunft wirksam begegnet wurde.

Der sechste Abschnitt behandelt die Gestaltung der Verhältnisse seit dem Ausgang der dänischen Herrschaft und der Einverleibung der Insel Pellworm in Preußen bis zur Gegenwart, die als eine Zeit erheblichen Fortschrittes bezeichnet werden darf. Staatliche Beihilfen ermöglichten es, den begonnenen Steindeckenbau fortzusetzen und derart auszuweiten, daß die Inseldeiche durchweg an allen gefährdeten Stellen gegen die Angriffe der See ausreichend gesichert werden konnten. Die Verbesserung der Wattflächen wie die Erhaltung der Mitteldeiche wurde planmäßig betrieben, und eindeutige Abmachungen über das Eigentum und die Nutzung der Vorländer wie des Anwachsens wurden getroffen. Mit staatlicher Beihilfe wurde ferner eine gründliche Instandsetzung und Erneuerung der Pellwormer Entwässerungsanlagen durchgeführt und Pläne

für einen Dammbau nach Pellworm geschmiedet, deren Verwirklichung aber noch hinausgeschoben werden mußte.

Im siebenten Abschnitt werden, wie im letzten Abschnitt der vorhergehenden Bände, Gesetzgebung und Verwaltung dargestellt, soweit sie mit der Deichverwaltung und dem Entwässerungswesen der Insel Pellworm in Zusammenhang stehen.

Wenn es, wie aus vorstehender Inhaltsangabe ersichtlich, in langem, zähem und mühevollen, oftmals durch Rückschläge erschwerten Ringen mit den Naturgewalten gelang, die Insel Pellworm wieder aufzubauen, so gebührt daran das Verdienst in erster Linie den Inselbewohnern selbst, deren Liebe zur heimatlichen Scholle sie anspornte und ihnen immer wieder die Kraft gab, die ihnen gestellten Aufgaben anzugreifen und zu erfüllen. Aber auch der Staat erkannte frühzeitig die in der Erhaltung Pellworms liegende Bedeutung der Insel als Schutzwerk für das dahinterliegende Festland und unterstützte das Aufbauwerk in großzügiger Weise.

Durch viele Textabbildungen werden wichtige Bauvorgänge veranschaulicht; einige Karten geben einen ausreichenden Überblick über die Gestalt der Insel im Verlaufe der Jahrhunderte.

Auch dieser Band darf das lebhafteste Interesse aller an den Fragen des Küsten- und Insel-schutzes beteiligten Personen beanspruchen.

Dr.-Ing. Hibben.

Henn, W., Dr.-Ing.: Grundlagen der Wassermessung mit dem hydrometrischen Flügel. Mitteilungen aus dem Flußbau-Laboratorium der Technischen Hochschule Dresden. Mit einem Vorwort von Prof. Dr.-Ing. O. Kirscher. VDI-Forschungsheft 385. 22 S. mit 41 Abb. und 1 Zahlentafel. Berlin 1937, VDI-Verlag G. m. b. H. Preis geh. 5 RM.

Die hohen Anforderungen, die im neuzeitlichen Turbinen- und Pumpenbau hinsichtlich des zu erreichenden Wirkungsgrades gestellt werden, machen auch eine entsprechend genaue Bestimmung der sekundlichen Betriebs- und Förderwassermengen notwendig. Zweifel, die von manchen Seiten, namentlich in Amerika, bezüglich der Brauchbarkeit des hydrometrischen Flügels für solche genauen Messungen laut geworden waren, haben dazu Anlaß gegeben, in den deutschen hydrologischen Forschungsanstalten die Frage der Genauigkeit der Flügelmessungen und der Übertragbarkeit der Flügelgleichungen auf Wassermessungen eingehend zu prüfen.

Der Verfasser hat es unternommen, gestützt auf ein (in einem Anhang aufgeführtes) umfangreiches Schrifttum und auf bisher noch nicht veröffentlichtes Versuchsmaterial, die Grundlagen der Wassermessung mit dem hydrometrischen Flügel kritisch zu untersuchen. Im einzelnen behandelt die Schrift die Theorie des hydrometrischen Flügels, seine Eichung, die Frage der Übertragbarkeit der Flügelgleichungen auf Wassermessungen, die praktische Durchführung, die Fehlerquellen und die Genauigkeit von Flügelgleichungen, ferner den Einfluß der konstruktiven Ausbildung der Flügel, insbesondere der Flügelschaukel, der Lagerung der Flügelachse, der Beschaffenheit des verwendeten Öles, der Ausbildung der Kontakteinrichtung und der Befestigungsart.

Der Verfasser kommt zu dem erfreulichen Schluß, daß bei entsprechender Sorgfalt und Aufmerksamkeit die Flügelgleichung einwandfreie und zuverlässige Ergebnisse liefert, und daß auch die Übertragbarkeit der Eichungsergebnisse auf praktische Messungen unter gewissen Einschränkungen durchaus zulässig ist. (Bedenkliche Abweichungen ergeben sich dann, wenn die relative Geschwindigkeit zwischen Flügel und Wasser in der Nähe der — von der Tiefe des Gerinnes abhängigen — Wellenfortpflanzungsgeschwindigkeit liegt.) Wenn in Amerika ein Mißtrauen gegen Flügelmessungen besteht und anderen Verfahren vielfach der Vorzug gegeben wird, so liegt das hauptsächlich daran, daß der in Amerika vorwiegend verwendete Price-Flügel (ein dem Schalenkreuz-Anemometer ähnlicher Flügel mit senkrechter Achse) sich wesentlich anders verhält als der bei uns gebräuchliche Woltman-Flügel.

Die klar und übersichtlich gefaßte kleine Schrift wird sicher dazu beitragen, den guten Ruf, dessen sich die in Deutschland hergestellten Meßflügel im In- wie im Auslande schon seit langem erfreuen, zu erhalten und weiter zu festigen.

Gramberg.

Loos, W., Dr.-Ing. habil.: Praktische Anwendung der Baugrunduntersuchungen bei Entwurf und Beurteilung von Erdbauten und Gründungen. 3. Aufl. VIII, 204 S. mit 164 Abb. Berlin 1937, Julius Springer. Preis geh. 16,50 RM.

Das kleine Buch, dessen erste Auflage von mir in Bautechn. 1936, Heft 14, besprochen wurde, ist nach noch nicht 2½ Jahren bereits in dritter Auflage erschienen, ein Beweis, wie sehr das Werk einem Bedürfnis entgegenkam. Die Zahl der Ingenieure, die wenigstens über die allgemeinen Grundlagen der neuen Baugrundlehre sich unterrichten möchten, nimmt ständig zu, und diese Aufklärung bringt das Buch in sehr geeigneter Form. Wie sehr das ganze Wissensgebiet noch in der Entwicklung begriffen ist, geht daraus hervor, daß der Umfang um ein Drittel, die Zahl der Abbildungen und das Schrifttumsverzeichnis sogar um zwei Drittel vergrößert worden ist.

Dabei ist die Stoffbehandlung der bewährten Form der ersten Auflage treu geblieben. Die knappe Darstellung verleitet nicht zur selbständigen Lösung der aufgeworfenen Fragen bei oft nicht genügend umfassenden Kenntnissen, sie zeigt nur die zu beachtenden Möglichkeiten auf und verweist im übrigen auf die vorhandenen ausführlichen Quellen oder auf die Arbeit der Bodenprüfstellen, die wegen ihrer Einrichtungen und Erfahrungen noch weit mehr als bisher schon bei der Bauplanung in Anspruch genommen werden sollten.

Mund.

Schleusner, A.: Strenge Theorie der Knickung und Biegung, 1. Teil, 144 S., 26 Abb. Leipzig und Berlin, in Komm. bei B. G. Teubner. Preis kart. 6 RM.

Die Eulersche Knicklast P_E bedeutet für einen geraden, mittig mit ihr belasteten Stab die Last, bei der die Durchbiegung des Stabes aufhört, Null zu sein. Diese Grenzlast wird im allgemeinen unter Annahme einer Differentialgleichung bestimmt, in der man näherungsweise die zweite Ableitung der Durchbiegungen gleich dem reziproken Werte des Krümmungshalbmessers setzt. Diese Gleichung bleibt also streng richtig, solange der Krümmungshalbmesser als unendlich groß angenommen werden kann, was wiederum streng nur für einen unverbognen, also geraden Stab gilt. Die Gleichung gibt daher auch die Grenzlast, bei der der Stab aufhört, gerade zu bleiben, noch streng richtig an. Der oft aus ihr gezogene Schluß, daß der beliebig verbogene Stab sich unter dieser Last P_E in jeder Lage im indifferenten Gleichgewicht befinde, da die Durchbiegung einen unbestimmten Wert annimmt, ist jedoch irrig, da die vereinfachte Gleichung für den beliebig verbognen Stab nicht mehr gilt, weshalb auch für dessen Gleichgewichtszustand keine Aussagen von ihr erwartet werden können¹⁾. Der erwähnte Fehlschluß widerspricht auch der einfachsten Versuchserfahrung, etwa bei Belastung einer Reißschiene oder bei Herstellung eines Schließbogens; er ist auch von Euler selbst nicht gezogen worden. Es ist vielmehr bekannt, daß in Wirklichkeit für jede, P_E um ein geringes Maß überschreitende Last ein bestimmter Gleichgewichtszustand mit bestimmter Durchbiegung besteht, und daß bei Belastung mit P_E sich nur der gerade Stab im Gleichgewicht befindet.

Der Verfasser weist nun auf rein analytischem Wege nach, wie das durch Einsetzen des genauen Wertes für den Krümmungshalbmesser in die Differentialgleichung bestätigt wird. Zunächst werden aus der allgemeinen Lösung dieser genauen Differentialgleichung, die noch als Integrationskonstante den Kosinus des Neigungswinkels α der Tangente an die Biegelinie am Stabende enthält, Schlüsse auf die allgemeine Form der Biegelinie gezogen; sodann wird die Integrationskonstante bestimmt, womit die genaue Festlegung der Biegelinie unter bestimmten, P_E überschreitenden Lasten möglich ist. Die allgemeine Lösung erscheint in der Form eines elliptischen Integrals, dessen Integrationskonstante und damit die Elemente der Biegelinie, der Neigungswinkel ihrer Endtangente, die größte Durchbiegung, die Sehnenlänge und schließlich die vollständige Gleichung der Biegelinie durch Transformation des elliptischen Integrals auf die Normalform von Weierstraß ermittelt werden. Als größtmögliche Durchbiegung wird dabei der Wert 0,4032 l mit $\alpha = 113^\circ 49'$ unter einer Belastung von 1,75 P_E ermittelt. Schließlich werden noch einfache Näherungsformeln für die Integrationskonstante entwickelt, durch deren Anwendung sich die erwähnten mathematischen Schwierigkeiten vermindern lassen.

Der zweite Abschnitt behandelt den Stab, der außer der Achslast noch mit entgegengesetzt gleichen Momenten an seinen Enden belastet ist, wobei das Moment in der Form Pa ausgedrückt wird, also a den sogenannten Fehlerhebel bedeutet. Es gelingt dadurch, die Aufgabe im wesentlichen unter Benutzung der bisher entwickelten Grundgleichungen unter Einsetzung anderer Grenzen zu lösen und die Gleichung der Biegelinie zu bestimmen. Hierbei ergibt sich auf analytischem Wege, daß bei gleichem Neigungswinkel der Endtangente gegen die Stabachse die Durchbiegung der reinen Knickung, also für $a=0$, die größte aller möglichen Durchbiegungen ist. (Dazu sei bemerkt, daß das in einfachster Weise geometrisch aus dem Vergleich der zugehörigen Momentenflächen gefolgert werden kann.) Weiterhin wird nachgewiesen, daß die bei reiner Knickung ermittelte größte Durchbiegung von 0,4032 l auch beim Hinzutreten eines Fehlerhebels nicht überschritten werden kann, wenn auch die Biegelinie bei Annäherung des Neigungswinkels α an den Wert 2π sich in einer Schlinge überschlagen und schließlich gar die Form eines geschlossenen Kreises annehmen kann.

Im dritten Abschnitt wird das Hinzutreten einer Einzellast in der Mitte des Stabes senkrecht zu seiner Achse behandelt. Es entstehen dann für die beiden Stabhälften verschiedene Differentialgleichungen, im übrigen aber keine neuen Formen der Biegelinie, sondern es werden nur jeweils zwei kongruente Teilstücke der bisher bekannten Biegelinien mit stetiger, aber nicht differenzierbarer Krümmung in der Mitte zusammengefügt.

Der vierte Abschnitt behandelt noch die Verfahren von Trefftz und Reißner, letzteres jedoch im Gegensatz zu Reißner in analytischer Darstellung.

Die Abhandlung gibt für die besprochenen Belastungsfälle in rein analytischer Darstellung ein erschöpfendes Bild der Biegelinien weit über die Grenzen der eigentlichen Knickung hinaus bis zur Schlingenverformung eines hinreichend elastischen Stabes. Die oft nicht gerade einfachen mathematischen Ableitungen sind, soweit sie nicht in der Abhandlung selbst entwickelt werden, durch Angabe der einschlägigen Quellen belegt. Im Gegensatz zu der in der Praxis üblichen Auffassung des Knickungsganges als Stabilitätsproblem behandelt ihn diese rein wissenschaftliche Darstellung als Stabilitätsproblem, indem sie die durch die einzelnen Belastungen bedingten Biegelinien ableitet, woraus dann die

¹⁾ Daß Angaben hierüber trotzdem unter Zuhilfenahme des Vergleiches der äußeren und der inneren Arbeit bei beliebiger Verbiegung des Stabes möglich sind, wurde von Hertwig bei der Tagung des Deutschen Stahlbauverbandes im Oktober 1937 in Berlin bei einem Vortrage in einfacher, anschaulicher Weise gezeigt.

Beanspruchung und Tragfähigkeit des Stabes in einfachster Weise gefolgert werden kann. Unmittelbare Kriterien dafür, wann der Stab aufhört, stabil zu sein, können daher nicht erwartet werden, weil eine unbedingte Labilität, von Ausnahmefällen abgesehen, gar nicht eintritt. Wenn (S. 75) ermittelt wird, daß der mit $1,2 P_E$ mittig belastete Stab seine

Gleichgewichtslage bei einer Durchbiegung von $\frac{162}{400} l$ einnimmt und daß,

selbst wenn diese Last mit einem Fehlerhebel von $\frac{1}{40} l$ angreift, der Stab bei einer Durchbiegung von $\frac{178}{400} l$ im Gleichgewicht ist, so sind das

Verformungen, die in der Praxis höchstens bei Federn möglich sind. Im übrigen ergibt sich nach den entwickelten Formeln 44 und 45, daß der rein mittig belastete Stab bereits bei einer Belastung mit $1,01 P_E$ bei einer Durchbiegung von $0,093 l$ seine Gleichgewichtslage einnimmt. Es ist also selbstverständlich, daß selbst bei einer Überschreitung von P_E um nur 1% ein Stab als Tragglied eines Bauwerks versagen muß und daß der Fall wirklicher Labilität sehr bald nach Überschreitung der Knicklast infolge Erreichung der Fließgrenze eintritt. Es bleibt daher für die Praxis berechtigt und zweckmäßig, die „Knicklast“ als äußerste Grenze der Stabilität anzunehmen, die sich nach den bekannten Verfahren streng richtig ergibt, wenn auch die Annahme unmittelbar darauf folgender Labilität streng wissenschaftlich nicht haltbar ist. Hierauf hat bereits Zimmermann mit Recht hingewiesen²⁾. Auch für den mit Momenten oder senkrecht zur Achse belasteten, im übrigen auf Knicken beanspruchtem Bauwerkstab können Verbiegungen der vorhin erwähnten Größenordnung praktisch nicht in Frage kommen, und auch hier bleibt die „Knicklast“ die äußerste Grenze der Tragfähigkeit mit der Nebenbedingung, daß die gesamte Beanspruchung keine bleibenden Formänderungen bedingt und vor allem die Fließgrenze nicht erreicht, die eben in allen Fällen das Kriterium des wirklichen Labilitätsfalles bedeutet.

Trotzdem kann auch dem Praktiker das Studium der Abhandlung zur Vertiefung des Verständnisses für den Knickvorgang nur wärmstens empfohlen werden. Er wird darin schließlich die Berechtigung seiner üblichen Annahmen nur bestätigt finden.

Dr.-Ing. Krabbe.

Die Wasserversorgung. Von Dr.-Ing. ehr. Joseph Brix, Geh. Regierungsrat, Prof. an der Technischen Hochschule Berlin; Dipl.-Ing. Hermann Heyd, Studienrat an der Höheren Technischen Staatslehranstalt für Hoch- und Tiefbau, Erfurt, und Dr.-Ing. Hans Gerlach, Zivilingenieur, zur Zeit Assistent an der Technischen Hochschule Berlin. München u. Berlin 1936, R. Oldenbourg, München I. Band I: Grundlagen der Wasserversorgung, 151 S., 64 Abb. Preis brosch. 8 RM. Band II: Berechnung, Bau und Betrieb der Wasserwerke, 159 S., 46 Abb., 62 Zahlentafeln. Preis brosch. 8 RM. Beide Bände in Ganzleinenband gemeinsam 18,50 RM.

Alle, die Wasserversorgungsanlagen von der Gewinnung des Wassers an bis zu dessen Verbrauch zu planen, zu bauen und zu betreiben haben, werden das zweibändige Werk als Leitfaden begrüßen. Mit den Ansprüchen an den Wasservorrat sind im Laufe der letzten Jahrzehnte auch die technischen Aufgaben gewaltig gewachsen. Sie hätten nicht gelöst werden können, wenn nicht gleichzeitig neue Erkenntnisse hinzugekommen wären, die zu neuen Verfahren z. B. bei der Gewinnung, Reinigung und Fortleitung des Wassers geführt und ihre Probe mehr oder weniger gut bestanden haben. Es war deshalb durchaus angebracht, die nicht mehr ganz der Neuzeit entsprechenden Bücher dieses lebenswichtigen Fachgebietes um ein weiteres Werk zu vermehren und sie somit gleichzeitig zu ergänzen.

Es ist dies in knappster Form sehr zum Vorteil großer Übersichtlichkeit und Klarheit geschehen, wenn auch dadurch auf manches verzichtet werden mußte. Das Werk eignet sich aber doch zweifellos dazu, den Lernenden das Wesentliche zu vermitteln. Dem Fachmann, der zu planen oder einen Wasserwerksbetrieb zu leiten hat, wird das Buch eine willkommene Unterstützung bei der Arbeit sein und ihn auf den Weg zu tieferen und neuen Erkenntnissen führen.

Mit großem Geschick bringt der erste Teil (Bd. I) mehr die wissenschaftlichen Grundlagen, der zweite Teil (Bd. II) trägt den praktischen Bedürfnissen Rechnung. Ein sehr reichhaltiges Schrifttumverzeichnis im Band I schließt die bei knapper Darstellung unvermeidbaren Lücken.

Dem Verlag muß für die wiederum mustergültige Druck- und Bildausstattung auch noch die Anerkennung gezollt werden. Beger, Breslau.

Endell, Loos, Meischer, Berg. Über Zusammenhänge zwischen Wasserhaushalt der Tonminerale und bodenphysikalischen Eigenschaften bindiger Böden. Veröffentlichung des Instituts der Deutschen Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik (Degebo) an der Techn. Hochschule Berlin, Heft 5. 24 S., 22 Textabb. Berlin 1938, Julius Springer. Preis geh. 4 RM.

Die Arbeit berichtet über Versuche, die mit Gemischen aus verschiedenen Tonmineralien (Glimmer, Kaolin, Ca-Bentonit und Na-Bentonit) und Quarzmehl und mit natürlichen Böden ausgeführt sind. Durch die Versuche sind in üblicher Weise als Kennziffern der Gemische und der Böden die Fließ- und Ausrollgrenze, die Reibungsziffer, die Verdichtungsziffer, die Durchlässigkeit und die Kornverteilung ermittelt. Außerdem

ist mit dem sogenannten Enslin-Gerät die Wasserverbindung und die Geschwindigkeit der Wasseraufnahme gemessen worden. Durch Röntgenuntersuchung wurde der Anteil der verschiedenen Mineralien an der Zusammensetzung der natürlichen Böden ermittelt.

Alle Versuche ergeben übereinstimmend eine gleichmäßige Änderung der Kennziffern mit dem Gehalt an Quarz und Tonmineralien und mit der Beschaffenheit dieser Tonmineralien selbst. Diese Abhängigkeit wird erklärt mit der verschiedenen Wasserbindfähigkeit der Tonminerale. Während feines Quarzmehl mit einer Korngröße von $0,001 \text{ mm}$ (1μ) an Wasser etwa $\frac{1}{3}$ seines Trockengewichts bindet, bindet Ca-Kaolin etwa $\frac{2}{3}$, Ca-Bentonit das Dreifache und Na-Bentonit das Siebenfache des Trockengewichts. Die Länge und Breite der Tonblättchen kann dabei sowohl für Kaolin wie für Bentonit mit $0,0001$ bis $0,0002 \text{ mm}$ (100 bis $200 \mu\mu$) angenommen werden, die Dicke der Tonblättchen beträgt etwa $0,00002 \text{ mm}$ ($20 \mu\mu$). Bei etwa gleichen Korngrößen der Tonblättchen haben die Na-Bentonite der größeren Wasserbindung entsprechend dickere Wasserhüllen und füllen infolgedessen bei Mischung mit Quarzmehl die Hohlräume zwischen den Quarzkörnern eher aus als die weniger Wasser bindenden Tonmineralien, so daß das Gemisch erheblich wasserreicher ist.

Aus der verschiedenen Wasserbindung erklären sich die Unterschiede in der Reibungsziffer der Tonböden. Wenn auch die Form der Bodenteilchen von Einfluß ist (die kantigen Quarzkörner gleiten schwerer aneinander als die Tonblättchen), so ist doch nach den Versuchen entscheidend die Wasserhülle der Teilchen, die um so stärker als Schmierfilm wirkt, je dicker sie ist. Infolgedessen fällt die Reibungsziffer mit dem Gehalt an Quarz, aber auch innerhalb der Tonmaterialien vom Kaolin zum Na-Bentonit.

Die wichtigsten praktischen Ergebnisse sind die folgenden. Bei natürlichen Böden steigt die Rutschgefahr infolge der Verringerung der inneren Reibung mit dem Wasserbindevermögen; erschwerend kommt hinzu, daß die Böden mit höherer Wasserbindung stärker quellen und undurchlässiger sind. Die Setzungen unter Bauwerkslasten dauern bei den Böden mit höherer Wasserbindung infolge der geringeren Durchlässigkeit länger und sind gleichzeitig stärker, weil mehr Wasser ausgepreßt wird. Endlich nehmen die Frosthebungen des Tonbodens mit der Wasserbindung zu, da größere Wassermengen gefrieren, andererseits wird aber infolge der geringeren Durchlässigkeit der Wassernachschub aus dem Grundwasser geringer.

Man wird wohl künftig das von O. Schmidt angegebene, von Enslin beschriebene Gerät zur Bestimmung der Wasserbindung in die Reihe der gebräuchlichen bodenphysikalischen Versuchsgeräte aufnehmen, da es die Ermittlung brauchbarer Kennziffern in verhältnismäßig einfacher Weise ohne den für Scher- und Druckversuche nötigen Zeitaufwand gestattet. Über diesen Erfolg hinaus bedeuten die Versuche einen wichtigen Fortschritt in der Erforschung der Tonböden, der eine sichere Grundlage zu weiteren Arbeiten schafft.

Lohmeyer.

Frick, O.: Prof.: Baustoff-Lexikon. 2. Aufl. 137 S. Leipzig 1938, Dr. Max Jänicke. Preis kart. 3,20 RM.

Die zweite Auflage dieses bereits bei seinem Erscheinen an dieser Stelle¹⁾ gewürdigten kleinen Werkes weist gegenüber der Erstbearbeitung eine Reihe von Ergänzungen auf. Namentlich wurden die neuen Austauschstoffe berücksichtigt und auf die z. Z. bestehenden Verwendungsverbote hingewiesen. Für eine neue Auflage dürfte es sich empfehlen, noch etwas mehr auf die auch für das Bauwesen stetig an Bedeutung gewinnenden Leichtmetalle und -legierungen einzugehen, also z. B. neben dem Elektron auch das Magnewin zu behandeln und die Oberflächen-schutzverfahren der Nichtisenmetalle gleichfalls zu berücksichtigen.

Das kleine Werk verdient in seiner klaren Übersichtlichkeit und Andordnung Empfehlung.

Sinner.

Handbuch der Arbeitstechnik. Heft 1: Arbeits- und Gerätekunde. Herausgegeben von der Reichsleitung des Arbeitsdienstes und vom Reichskuratorium für Wirtschaftlichkeit. 110 S. mit 155 Abb. u. 11 Musterblättern. Leipzig u. Berlin 1937, B. G. Teubner. Preis kart. 1,60 bis 1,20 RM (Staffelpreise).

Das in Einzelheften herausgegebene Handbuch soll ein Lehrmittel für den Unterricht in den Führerschulen des Arbeitsdienstes sein. Der Inhalt des vorliegenden ersten Heftes gliedert sich wie folgt: Arbeitsregeln, Heben und Tragen von Lasten, Handhabung und Instandhaltung von Spaten, Schaufel und Hacke, Rasenarbeiten, Schubkarre und Feldbahn im Förderbetrieb, Wasserhaltung (Schöpfen und Pumpen), Musterblätter, Unfallverhütungsvorschriften. Die Anweisungen sind leichtverständlich in Wort und Bild gegeben und zeugen in allen Einzelheiten von gediegenen praktischen Erfahrungen. Sicherlich wird das Büchlein den ihm zugedachten Zweck durchaus erfüllen; es kann aber auch unseren jüngeren Bauführern bei Erdarbeiten gute Dienste leisten.

C. Kersten.

¹⁾ Bautechn. 1936, Heft 27, S. 402.

INHALT: Die Verbesserung der Vorflut in der unteren Oder. — Das Werrabauwerk bei Hann.-Münden. — Fahrbahnen der Straßenbrücken. — Bücherschau.

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

²⁾ Zimmermann, Lehre vom Knicken auf neuer Grundlage. S. 5. Berlin 1930, Verlag von Wilh. Ernst & Sohn.