

DIE BAUTECHNIK

16. Jahrgang

BERLIN, 21. Oktober 1938

Heft 45

Alle Rechte vorbehalten.

Die Verbesserung der Vorflut in der unteren Oder

nach dem Gesetz vom 4. August 1904.

Von Oberregierungs- und -baurat i. R. Ostmann, Berlin, und Regierungsbaurat Keil, Münster i. W.

III. Bauwerke.^{*)}

A. Allgemeines.

Das Tal der unteren Oder bildet seiner ganzen Entstehung nach ein Beispiel für eine ausgesprochene Deltaflußmündung. Infolge der außerordentlich verlangsamten Fließgeschwindigkeit unterhalb Hohensaathen, die zeitweise infolge auflandiger, d. h. von der Ostsee und vom Haff her wirkender Winde (vor allem Nord- und Nordwestwinde) fast ganz aufgehoben wird, hat der Fluß im Laufe der Jahrhunderte seine Sink- und Schwebstoffe in dem 2 bis 3 km breiten Mündungstal in beträchtlicher Stärke abgesetzt und sich in zahllosen Windungen und vielen Armen durch diese Alluvialschichten Wege für den Abfluß gesucht, die ständigen Änderungen unterworfen waren. So ist es zu erklären, daß über den festen Sandschichten des Diluviums sich eine Torf- und Schlickschicht abgelagert hat, die von Süden her (Hohensaathen) bis zum Haff immer stärker wird und in ihrer Zusammensetzung nach Dichte und Festigkeit sehr ungleichmäßig, und dazu mit zahlreichen Nestern von Sand, Steingeröll u. dgl. durchsetzt ist. Diese Einsprengungen kamen für die Gründung von Bauwerken ebensowenig in Frage wie die Schlick- und Torfschichten selbst. Hinzukommt, daß diese torfigen Bodenschichten fast überall durchsetzt sind mit Pflanzenresten, die noch in der Verwesung begriffen sind, und daß daher überall mit auftretenden Moor- und Humusäuren gerechnet werden muß, die für den Bestand der Bauwerke gefährlich werden können. Für die Neubauten und ihre Unterhaltung mußten daher beim Bau Vorkehrungen getroffen werden, die diese nachteiligen Einwirkungen mit Sicherheit ausschließen.

Bei der tiefen Lage des festen Baugrundes, die im nördlichen Teile des Odertals, d. h. wenige Kilometer oberhalb Stettin 10 bis 12 m unter Gelände, ja, stellenweise noch mehr betrug, war es fast in allen Fällen ausgeschlossen, die Bauwerke unmittelbar auf den tragfähigen Boden zu setzen. Man bedurfte vielmehr stets eines übertragenden Zwischengliedes, das je nach den vorliegenden Verhältnissen, nach dem Zweck des Bauwerks und dem beabsichtigten wirtschaftlichen Ergebnis verschieden ausgebildet wurde. In der Regel konnten kieferne Pfähle als die technisch zweckmäßigste und wirtschaftlich günstigste Art der Übertragung der Bauwerkslast auf den guten Baugrund angesehen werden. Mehrfach, wie bei den Brücken über den Hohensaathener Vorfluter, wurden auch Senkbrunnen angewendet, in Einzelfällen, wie bei den Stropfweilern der Greifenhagener und Mescheriner Brücke über die Ost- und Westoder, mußte zur Luftdruckgründung geschritten werden, weil größter Wert darauf gelegt werden mußte, diese wichtigen Bauwerke einwandfrei und standfest ohne Zwischenfälle auf den tragfähigen Baugrund hinabzuführen. Einmal wegen der im Boden zu erwartenden Hindernisse, bestehend in Resten von alten Brückenübergängen, anderseits weil die Störungen, die für den Baubetrieb aus dem Wechsel der Wasserstände und dem Schiffahrtbetrieb zu besorgen waren, mit dieser Bauweise von festen Gerüsten aus am leichtesten auszuschließen waren.

B. Die Bauwerke selbst.

Da für die Verteilung der dem Odertal zufließenden Wassermengen und für die Regelung der Wasserwirtschaft im Oderbruch und im unteren Odertal die Wehranlagen von der maßgebendsten Bedeutung sind, soll ihre Anlage in erster Linie gewürdigt werden. Ihnen mögen sich dann die Verkehrsanlagen für den Wasserverkehr (Schleusen) und für den Landverkehr (Brücken) und zum Schluß die der Wasserbewirtschaftung dienenden und den Wirtschaftsverkehr vermittelnden Bauwerke anreihen.

I. Wehranlagen.

a) Das Wehr bei Hohensaathen.

Friedrich der Große hatte mittels der Durchstechung der Neuenhagener Höhe (oberhalb Hohensaathen) der Oder in den Jahren 1746 bis 1753 ein neues Bett gegeben und die Oder von Güstebiese bis Oderberg (am linken Ufer) und bis Neu-Tornow am rechten Ufer eindeichen lassen. In Verfolg dieser Kulturarbeiten war schließlich im Jahre 1832

die Alte Oder bei Güstebiese abgesperrt worden⁴⁾. Dadurch wurde der Rückstau für das Oderbruch von Oderberg nach Hohensaathen, d. h. 7 bis 8 km weiter nach unterhalb verlegt. Da die Alte Oder auf dieser Strecke jedoch nur ein sehr geringes Gefälle hatte, so war der dadurch erzielte Gewinn für das Oderbruch nicht allzu groß, zumal eine Hebung der Wasserstände unterhalb Hohensaathen festgestellt werden konnte, die wohl nicht mit Unrecht auf die im Laufe der Jahrzehnte von der Oder aus dem Oderkanal Güstebiese—Neu-Glietzen mitgeführten und weiter unten abgelagerten Sandmassen zurückgeführt wurde. Der Preußische Staat mußte wohl oder übel, wenn die im Oderbruch durch die früheren Maßnahmen erschlossene Kultur fühlbar gefördert werden sollte, dieses, besonders in seinen nördlichen, tiefer gelegenen Teilen, vor dem Rückstau der Oderhochwasser schützen. Das geschah durch die in den Jahren 1848 bis 1860 ausgeführten Maßnahmen, durch die die Alte Oder bei Hohensaathen völlig abgesperrt und der Rückstau für das Oderbruch durch Fortsetzung der linksseitigen Eindeichung der Oder über Hohensaathen hinaus bis nach Stützkow, d. h. rd. 17 km weiter nach Norden (stromab), verlegt wurde. Zu diesem Zweck mußte im Schutze des neuen Deichs ein Entwässerungsgraben von Hohensaathen bis in die Alte Oder bei Crieven in einer Länge von 19 km geführt werden. Dieser Graben wurde am westlichen Rande des Odertals entlang geführt, mußte jedoch mehrfach in den Höhenrand eingeschnitten werden. Damit das zwischen Deich und Vorfluter liegende Stolper Bruch gleichzeitig gegen den Rückstau der Oder geschützt wurde, wurde der neue Oderdeich von Stützkow nach Hohensaathen am rechten Ufer des neuen Vorflutkanals als Rückstauedeich entlang geführt. Dadurch wurde der Lunow-Stolper Polder geschaffen.

Durch den neuen Deichzug wäre die Schiffahrtverbindung des Finowkanals mit der Oder unterbrochen worden, wenn nicht gleichzeitig oberhalb von Hohensaathen in den Jahren 1856 bis 1858 eine Schiffschleuse von Finowmaß in den Deich eingebaut worden wäre. Da nun aber auch anderseits dafür gesorgt werden mußte, daß die Schiffahrt zwischen Liepe und Hohensaathen jederzeit, also auch bei niedrigen Oderwasserständen, wo nur ein geringer Rückstau von Stützkow bis Hohensaathen und Liepe zu erwarten war, aufrechterhalten werden konnte, wurde gleichzeitig am oberen Ende des neuen Vorflutkanals ein Wehr angelegt, das zugleich verhindern sollte, daß bei schnell wechselnden oder hohen Oderwasserständen der Rückstau von Stützkow her sich für das Oderbruch schädlich auswirken konnte. Das Bauwerk mußte also doppelt wirkende Verschlussvorrichtungen erhalten. Diese bestanden einmal in nach unterhalb sich öffnenden Stemmtoren, die bei zunehmendem Rückstau sich von selbst schlossen; anderseits konnte bei fallendem Binnenwasser durch Einsetzen von Schützen das Binnenwasser im Polder bis zu der für die Schiffahrt erwünschten und für die Polderflächen unschädlichen Höhe zurückgehalten werden. Diese Schützvorrichtung sollte gleichzeitig eine gefährliche Durchströmung des Vorflutkanals verhindern, wenn etwa bei einem Deichbruch zwischen Lebus und Neu-Glietzen große Wassermengen in das Bruch einströmten. Das Wehr und der Vorfluter gingen, da sie lediglich dem Oderbruch dienten, in Eigentum und Unterhaltung des Deichverbandes für das Oderbruch über.

Da die aus dem Oderbruch abfließenden Binnenwassermengen bis zu 15 m³/sek betragen konnten und da dafür gesorgt werden mußte, daß nach zeitweiliger Absperrung des Oderbruchs infolge rückstauenden Hochwassers die im Bruch angesammelten Wassermengen möglichst schnell abgeführt wurden, gab man dem Vorflutkanal eine Sohlenbreite von 22,5 m (72 Fuß) und dreifache Böschungen. Nur unterhalb des Wehrs und bei Durchstichen und Anschneldungen des Höhenrandes wurde der Querschnitt mit einer Sohlenbreite von 30 m (96 Fuß) und mehrfachen 0,63 m (2 Fuß) breiten Bermen in den Böschungen hergestellt, damit bei etwaigen Rutschungen die Vorflut nicht in Frage gestellt wurde. Man hatte bereits damals in Erwägung gezogen, diesen Vorflutkanal gegebenenfalls als Schiffahrtstraße auszubauen.

^{*)} Fortsetzung aus Heft 35, S. 448. Vgl. auch die Lagepläne in Heft 23/24, S. 287.

⁴⁾ Z. f. Bauw. 1862, Sp. 326 ff.



Abb. 6.

Entsprechend diesem reichlichen Kanalquerschnitt erhielt das Wehr eine Gesamtlichtweite von 32 m, die auf sechs Öffnungen von je 5,34 m unterteilt wurde (Abb. 6); die Wehrsohle wurde auf 2 Fuß unter Pegel Null gelegt, d. h. auf etwa NN - 0,50. Als Mindeststau wurde bereits damals der noch heute gültige Wasserstand von + 1,26 m a. P. Hohensaathen = NN + 1,40 festgesetzt. Dieser Wasserstand wurde vor allen Dingen auch deshalb für nötig gehalten, weil der Unterdempel der nächsten Finowkanalschleuse bei Liepe nur 16 cm unter Null des Hohensaathener Pegels lag und somit bei diesem Wasserstande gerade den damals zulässigen Tiefgang von 4 Fuß (= 1,26 m) gestattete.

Der Wehrkörper selbst, der auf dem aus festem Letten bestehenden Untergrunde lag, war 14 m breit (wegen der doppelten Verschlüsse), aus Mauerwerk in Zementmörtel zwischen hölzernen Spundwänden von 16 cm Dicke und 6,3 m Länge ausgeführt. Die Höhe der Stemmtore bestimmte sich nach dem Maße des zu erwartenden Rückstaues; ihre Oberkante wurde daher auf 5,80 m a. P. zu Hohensaathen = NN + 5,94 gelegt.

Die einzelnen Öffnungen wurden durch je fünf Setzpfosten in je sechs Öffnungen unterteilt. Die 0,9 m breiten Schütztafeln wurden ebenso wie die hölzernen Setzpfosten von 22/24 cm Querschnitt von einer fahrbaren Bockwinde, die oben auf der hölzernen 6,5 m breiten Bedienungsbrücke auf Schienen lief, eingesetzt und herausgehoben⁵⁾.

Dieses veraltete Wehr mußte aus Anlaß der Oderregulierungsarbeiten aus zwei Gründen beseitigt werden. Einmal lag es ungünstig zur neuen Schifffahrtsstraße, die im Zuge des Hohenzollernkanals nach der neuen Ostschleuse zur Stromoder geführt werden mußte, und mit der im Zusammenhang die Westschleuse die Verbindung nach dem Vorflutkanal herstellen sollte. Andererseits hatte man im Laufe der Jahrzehnte erkannt, daß der Fachbaum mit seiner Höhenlage von NN - 0,50 m zu hoch lag; dies um so mehr, wenn bei den künftig stark gesenkten Wasserständen nach längerer Absperrung des Oderbruchs durch rückstauendes Hochwasser das im Polder angesammelte Wasser schnell abgeführt werden sollte. Das neue Wehr erhielt daher eine Tiefenlage der Sohle von - 1,60 a. P. und konnte infolgedessen in seinen Breitenabmessungen bis auf das Maß von 22,5 m Lichtweite eingeschränkt werden. Um nicht zu viel Erdarbeiten und Kosten entstehen zu lassen, wurde es unmittelbar neben die Westschleuse gelegt (Abb. 7), so daß der Wehrkanal und die Kammer der Westschleuse nur durch einen 5 m breiten Betondamm mit Erdfüllung getrennt waren; um die Schifffahrt durch die am Wehr entstehende Strömung besonders von oberhalb her nicht zu sehr in Mitleidenschaft ziehen zu lassen, wurde die Wehrachse etwa 40 m oberhalb der Außenkante des Unterhauptes der Westschleuse angeordnet. Der Wehrkörper ist aus Beton von 1,8 m Dicke in 5,8 m Breite zwischen hölzernen Spundwänden hergestellt, die noch 1,8 m unter Betonunterkante reichen. Die Wehrschwelle selbst wird aus Granitquadern gebildet, auf die sich die eisernen Schütze mit einer Holzleiste aufsetzen. Die Unterteilung der Gesamtlichtweite von 22,5 m in drei Öffnungen von je 7,5 m Weite ist mittels zweier Zwischenpfeiler vorgenommen worden. Diese tragen zwei Bedienungsbrücken; eine in Form von zwei je 0,6 m breiten Stegen oberhalb und unterhalb der Schütze etwa in Geländehöhe (NN + 3,60), die gleichzeitig Höhe der Schleusenplattform ist, und eine zweite in Höhe von NN + 7,40, d. i. in der Oberkante der Wehrpfeiler. Diese Bauweise, die die doppelte Durchbrechung der bis unter die obere Brücke hoch-

geführten Pfeiler bedingte, hat sich als unzweckmäßig erwiesen. Die Pfeiler haben durch die Schwächung infolge der Öffnungen und den Gewölbeschub im oberen Teil starke Risse erhalten, so daß sie mit eisernen Bändern zusammengehalten werden müssen. Ihr Ersatz durch eine andere Bauweise (Stahl) wird wahrscheinlich nur eine Frage der Zeit sein.

Die Schütze bestehen aus 8,28 m breiten 3 m hohen eisernen Blechtafeln, die ihren stromab liegenden, nach oben und unten abgesteiften Hauptträger in 0,8 m über der Unterkante tragen (Abb. 8). Sie hängen in Gallschen Ketten und werden mittels Winden von der oberen Bedienungsbrücke aus gehoben und gesenkt. Sie werden auf der Sohle und in den Seitennischen durch Holzleisten gedichtet. Damit die Möglichkeit gegeben ist, etwa noch über die Schützoberkante NN + 1,40 m zurückstauendes Wasser in den Sommermonaten vom Oderbruch fernzuhalten, und damit andererseits verhindert werden kann, daß, wenn einmal ein Aufstau in den Oderberger Gewässern eingetreten ist, der Abfluß nachher zu schnell vor sich geht und der Vorfluter von zu großen Wassermengen durchströmt wird, kann der Verschuß durch Aufsetzen von Wehrnadeln erhöht werden. Und zwar muß diese Erhöhung aus den soeben dargestellten Gründen sowohl nach unterhalb wie nach oberhalb geschehen können. Zu diesem Zweck sind die unteren Bedienungsstege gleichzeitig als Lehnen für einen Nadelverschluß ausgebildet, der seinen Fuß in den Flanschen des oberen Trägers der Schütztafeln erhält (s. o.). Damit die Nadeln von den beiden Stegen aus auch eingesetzt werden können, mußten die Stege frei bleiben von allen sonstigen Bedienungseinrichtungen, vor allem von den Winden für die Bedienung der Schütze selbst, die daher auf einer besonderen, der oberen Bedienungsbrücke unterzubringen waren.

Gewöhnlich wird nur die mittlere Schütztafel geöffnet, damit das Sturzbett, das nach oberhalb und unterhalb ausgiebig mit Steinschüttungen gesichert ist, nicht einseitig und ungleichmäßig in Anspruch genommen

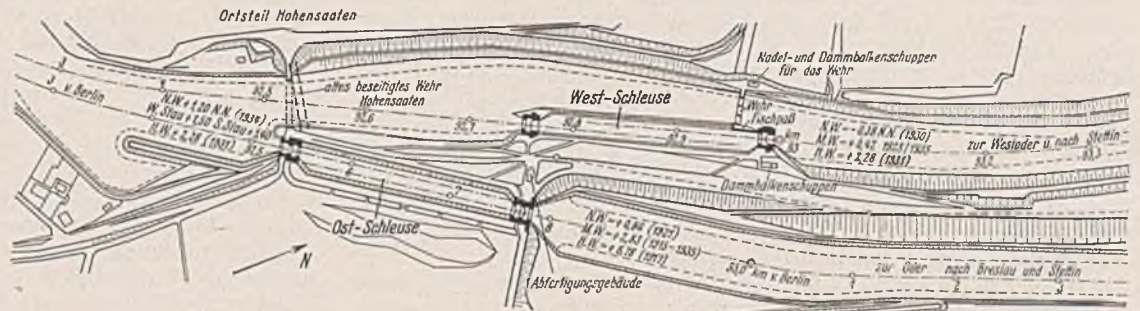


Abb. 7.

wird. Falls das mittlere Schütz bei einer Öffnungshöhe von 50 cm nicht für die Wasserabführung ausreicht, werden auch die Seitenschütze, und zwar beide dann gleichmäßig mit dem Mittelschütz geöffnet. Diese Fälle treten aber recht selten ein, zumal ein Teil des Abfließwassers (durchschnittlich 1 m³/sek) durch die Westschleuse und den Fischpaß dem Vorfluter zugeführt sind.

Mit dem Wehr mußte ein Fischpaß verbunden werden, weil infolge dieser Neuordnung der Wasserabflußverhältnisse der Wasserunterschied zwischen den Oderberger Gewässern und dem Vorfluter größer, und weil infolgedessen bei geöffnetem Wehr der Strom in diesem stärker geworden ist, als er früher war. Dieser Fischpaß ist zwischen Wehr und Westschleuse kastenförmig eingebaut und oben offen; er besteht aus zwölf Kammerm, die das gesamte Höchstgefälle von 1,20 m mit einem Kammergefälle von je höchstens 10 cm überwinden und den Fischen daher eine bequeme Aufstiegsmöglichkeit bieten, falls sie es nicht vorziehen, den bequemeren Weg durch die Westschleuse selbst zu nehmen (vgl. Abb. 11a).

Die Ausführung des Hohensaathener Wehrs ist in Verbindung mit der Westschleuse in den Jahren 1911 bis 1913 durch die Firma Grün & Bilfinger

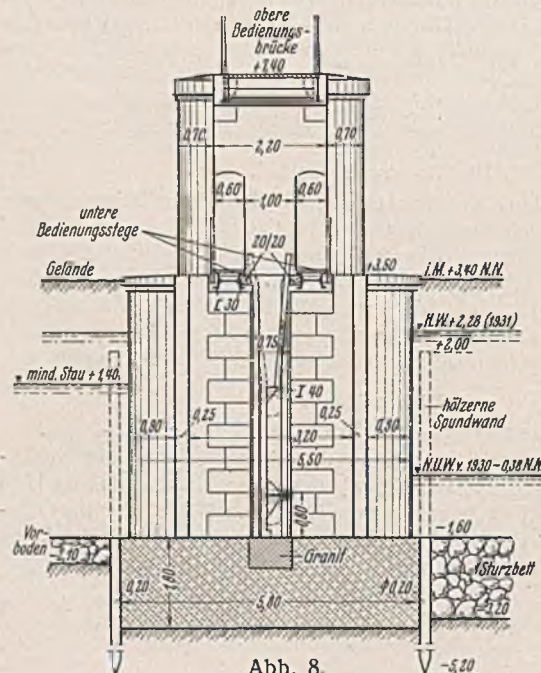


Abb. 8.

⁵⁾ Z. f. Bauw. 1862, Sp. 335.

bewirkt worden. Die Eisenteile (Schütze mit Antrieben sowie die Bedienungsstege) hat die Firma Kammerich-Belter & Schneevogl, Berlin-Wittenau, geliefert und eingebaut. Die Kosten haben im ganzen etwa 100 000 Mark betragen und sind vom Deichverbande für das Oderbruch dem Preußischen Staat, der die Bauausführung in Verbindung mit der Schleusenanlage durch das Neubauamt Oderberg hat vornehmen lassen, erstattet worden. Für diesen Betrag hat der Preußische Staat

gleichzeitig die Verpflichtung der Bedienung des Wehres übernommen. Das geschah aus dem Grunde, weil der Preußische Staat, als sein Rechtsnachfolger seit 1. April 1921 die Reichswasserstraßenverwaltung, zur Aufsicht und Bedienung der Schleusen ständig Personal zur Hand hat, und weil die Reichswasserstraßenverwaltung auf die Innehaltung der festgesetzten Stauziele mindestens ebenso großen Wert legen muß wie der Deichverband des Oderbruchs. (Fortsetzung folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Die Baustelleneinrichtung für die Kongreßhalle Nürnberg.

Von Dipl.-Ing. W. Kischlat, Oberingenieur der Siemens-Bauunion G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt.
(Schluß aus Heft 44.)

Die folgenden Abbildungen geben Einzelheiten der Betonfabriken wieder: Abb. 10 eine Ansicht der Betonfabrik II von den Hauptbahngleisen aus mit den Greifern, einem Teil der fahrbaren Silos, den Bändern 1 und 2 darunter und dem in die Fabrik führenden Band 3. Die Bänder sind zum Schutz gegen starken Regen abgedeckt. Abb. 11 zeigt einen der fahrbaren Silos bzw. einen Doppelsilo mit einem der darunter befindlichen kleinen Stoßaufgeber und das abgedeckte Förderband, ferner Abb. 12 den Zusammenlauf der beiden Bänder mit dem Hauptband 3, oben auf der Betonfabrik die Zementsilos mit dem Filter, von rechts schräg ansteigend die Zementleitung. Abb. 13 gibt eine Ansicht der Betonfabrik II vom Bauwerk aus: oben Zementsilo mit Filter, von links Zementleitung, dann die obere Bühne

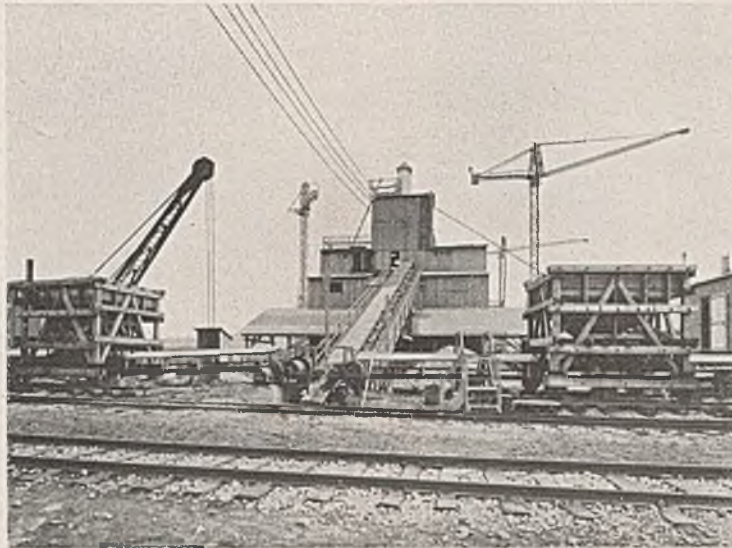


Abb. 10. Betonfabrik vom Vollbahngleis aus gesehen.

mit der Verteilung der Zuschlagstoffe, darunter die drei Silos dafür, dann die untere Bühne mit den drei Stoßaufgebern, weiter unten bzw. dahinter nur schwach erkennbar die drei Mischmaschinen. Unter der Baustraße die Unterführungen der Pumpenrohre aus der dahinterliegenden Pumpengrube. Abb. 14 gewährt einen Blick in die Pumpengrube mit den fünf Betonpumpen, deren mittlere nur für den Ausfall einer anderen in Bereitschaft steht. Im Hintergrunde eine Schlammpumpe. Die links teilweise sichtbaren Rohrleitungen der vier in Betrieb befindlichen Pumpen führen an der Arbeitsstelle über die jeder Fabrik zugeordnete Rohrrampe zu der entsprechenden Betonierbrücke. Die Brücken, die mit einer Höhe von 4,5 m über Gelände und einer Spannweite von 43,4 m die 37,8 m langen Baublöcke

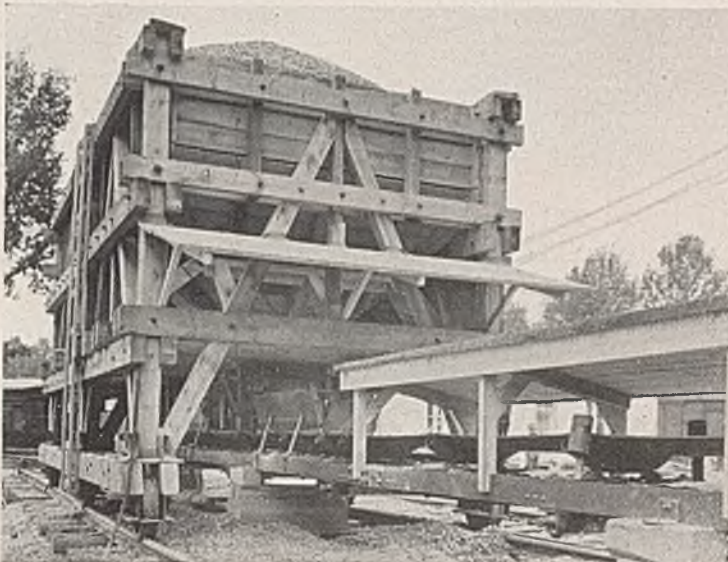


Abb. 11. Fahrbarer Doppelsilo.

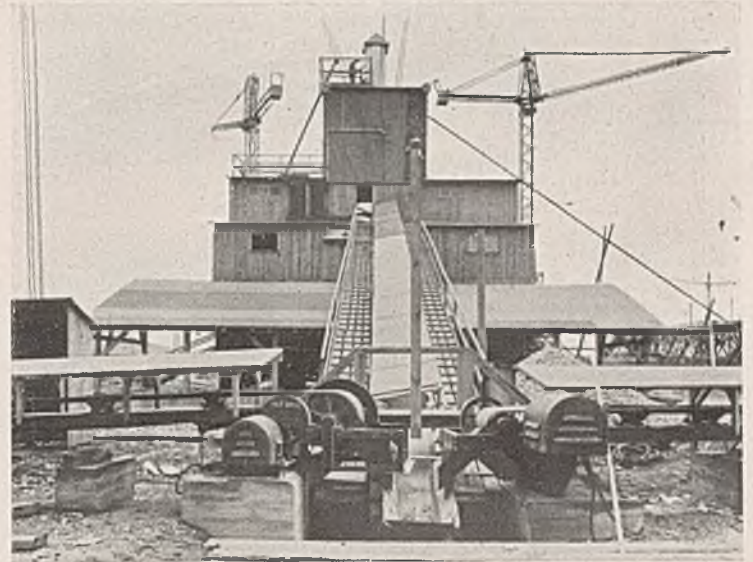


Abb. 12. Bänder für den Transport der Zuschlagstoffe in die Betonfabrik.

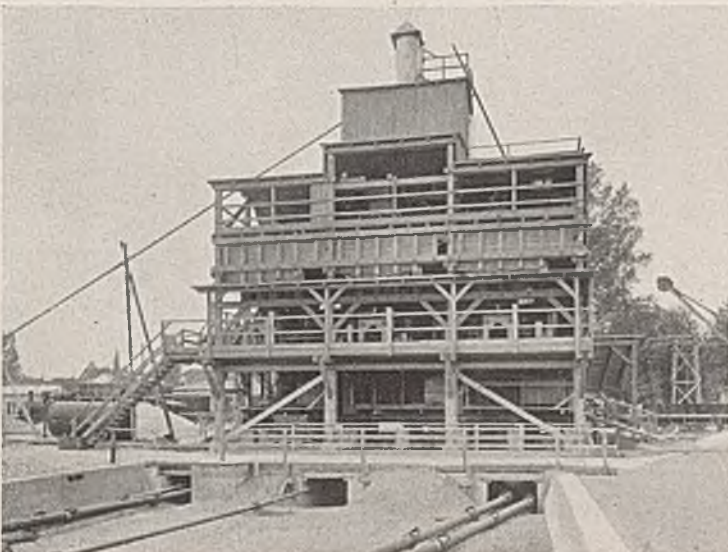


Abb. 13. Betonfabrik von der Halle ausgesehen.

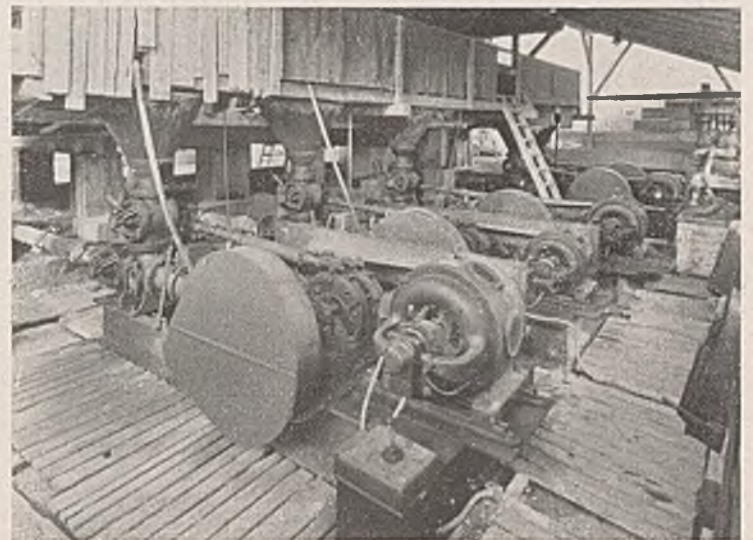


Abb. 14. Pumpengrube einer Betonfabrik.

in voller Ausdehnung überspannen, sind ebenso wie die Rohrrampen derartig auf Gleisen fahrbar angeordnet, daß sie nacheinander jeden Baublock bedienen können (Abb. 5). Nach Fertigstellung der Platte des Rundbaues werden die Brücken nebst Rampen um 90° gedreht, so daß sie auch zur Betonierung der Grundplatten der Kopfbauten Verwendung

finden können. Über die Oberfläche jeder Betonierbrücke sind 20 Schütttrichter verteilt, so daß von jeder der vier Pumpleitungen fünf Trichter bedient werden können. Aus den Trichtern fällt der Beton in Teleskoprohre, deren unteres Ende dauernd 30 bis 40 cm in den frischen Beton hinabreicht. An den unteren Enden der Teleskoprohre sind an drei

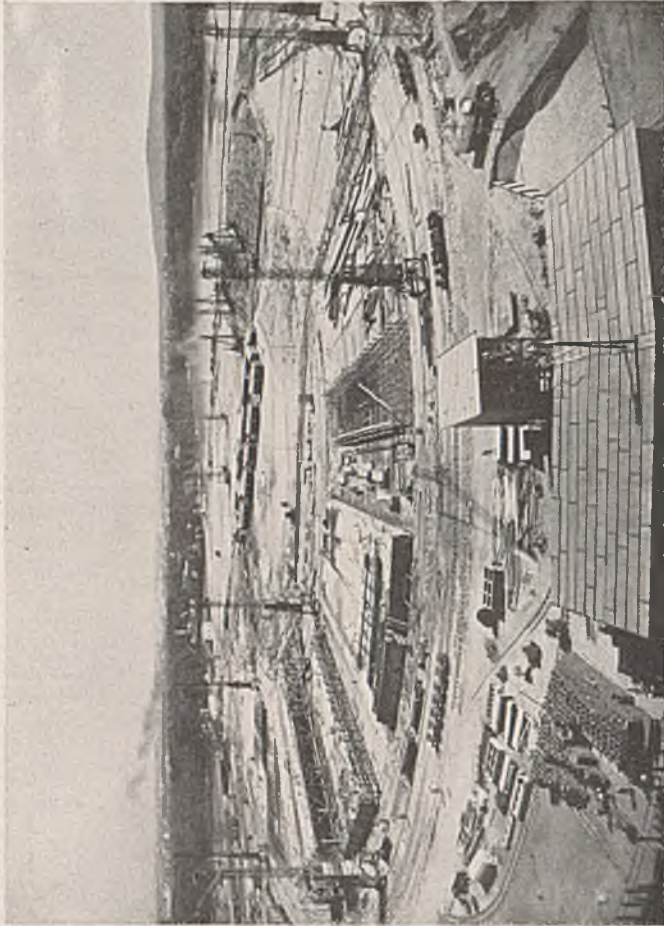


Abb. 16. Bauzustand Anfang Juli 1937.



Abb. 19. Bauzustand Mitte Oktober 1937.

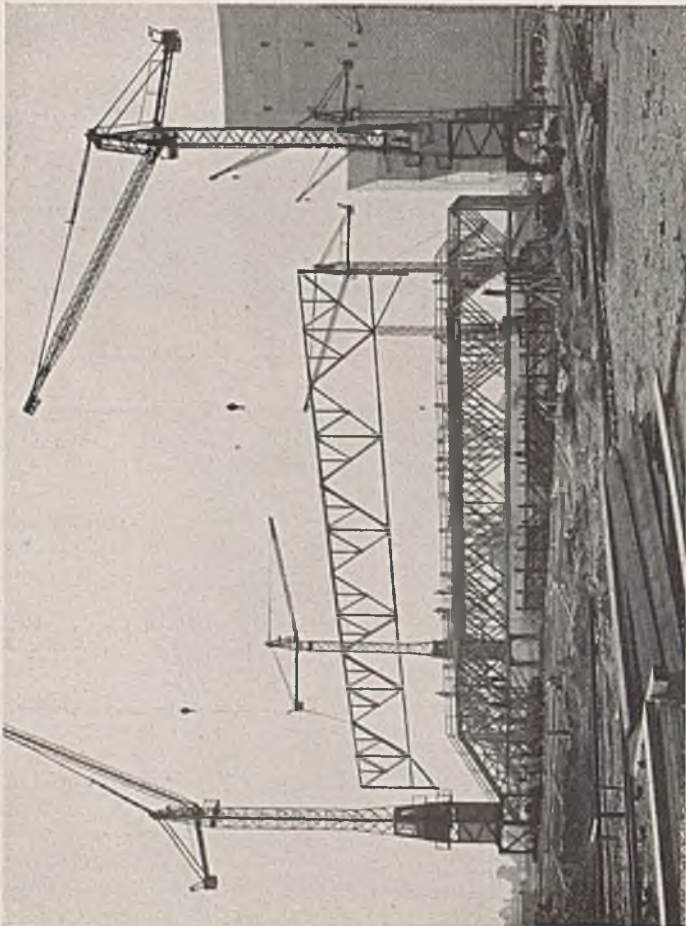


Abb. 15. Zusammenbau der hölzernen Betonierbrücken.

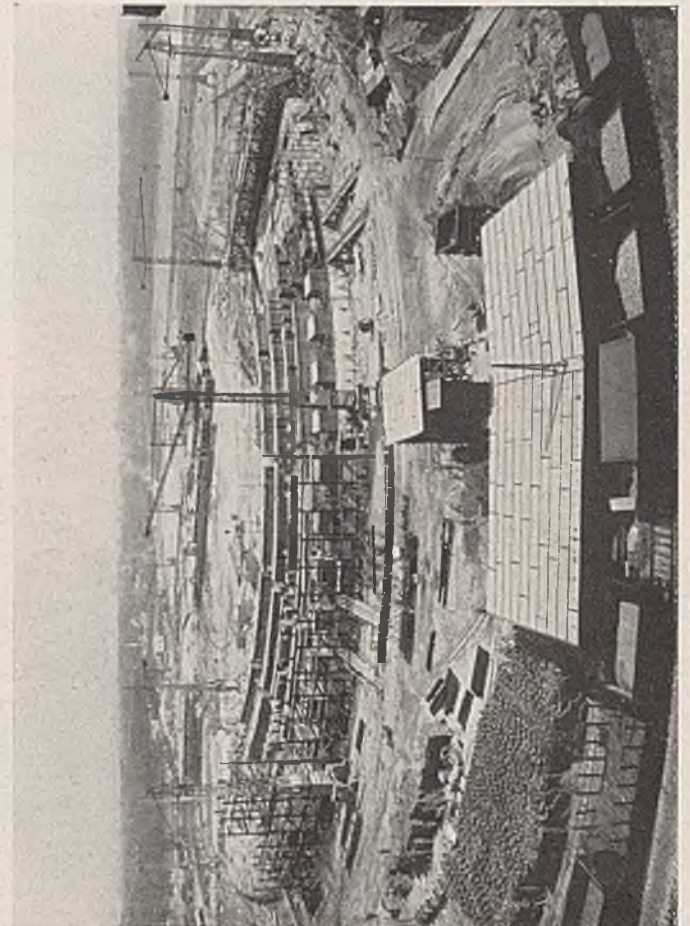


Abb. 17. Bauzustand Ende August 1937.

Bolzen bewegliche Teller aufgehängt. Diese Teller sollen beim Beginn des Betonierens, wenn die Teleskoprohre ganz nach unten herausgezogen sind und unten auf dem Unterbeton bzw. der unteren Lage der Rundenisenbewehrung aufstehen, das Rohrende verschließen und ein Herumspritzen des Betons verhindern sowie ein allmähliches Auslaufen ohne Entmischung gewährleisten, bis der Beton genügend hoch ansteht. Die Bewegung der Rohre wird durch handbediente Seilwinden geregelt.

Betonierbrücken und Rohrrampen sind in der Holzbauweise Siemens-Bauunion unter Verwendung von Krallenscheibendübeln und Stahlgelenken hergestellt worden. Trotz der verhältnismäßig starken Beanspruchung beim Verfahren von Block zu Block sowie insbesondere auch trotz der dauernden Stöße der Pumpleitungen haben sich diese Brücken während ihrer Betriebszeit ausgezeichnet bewährt. Abb. 15 zeigt einen Augenblick während des Zusammenbaues der Betonierbrücken. Jede der Brücken besteht aus vier nebeneinanderstehenden hölzernen Fachwerkträgern. Die Brücke I ist bereits fertig zusammengebaut, davor ist der erste Träger der Brücke II aufgerichtet. Der zweite Träger der Betonierbrücke II ist von zwei Turmdrehkränen angehoben, um neben den ersten gesetzt zu werden; die übrigen beiden Träger der Brücke II liegen noch am Boden, da sämtliche Träger auf dem Unterbeton zusammengebaut wurden. Entsprechend der keilförmigen Ausbildung einer großen Anzahl der Baublöcke sind die 7,5 m breiten Brücken durch Auskragungen außen auf 10 m verbreitert, so daß es möglich ist, jeweils den ganzen Baublock bei einer einzigen Stellung der Brücke zu betonieren.

Abb. 16 zeigt den Stand der Arbeiten Anfang Juli 1937, d. h. rd. 4 Wochen nach Beginn der Betonierungsarbeiten, bei denen zuerst nur eine Betonfabrik eingesetzt war. Man erkennt den Verlauf der vier Pumpleitungen von der Betonfabrik I bis zu einem der Scheitelblöcke, ferner die eine Rohrrampe, während die zweite nach Norden herausgefahren ist, sowie die beiden gerade im Scheitel nebeneinanderstehenden Betonierbrücken. Daneben mehrere fertig betonierte Baublöcke, ferner die Rundisenbewehrung für einen Block, im Vordergrund die Mörtelfabrik I, im Hintergrunde Arbeiten für die Bodenverdichtung.

Abb. 17 gibt den Bauzustand Ende August wieder. Es sind insgesamt 21 Baublöcke mit 32 000 m³ Beton fertiggestellt. Das Mauerwerk ist den Brücken gefolgt und auch kräftig in die Höhe geschossen, so daß mit der Aufstellung des Hochbaugerüstes begonnen werden mußte. Entsprechend der Anfuhr und Verteilung der Baustoffe auf der Außenseite des Bauwerks muß die ganze Außenseite mit einem Gerüst versehen werden, das bis zur vollen Höhe der Ringmauern aufgezogen wird. Auf der Innenseite kann auf ein ähnliches Gerüst verzichtet werden; dort werden nur Schutzrüstungen angeordnet. Auf dem Baustelleneinrichtungsplan (Abb. 5) ist auf der Nordseite des Rundbaues das Hochbaugerüst eingetragen. Für je zwei Doppelblöcke oder vier Baublöcke der Fundamentplatte ist ein Doppelaufzug vorgesehen, der von einer elektrisch angetriebenen Winde bedient wird. Die Aufzüge sind unten mit den Ringgleisen verbunden, während in den einzelnen Geschossen von den Aufzügen im Verlauf der Durchgänge Stichgleise verlegt sind, die über Drehscheiben mit inneren Ringgleisen verbunden sind, die zwischen den einzelnen Mauerwerksringen entlang führen. Über den hufeisenförmigen Rundbau sind insgesamt 9 Doppelaufzüge verteilt; für die Kopfbauten sollen noch sechs Doppelaufzüge eingesetzt werden. Zum Auf- und Abbau der Gerüste, zum Heben und Versetzen der Werksteine und zu allen sonstigen Transportarbeiten läuft jeweils zwischen zwei Doppelaufzügen noch ein Turmdrehkran Form 45, während innen im Rundbau mehrere Turmdrehkrane Form 30 Verwendung finden. Insgesamt sind bei Vollbetrieb 18 Turmdrehkrane gewöhnlicher Bauart vorhanden, wozu noch auf den Werksteinlagerplätzen zwei niedrige Turmdrehkrane und für schwere Stücke ein Portalkran zur Verfügung stehen.

Der Mörtel für die verschiedenen Mauerwerksorten wird in den Mörtelfabriken I und II hergestellt.

Abb. 18 zeigt einen Schnitt durch die Hauptfabrik I. Für die verwendeten Mörtelarten: Zementmörtel i. M. 1 : 4, Zementkalkmörtel i. M. 1 : 2 : 10 und Kalktraßmörtel i. M. 1 : 1 : 2 sind jeweils besondere Mischmaschinen eingebaut. Die Sandaufgabe geschieht durch einen Greifer über Vorsilos und Förderband bzw. unmittelbar in die Aufzugkasten der Mischmaschinen. Zement und Kalk werden in einem Vormischer vorgemischt und durch ein Becherwerk in die Fabrik befördert, wo sie über eine selbsttätige Waage, die mit einem Zählwerk ausgestattet ist, zur Mischmaschine gelangen.

Das Bagerüst mit der Verteilung der Aufzüge, ihren Anschluß an die Baugleise sowie den Einsatz der Turmdrehkrane in dem Halbkreis des Rundbaues zeigt

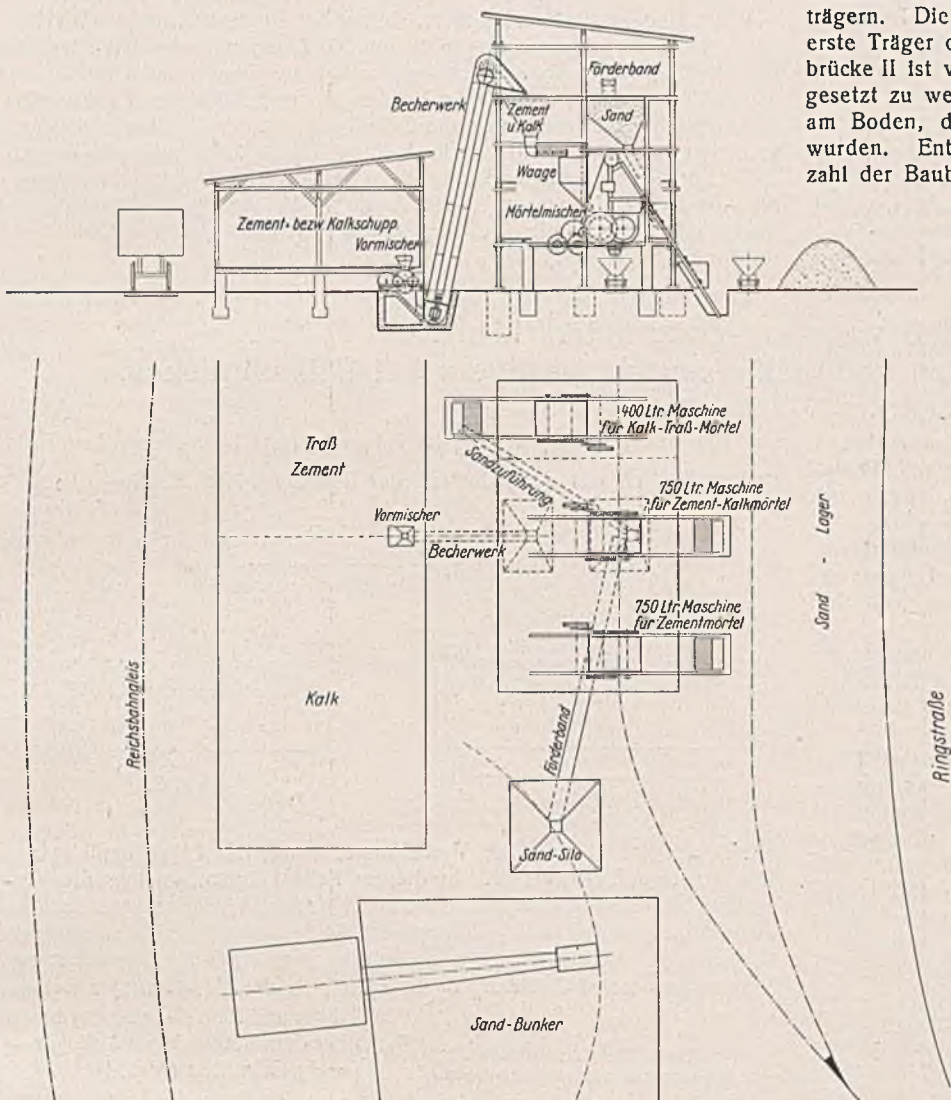


Abb. 18. Mörtelfabrik I.

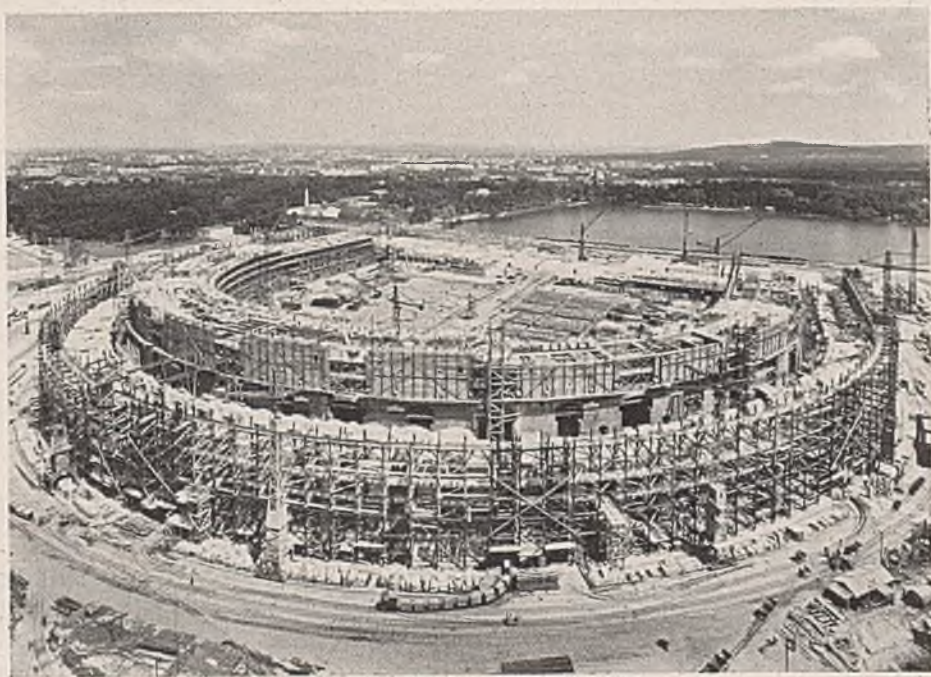


Abb. 20. Bauzustand Mitte 1938.

Abb. 19, auf der die sieben Aufzüge für den Halbkreis zu erkennen sind. Auf den geraden Seiten des Hufeisens kommen jeweils noch zwei Aufzüge zu stehen. Die Fundamentplatte für den Rundbau ist fertiggestellt, die Betonierbrücke I ist um 90° gedreht und befindet sich gerade über einem rd. 2100 m³ umfassenden Baublock des südlichen Kopfbaues. Die Betonierbrücke II konnte noch nicht bei dem nördlichen Kopfbau eingesetzt werden, da dort die Fertigstellung der Bodenverdichtung abgewartet werden mußte. Dafür ist auf der Nordseite mit dem Betonieren der Tribünenblöcke begonnen worden. Im Halbkreis sind die einzelnen Mauerwerksringe im Kellergeschoß gut zu erkennen; im Scheitel wird bereits die Decke über dem Kellergeschoß eingeschalt. Vorn die Tonnengewölbe unter dem Kreuzgang.

Abb. 20 gibt eine Übersicht über den Stand der Arbeiten Mitte 1938, d. h. rd. 1 Jahr nach Beginn der Rohbauarbeiten: Die Fundamentplatte ist auch für die Kopfbauten und den Bühnenteil vollkommen fertiggestellt. Insgesamt sind in den zwölf Betriebsmonaten der Betonieranlage, wobei die Ausfallzeiten infolge des Parteitages, infolge von Witterungs- und anderen Behinderungen mit eingerechnet sind, über 120 000 m³ Eisenbeton

ohne Schwierigkeit geleistet worden. Die verwaltungsseitig verlangte Höchstzeit von 32 1/2 Stunden für die 1500 m³ Beton eines Baublocks ist im Mittel bis auf 27 Stunden und in der Spitze bis auf 23 Stunden abgekürzt worden. Das Ziegelmauerwerk ist fast über die ganze Ausdehnung des Hufeisens bis in das 1. Obergeschoß vorgetrieben, und bei den Kopfbauten im Kellergeschoß ist begonnen worden. Die Werksteinarbeiten des äußeren Umgangs im Erdgeschoß nähern sich den eigentlichen Kreuzgewölben.

Die eingesetzte Baustelleneinrichtung hat in dem bisherigen Verlauf der Arbeiten ihre Leistungsfähigkeit und ihr Anpassungsvermögen bei der Bewältigung der zeitweise verlangten Spitzen bewiesen. Die bis zu diesem Zeitpunkte ausgeführten Leistungen und Arbeiten gewährleisten nach menschlicher Berechnung die Einhaltung der der Arbeitsgemeinschaft gesetzten Fristen, nach denen der Rohbau Anfang 1940 fertiggestellt sein soll. Für den Einbau der Dachträger, der Tribünen und für die Ausbauten stehen dann noch rd. 2 1/2 Jahre zur Verfügung, in denen es gelingen sollte, die Halle wie vorgesehen zum Reichsparteitag 1943 ihrer Bestimmung zu übergeben.

Alle Rechte vorbehalten.

Über den Einfluß von Temperaturunterschieden zwischen Eisenbetonfahrbahnplatten und stählernen Hauptträgern bei Balkenbrücken.

Von Dr.-Ing. W. Passer, Berlin.

Die verschiedene Wärmeaufnahme- und -leitfähigkeit des Betons gegenüber dem Stahl verursacht bei stählernen Brücken mit Betonfahrbahnplatten zusätzliche Spannungen in den Hauptträgern, über deren Größe noch Unklarheit herrscht.

An geschweißten Stahlbrücken mit Eisenbetonplatten aufgetretene Schäden ließen die Vermutung laut werden, daß plötzliche Temperaturänderungen sich bei langen, durchlaufenden Balkenbrücken gefährlich auswirken können.

Um die Ursachen der Schäden zu klären, wurde auf Veranlassung von Herrn Dr.-Ing. Schaechterle u. a. auch der Einfluß von plötzlichen Temperaturänderungen auf Brücken mit auf den Hauptträgern ruhenden Eisenbetonfahrbahnplatten untersucht.

Liegt die Betonfahrbahnplatte unmittelbar auf dem stählernen Tragwerk (Abb. 1), so treten bei Temperaturänderungen in den Berührungsf lächen zwischen Stahl und Beton Reibungskräfte und Haftspannungen auf. Bevor die Grenzwerte dieser Kräfte erreicht sind, ist eine gegenseitige Verschiebung von Träger und Fahrbahnplatte nicht möglich. Tritt nach Überwindung der Haftspannungen eine gegenseitige Verschiebung ein, so bleiben lediglich konstante Reibungskräfte $(g + p)\mu$ wirksam, wobei μ die jeweilige Reibungsziffer bedeutet.

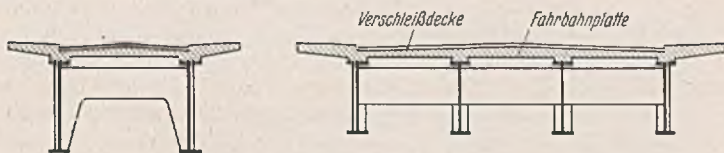


Abb. 1.

Bei der Annahme von gleichmäßigen Temperaturänderungen im Träger oder in der Fahrbahnplatte sind grundsätzlich zwei Belastungsfälle möglich: 1. Der Träger verkürzt sich gegenüber der Fahrbahnplatte, oder die Fahrbahnplatte verlängert sich gegenüber dem Träger. 2. Der Träger verlängert sich gegenüber der Fahrbahnplatte, oder die Fahrbahnplatte verkürzt sich gegenüber dem Träger. Von praktischer Bedeutung ist in erster Linie der Fall 1, in dem bei Sonnenbestrahlung im Sommer die Fahrbahnplatte sich rascher ausdehnt als der im Schatten liegende Träger bzw. bei starkem Temperaturabfall im Winter der Träger sich rascher verkürzt als die Fahrbahnplatte.

Bei den folgenden Untersuchungen, die sich auf Fall 1 beziehen, bleibt eine Verbundwirkung zwischen Fahrbahnplatte und Träger unberücksichtigt. Außerdem wird angenommen, daß die Reibung zwischen Verschleißdecke und Fahrbahnplatte größer ist als die zwischen Platte und Träger.

1. Balken auf zwei Stützen.

a) Fahrbahn am festen und beweglichen Auflager vom Widerlager getrennt und an der Fingerkonstruktion über dem beweglichen Lager mit dem Träger fest verbunden:

Der Belastungszustand Fall 1 ist schematisch in Abb. 2 dargestellt, wobei der Einfachheit halber zwischen Fahrbahnplatte und Träger Rollen- oder Gleitlager angenommen sind.

Bei gleichmäßigem Temperaturabfall im Stahlträger verschiebt sich die Platte um $\delta_{at} = \alpha t l$ über das feste Lager (Abb. 3). Das System ist statisch bestimmt. Der Verkürzung entgegen wirken am Obergurt des Trägers Reibungswiderstände der Rollen- oder Gleitlager, die je nach Art der Befestigung bzw. Auflagerung mit dem entsprechenden Reibungswerten in Rechnung gesetzt werden können.

Die größte Beanspruchung im Träger tritt am beweglichen Lager ein und ergibt sich aus dem Moment der Reibungskräfte $\Sigma \Delta R \cdot \frac{h}{2}$ zu

$$\sigma_{ou} = \frac{\Sigma \Delta R}{F} \pm \frac{\Sigma \Delta R \cdot \frac{h}{2}}{W}$$

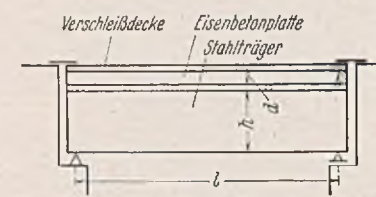


Abb. 2.

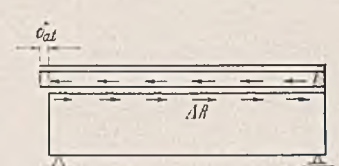


Abb. 3.

Ungünstiger liegen die Verhältnisse, wenn die Fahrbahnplatte auf dem Träger aufbetoniert ist. In diesem Falle können, solange die Verbindung zwischen Träger und Platte nicht gestört ist, keine gegenseitigen Verschiebungen auftreten. Das System ist dann innerlich einfach statisch unbestimmt. Als unbestimmte Größe wird eine Kraft X_a eingeführt; zur Bestimmung dieser Größe X_a denkt man sich die Verbindung zwischen

Träger und Platte — ausgenommen über dem beweglichen Auflager — durchgeschnitten (Abb. 4).

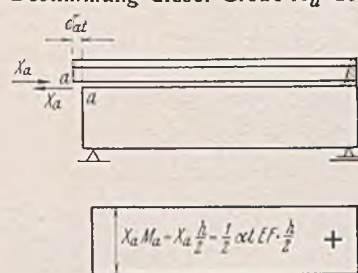


Abb. 4.



Abb. 4a.

Bezeichnet man die gegenseitige Verschiebung der Punkte a durch Temperatureinfluß am Grundsystem mit δ_{at} und mit δ_{aa} die gegenseitige Verschiebung der Punkte a für $X_a = 1$, so lautet die Elastizitätsgleichung

$$X_a \delta_{aa} + \delta_{at} = 0, \text{ wobei } \delta_{at} = -\alpha t l \text{ und } \delta_{aa} = \int \frac{M_a^2}{EJ} \cdot ds + \int \frac{N_a^2}{EF} \cdot ds$$

(Verschiebungen in der Krafrichtung positiv). Für symmetrische Querschnitte mit näherungsweise $J = F_g \left(\frac{h'}{2}\right)^2 = F \left(\frac{h}{2}\right)^{2.1}$ (F_g = Querschnitt der Gurtung) und bei Vernachlässigung der Zusammendrückung der Fahrbahnplatte wird $\delta_{aa} = \frac{2l}{EF}$, somit $X_a = \frac{1}{2} \cdot EF \alpha t$. Der Spannungsnachweis lautet wie vorher

$$\sigma_{ou} = \frac{X_a}{F} \pm \frac{X_a \cdot \frac{h}{2}}{W}$$

¹⁾ Die hier eingeführte Näherung für das Trägheitsmoment stellt besonders bei geschweißten Trägern mit verhältnismäßig schwachen Gurtplatten und ohne Gurtwinkel eine zu beachtende Ungenauigkeit dar.

Die vorstehenden Untersuchungen haben jedoch den Zweck, durch Herleitung einfacher Formeln ganz allgemein darzulegen, welchen Einfluß Betonfahrbahnplatten auf die stählernen Träger überhaupt ausüben können.

Dieser Spannungsnachweis gilt nur so lange, bis die inneren Widerstände gegen eine Verschiebung überwunden sind. Die Beanspruchung des Trägers wächst demnach mit der Größe der Temperaturunterschiede und der Festigkeit der Verbindung zwischen Platte und Träger.

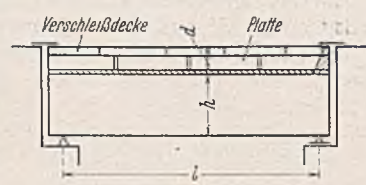


Abb. 5.

Ist die Fahrbahnplatte durch Fugen unterbrochen (Abb. 5), so haben diese Fugen auf die Größe von X_a keinen Einfluß, solange die Widerstände gegen eine Verschiebung nicht überwunden sind (feste Verbindung), denn $\delta_{at} = \alpha t l$ bleibt nahezu gleich, da l nur um die Summe der Querschnittsbreiten kleiner wird.

b) Die Fahrbahnplatte (Versleißdecke) ist nur am beweglichen Auflager unterbrochen (Abb. 6):

Wenn über dem festen Auflager keine offene Raumfuge vorhanden ist und die Deckenfugen, wie in der Praxis üblich, mit Vergußmasse geschlossen werden, so kann im Winter der Fall eintreten, daß bei einer Verkürzung des Trägers durch die Decke waagerechte Kräfte auf das Widerlager übertragen werden.

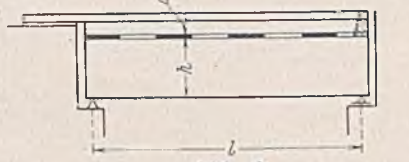


Abb. 6.

Dieser Fall ist in Abb. 6 dargestellt. Die Verbindung zwischen Träger und Fahrbahnplatte ist durch eine starke gestrichelte Linie eingetragen. Damit soll angedeutet sein, daß diese Verbindung je nach der Ausführungsart entweder fest oder nachgiebig sein kann. Dementsprechend wird die Größe der in der Berührungsebene wirkenden Kräfte zwischen den Reibungskräften und den vom Material aufnehmbaren Schubkräften liegen.

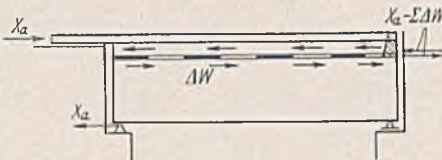


Abb. 6a.

Die auf die Längeneinheit bezogenen inneren Widerstandskräfte gegen eine Verschiebung sind mit ΔW bezeichnet. Durch die elastische Formänderung des Tragwerks und der Platte werden immer waagerechte Kräfte an das Auflager übertragen. Das System ist äußerlich einfach statisch unbestimmt. Die statisch unbestimmte Größe X_a wirkt als waagerechte Kraft über dem festen Auflager (Abb. 6a).

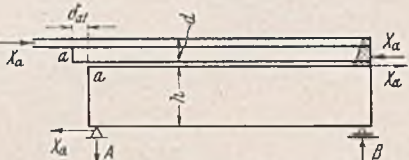


Abb. 7.

Es sind drei Belastungsfälle zu unterscheiden:

α) $\Sigma \Delta W = \Sigma \Delta R \rightarrow 0$, gedachte reibungsfreie Auflagerung der Platte (Abb. 7).

Die bei freier waagerechter Beweglichkeit mögliche Verschiebung δ_{at} wird durch X_a verhindert, wobei wieder gilt:

$$X_a \delta_{aa} + \delta_{at} = 0, \delta_{at} = -\alpha t l \text{ und } \delta_{aa} = \int \frac{M_a^2}{EJ} \cdot ds + \int \frac{N_a^2}{EF} \cdot ds.$$

$$\text{Mit } M_a = 1 \cdot \frac{h}{2} - \frac{h}{l} \cdot x \text{ und } N_a = 1 \text{ wird } \delta_{aa} = h^2 \int_0^l \left(\frac{1}{4} - \frac{x}{l} + \frac{x^2}{l^2} \right) \frac{ds}{EJ} + \frac{1l}{E_a F_a} + \frac{1l}{E_b F_b} = \frac{h^2 l}{12 EJ} + \frac{l}{E_a F_a} + \frac{l}{E_b F_b}.$$

Bei Vernachlässigung der Formänderung der Eisenbetonplatte und mit $J = F \left(\frac{h}{2} \right)^2$ kann für $\delta_{aa} = \frac{4}{3} \cdot \frac{l}{EF}$ geschrieben werden.

Für die Größe X_a ergibt sich daher $X_a = \frac{3}{4} \cdot EF \alpha t$; die an beiden Auflagern gleich großen Momente im unbestimmten System $M_v = M_0 + X_a M_a$ sind, da $M_0 = 0$, $M_v = X_a M_a = \frac{3}{4} \cdot EF \alpha t M_a$. Für $x = 0$ ist $M_a = 1 \cdot \frac{h}{2}$ und das Randmoment gleich $\frac{3}{4} \cdot EF \alpha t \cdot \frac{h}{2}$.

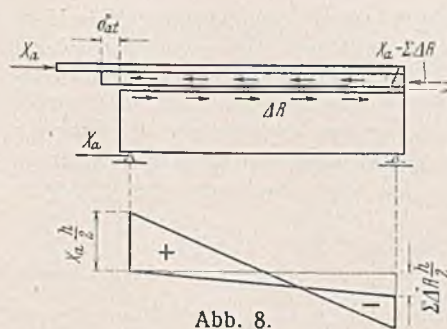


Abb. 8.

β) $\Sigma \Delta W = \Sigma \Delta R > 0$. Die inneren Widerstände gegen eine Verschiebung werden überwunden und sind daher gleich den Reibungskräften, die nunmehr allein wirksam bleiben (Abb. 8).

Zwischen Träger und Platte können zur vereinfachten Darstellung wieder Rollen angenommen werden. Die statisch unbestimmte Größe X_a ist wie bei α) zu berechnen, wobei aber für

$$M_a = 1 \cdot \frac{h}{2} + \frac{x}{0} \Delta R \cdot \frac{h}{2} - 1 \cdot \frac{h}{l} \cdot x$$

zu setzen ist. Die Momentenfläche des statisch unbestimmten Systems $M_v = X_a M_a$ ist in Abb. 8 dargestellt.

Die zahlenmäßige Durchrechnung, die von der Größe der Reibungskräfte abhängig ist, ist für die hier erstrebte allgemeine Beurteilung belanglos. Es ist lediglich der ungünstigste Fall von Interesse. Dieser tritt mit dem größten X_a am festen Auflager ein und wird immer kleiner sein als bei der unter α) besprochenen Belastung.

γ) $\Sigma \Delta W \gg$ Reibungskräfte + Haftspannungen. Dieser Fall liegt vor, wenn die Eisenbetonplatte aufbetoniert und mit dem Träger verankert ist (schematische Darstellung Abb. 9).

Zur Berechnung des einfach statisch unbestimmten Systems ist für $M_a = 1 h - \frac{h}{l} \cdot x$ zu setzen, so daß $\delta_{aa} = \frac{h^2}{l^2} \cdot \frac{l^3}{3} \cdot \frac{1}{EJ} \cdot \frac{4}{3} \cdot \frac{l}{EF}$ (Normalkräfte $N_a = 0$), wobei wieder die elastische Zusammendrückung der Platte vernachlässigt und $J = F \left(\frac{h}{2} \right)^2$ angenommen ist. Im weiteren wird damit $X_a = \frac{3}{4} \cdot EF \alpha t$, und das größte Moment am festen Auflager beträgt $X_a M_a = \frac{3}{4} \cdot EF \alpha t \cdot \frac{h}{2}$.

Ist also die Fahrbahnplatte mit dem Träger fest verbunden und wird die dadurch vorhandene Verbundwirkung vernachlässigt, so ist die Beanspruchung des Stahlträgers näherungsweise gleich der bei reibungsfreier Auflagerung der Fahrbahnplatte.

Eine Unterbrechung der Fahrbahnplatte, wie sie in Abb. 5 dargestellt ist, hat auf die statisch unbestimmte Größe keinen Einfluß. Erst nach Überwindung der Verschiebungswiderstände ist sie von Bedeutung.

2. Statisch unbestimmtes System.

Die folgenden Untersuchungen beschränken sich der Einfachheit halber auf den Zweifeldbalken, wobei vorausgesetzt ist, daß sich das feste Auflager an einem Trägerende befindet. Bei über mehrere Felder durchlaufenden Trägern wäre entsprechend den untenstehenden Ausführungen zu verfahren und im besonderen zu beachten, daß negative Stützmomente auftreten können, die sich mit den Momenten aus Verkehr und Eigenlast überlagern.

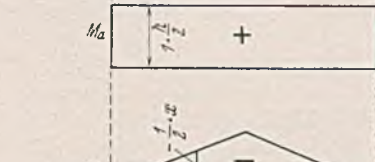
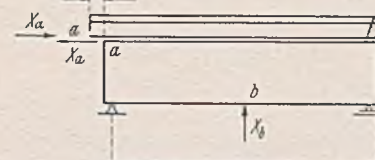
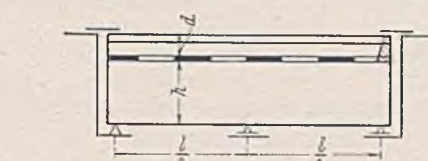


Abb. 10.

a) Fahrbahn am festen und beweglichen Auflager vom Widerlager getrennt und über dem beweglichen Auflager mit dem Träger fest verbunden:

Im angenommenen Grundfall (Abb. 10) ist wieder, wie im vorhergehenden und mit derselben Bedeutung, die Verbindung zwischen Träger und Platte durch eine gestrichelte Linie dargestellt.

Zunächst sei eine feste Verbindung vorausgesetzt. Es liegt dann ein zweifach statisch unbestimmtes System vor, und zwar einmal innerlich und einmal äußerlich statisch unbestimmt. Die statisch unbestimmten

Größen sind, wie in der Zeichnung dargestellt, angenommen: X_a = Horizontalkraft in der Berührungsebene zwischen Platte und Träger und X_b = mittlerer Stützdruck. Als Grundsystem ist der Balken auf zwei Stützen gedacht, bei dem die Verbindung zwischen Platte und Träger gelöst ist. Bezeichnen δ_{at} die gegenseitige Verschiebung der Punkte a und δ_{bt} die lotrechte Verschiebung des Punktes b durch gleichmäßigen Temperaturabfall am Grundsystem, so lauten die Elastizitätsgleichungen:

$$\begin{aligned} X_a \delta_{aa} + X_b \delta_{ab} + \delta_{at} &= 0 \\ X_a \delta_{ba} + X_b \delta_{bb} + \delta_{bt} &= 0. \end{aligned}$$

Für gleichmäßige Temperaturänderung ist $\delta_{bt} = 0$, während die übrigen Beiwerte wie bekannt zu berechnen sind. Im besonderen ergibt sich mit

$$M_a = 1 \cdot \frac{h}{2}, \quad M_b = \frac{1}{2} \cdot x, \quad N_a = 1, \quad N_b = 0:$$

$$\begin{aligned} \delta_{aa} &= \frac{h^2 l}{EJ} + \frac{l}{EF} = \frac{2l}{EF}, \quad \delta_{ab} = 2 \int_0^{l/2} \left[\frac{h}{2} \cdot \left(-\frac{1}{2} \cdot x \right) \right] \frac{dx}{EJ} = -\frac{h l^2}{16 EJ}, \\ \delta_{at} &= -\alpha t \cdot l, \quad \delta_{bb} = \frac{l^3}{48 EJ}, \quad \delta_{ab}^2 = \frac{h^2 l^4}{16^2 (EJ)^2}. \end{aligned}$$

Die Auflösung der Elastizitätsgleichungen ergibt für X_a

$$X_a \delta_{aa} - X_b \cdot \frac{\delta_{ab}^2}{\delta_{bb}} + \delta_{at} = 0, \quad X_a = \frac{4}{5} \cdot EF \alpha t.$$

Die eine Verschiebung der Platte gegenüber dem Träger hindernde Kraft X_a ist, wie leicht vorstellbar und aus den in Abb 10a dargestellten Biegelinien hervorgeht, im statisch unbestimmten System größer als beim Balken auf zwei Stützen, wo der entsprechende Wert $\frac{1}{2} \cdot EF \alpha t$ betrug.

$$\text{Mit } X_a = \frac{4}{5} \cdot EF \alpha t \text{ wird } X_b = -\frac{X_a \delta_{ba}}{\delta_{bb}} = -\frac{12}{5} \cdot \frac{h}{l} \cdot EF \alpha t;$$

je kleiner h in bezug auf l ist, um so kleiner wird X_b ; d. h. bei längen niederen Brücken ist X_b von geringem Einfluß. Die resultierende Momentenfläche ist in Abb. 10b dargestellt.

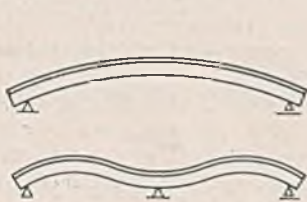


Abb. 10a.

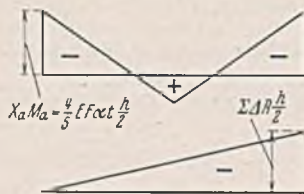


Abb. 10b.

Die ungünstigste Beanspruchung tritt wieder an den Auflagern ein. Der dargestellte Belastungszustand ist, wie im vorigen, nur so lange vorhanden, als die inneren Widerstände gegen eine Verschiebung nicht überwunden sind. Tritt die Verschiebung ein, so wird der Träger nur durch die weiter wirksamen Reibungskräfte belastet. Das System kann näherungsweise als innerlich statisch bestimmt angesehen werden (wenn man von den Formänderungen des Trägers durch die Reibungskräfte absieht), und das ungünstigste Moment tritt am beweglichen Lager auf und beträgt $M = \Sigma \mathcal{R} \cdot \frac{h}{2}$ (Abb. 10b). Der Spannungsnachweis ist wie unter 1a zu erbringen.

b) Fahrbahn nur am beweglichen Auflager vom Widerlager getrennt:

Durch die über das feste Auflager weg geführte Verschleißdecke (Abb. 11) tritt, wie bei 1b, eine waagerechte Auflagerreaktion auf. Das Tragwerk ist äußerlich zweifach statisch unbestimmt.

Entsprechend den Ausführungen unter 1b sind drei Fälle zu unterscheiden:

α) $\Sigma \mathcal{R} W = \Sigma \mathcal{R} > 0$, gedachte reibungsfreie Lagerung (Abb. 11a); für den symmetrischen Zweifeldbalken wird $\delta_{bt} = \delta_{ab} = \delta_{ba} = 0$, und es bleibt $X_a \delta_{aa} + \delta_{at} = 0$. Die in Abb. 11a dargestellte Momentenfläche ist dieselbe wie in Abb. 7.

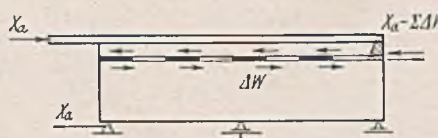


Abb. 11.

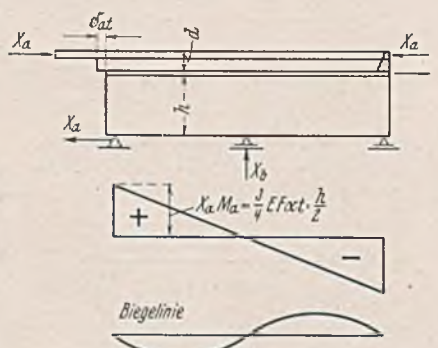


Abb. 11a.

Bei unsymmetrischen Trägern treten selbstverständlich auch lotrechte Auflagerkräfte X_b auf, denen je nach dem Verhältnis der Feldlängen im allgemeinen aber geringe Bedeutung zukommt.

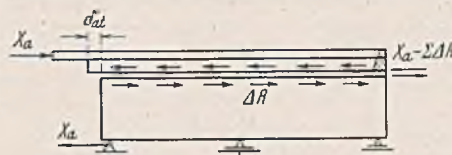


Abb. 12.

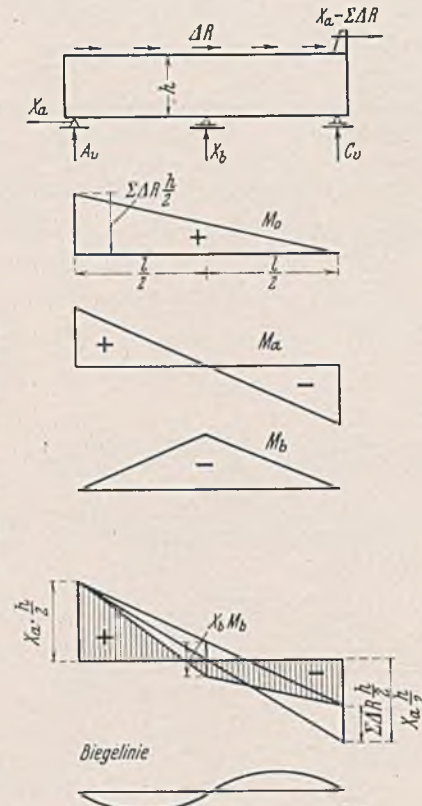


Abb. 12a.

β) $\Sigma \mathcal{R} W = \Sigma \mathcal{R} > 0$; es sind, wie im Falle 1β, nur Reibungskräfte wirksam. Abbild. 12 zeigt die vorliegende Belastung.

Das Grundsystem ist durch Reibungskräfte \mathcal{R} und die statisch unbestimmten X_a und X_b beansprucht. Die Elastizitätsgleichungen lauten jetzt $X_a \delta_{aa} + X_b \delta_{ab} + \delta_{at} + \delta_{a0} = 0$, $X_a \delta_{ba} + X_b \delta_{bb} + \delta_{bt} + \delta_{b0} = 0$ wobei δ_{a0} und δ_{b0} die Verschiebungen der Angriffspunkte von X_a bzw. X_b im Grundsystem durch \mathcal{R} vorstellen. Die Momentenfläche des unbestimmten Systems M_v zeigt Abb. 12a. Die größten Momente treten am festen Auflager auf. Der Einfluß von X_b ist gering. Für den symmetrischen Träger sind außer δ_{bt} auch $\delta_{ab} = \delta_{ba} = 0$, und die Elastizitätsgleichungen vereinfachen sich wesentlich.

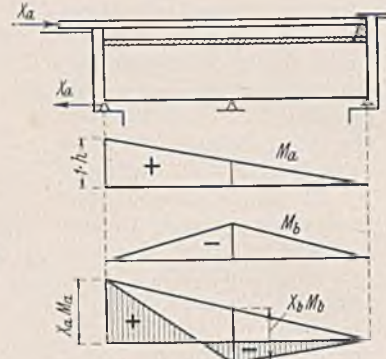


Abb. 13.

Ohne Kenntnis der Größe der Reibungskräfte ist eine zahlenmäßige Berechnung nicht möglich. Das Ergebnis würde überdies auch keinen extremen Fall darstellen.

γ) $\Sigma \mathcal{R} W \gg 0$. Feste Verbindung zwischen Platte und Träger.

In Abb. 13 ist die Momentenfläche des zweifach statisch unbestimmten Systems dargestellt. Man erhält wie vorher:

$$\begin{aligned} X_a \delta_{aa} + X_b \delta_{ab} + \delta_{at} &= 0 \\ X_a \delta_{ba} + X_b \delta_{bb} + \delta_{bt} &= 0, \end{aligned}$$

$$\text{und mit } \delta_{aa} = \frac{4}{3} \cdot \frac{l}{EF}, \quad N_a = 0, \quad \delta_{ab} = \delta_{ba} = -\frac{h l^2}{16 EJ}, \quad \delta_{bb} = \frac{l^3}{48 EJ},$$

$$\delta_{bt} = 0 \text{ und } J = F \left(\frac{h}{2} \right)^2 \text{ wird } X_a = \frac{12}{7} \cdot EF \alpha t.$$

Während also bei der auch am festen Auflager unterbrochenen Fahrbahn die innerlich statisch unbestimmte Größe X_a unter den zugrunde gelegten Annahmen mit dem Höchstwert $\frac{4}{5} \cdot EF \alpha t$ kleiner ist als die eine Verkürzung des geraden Stabes hindernde Kraft $EF \alpha t$, kann bei durchgehender Verschleißdecke (äußerlich unbestimmt) X_a mit den Grenzen $\frac{3}{4} \cdot EF \alpha t < X_a < \frac{12}{7} \cdot EF \alpha t$ bedeutend größer werden.

Die zweite statisch unbestimmte Größe ergibt sich nun mit

$$X_b = -\frac{\delta_{ba}}{\delta_{bb}} \cdot X_a = \frac{3h}{l} \cdot X_a = \frac{3h}{l} \cdot \frac{12}{7} \cdot EF \alpha t.$$

Für die ungünstigsten Randwerte erhält man

$$X_a M_a = \frac{12}{7} \cdot EF \alpha t \cdot \frac{h}{2}, \quad X_b M_b = \frac{3h}{l} \cdot \frac{12}{7} \cdot EF \alpha t \cdot \frac{l}{4} = \frac{9}{7} \cdot h EF \alpha t,$$

und die Momente im unbestimmten System werden wieder

$$M_v = X_a M_a + X_b M_b \text{ (s. Abb. 13).$$

Besonders zu beachten ist das über der Mittelstütze auftretende negative Stützenmoment, das sich mit dem Moment aus Eigenlast und Verkehr überlagert. Die Beanspruchungen können hier den ungünstigsten

Wert erreichen. Besonders sei nochmals hervorgehoben, daß bei Brücken mit über das feste Auflager durchgehender Fahrbahn die Momente am festen Lager (positiv) immer entgegengesetzt sein müssen wie bei der unterbrochenen Ausführung (negativ). Der Träger wird also dort immer nach abwärts gebogen, während er sich im anderen Falle nach oben wölbt.

Die zahlenmäßige Auswirkung der vorstehend allgemein ermittelten ungünstigen Beanspruchungen sei im folgenden Beispiel dargestellt:

Gegeben: Balken auf zwei Stützen.
 $l = 65 \text{ m}$ $\alpha = 0,000125$
 $h = 2,80 \text{ m}$ $t = -10^\circ$
 $F = 0,1 \text{ m}^2$ $E = 2100 \cdot 10^4 \text{ t/m}^2$
 $J = 0,13 \text{ m}^4$ $\alpha t EF = 260 \text{ t}$

Zweifeldbalken.

$l = 2 \cdot 65 = 130 \text{ m}$; die übrigen Werte bleiben wie vorher. Alle Spannungen werden für den Fall einer festen Verbindung zwischen Platte und Träger, jedoch ohne Berücksichtigung der Verbundwirkung ermittelt.

Belastungsfall 1 a:

$$X_a = \frac{1}{2} \cdot EF \alpha t = 0,5 \cdot 260 = 130 \text{ t}$$

$$\sigma_{ou} = \frac{130 + 130 \cdot 1,4}{0,1 - 0,13} = -66 \text{ kg/cm}^2 \text{ Druck}$$

Belastungsfall 1 b:

$\alpha) \Sigma \Delta W \rightarrow 0$, nahezu reibungslose Lagerung.
 $X_a = \frac{3}{4} \cdot EF \alpha t = 0,75 \cdot 260 = 195 \text{ t}$
 $\sigma_{ou} = \frac{195 + 195 \cdot 1,4}{0,1 - 0,13} = -15 \text{ kg/cm}^2 \text{ Druck}$

Belastungsfall 2 a:

$$X_a = \frac{4}{5} \cdot EF \alpha t = 208 \text{ t} \quad X_a M_a = 208 \cdot 1,4 = 283 \text{ tm} (-)$$

$$X_b = \frac{12}{5} \cdot \frac{h}{l} \cdot EF \alpha t = 13,4 \text{ t}, \quad X_b M_b = -13,4 \cdot \frac{130}{4} = 435 (+)$$

am Auflager $= \frac{208 + 283}{0,1 - 0,13} \cdot 1,4 = -97 \text{ Druck}$,
über der Mittelstütze $= \frac{208 - 152}{91 + 0,13} \cdot 1,4 = +372 \text{ Zug}$ (Abb. 14).

Die maßgebende Spannung am unteren Rande ist entgegengesetzt der lotrechten äußeren Belastung (Eigenlast + Verkehr). Die gesamte Beanspruchung wird günstiger.

Belastungsfall 2 b:

$\alpha) \Sigma \Delta W \rightarrow 0$, Spannungszustand für den symmetrischen Träger wie beim Balken auf zwei Stützen, Fall 1 b unter α .

$\gamma) \Sigma \Delta W \gg \Sigma \Delta R + \text{Haftspannungen.}$

$$X_a = \frac{12}{7} \cdot EF \alpha t = 445 \text{ t} \quad X_a M_a = 624 \text{ tm}$$

$$X_b = \frac{3h}{l} \cdot X_a = 29 \text{ t} \quad X_b M_b = 940 \text{ tm}$$

$$\frac{624}{2} - 940 = 628 \text{ tm (Abb. 15)}$$

Spannungen am festen Auflager A

$$\sigma_{ou} = \frac{445 - 624}{0,1 + 1,3} \cdot 1,4 = -225 \text{ Druck}$$

Spannungen über der Mittelstütze

$$\sigma_{ou} = \frac{445 + 628}{0,1 - 1,3} \cdot 1,4 = +230 \text{ Zug}$$

Am Auflager sind die Spannungen durch lotrechte äußere Belastung = 0. Die große, mit wachsendem x aber rasch abnehmende Inanspruchnahme durch Temperatur ist daher von geringerer Bedeutung als über der Mittelstütze. Dort überlagern sich die Zugspannungen am oberen Rande mit jenen aus Eigenlast und Verkehrslast. Für einen Temperaturabfall von 25° wächst die zusätzliche Beanspruchung auf

$$= +2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$= +570 \text{ kg/cm}$$

also für die obere Randfaser auf einen Betrag von ausschlaggebender Bedeutung. Nun ist jedoch anzuführen, daß diese große Spannung in

Wirklichkeit nicht auftreten kann, da ein plötzlicher Temperaturabfall von 25° sehr hoch gegriffen ist und praktisch kaum vorkommen dürfte, und weil außerdem bei fester Verbindung zwischen Platte und Träger das Bauwerk als gemeinsam tragender Verbundkörper angesehen werden kann.

Aus den angeführten Darlegungen geht folgendes hervor:

1. Der Balken auf zwei Stützen ist gegen raschen Temperaturabfall des Trägers gegenüber der Platte nur sehr wenig empfindlich. Hinsichtlich der Größe der Zusatzspannungen im Stahlträger ist zu unterscheiden:

a) Die Eisenbetonfahrbahnplatte ist über beiden Auflagern vollständig vom Widerlager getrennt.

In diesem Fall kann die Fahrbahn ohne weiteres auf den Träger aufbetoniert und mit ihm verankert werden. Es treten nur negative, also der äußeren Belastung entgegenwirkende Momente auf. Eine reibungsfreie Auflagerung der Platte bzw. der einzelnen Plattenabschnitte bringt keine Vorteile.

b) Die Fahrbahndecke (Verschleißdecke) geht über das feste Auflager.

Die auftretenden Biegemomente sind positiv. Sie addieren sich also mit denen der äußeren Belastung. Bei Trägern mit aufbetonierter Platte ist das größte Moment über dem festen Auflager gleich wie bei reibungsfreier Lagerung. Die Momentenverteilung jedoch ist ungünstiger, da in Balkenmitte die halben positiven Randmomente wirken, im anderen Falle dort aber $M = 0$ ist.

Die zusätzlichen Beanspruchungen sind jedoch sehr gering. Es kann daher bei Brücken mit kleinen Spannweiten (etwa bis 40 m) ohne besondere Bedenken die Fahrbahnplatte aufbetoniert und die Verschleißdecke über das feste Auflager bis ans Ende der Kammermauer geführt werden. Natürlich wird dann praktisch die Befestigung der Platte mit dem Träger so ausgeführt, daß die Verbundwirkung rechnerisch verwertet bzw. bei der Bemessung zweckentsprechend ausgenutzt werden kann²⁾.

2. Der Zweifeldbalken bzw. der Durchlaufträger.

a) Die zusätzliche Beanspruchung der stählernen Träger ist ebenfalls gering, wenn die Fahrbahn sowohl über dem beweglichen als auch über dem festen Auflager vollkommen unterbrochen ist. Die auftretenden Biegemomente wirken der äußeren Belastung entgegen. Bei niederen Trägern mit kleinen Stützweiten ist daher ein Aufbetonieren der Eisenbetonplatte ohne weiteres zulässig, insbesondere wenn die Zusatzspannungen rechnerisch nachgewiesen werden.

Hohe, weitgespannte Durchlaufträger wird man aber trotzdem (besonders bei geschweißten Brücken) tunlichst von Zusatzspannungen befreien, da innerhalb der einzelnen Felder bzw. an Innenstützen eine Überlagerung mit den Hauptspannungen möglich ist. Es empfiehlt sich daher, durch Verringerung der Reibungskräfte und inneren Widerstände eine Verminderung der Temperaturbeanspruchung zu erstreben. Praktisch wird dies durch Unterteilung der Fahrbahnplatte in mehr oder weniger große Abschnitte (je nach dem Gewicht der Fahrbahn) erzielt. Die einzelnen Plattenteile werden dabei im allgemeinen auf eine glatte Unterlage (Bitumenanstrich, Pappe, Blech usw.) aufgelagert und in der Mitte durch einen auf den Träger aufgeschweißten Dorn gegen seitliche Verschiebung festgehalten.

Wie man aus Abb. 16 erkennt, ist aber diese Ausführung nur dann von Erfolg, wenn die Verschleißdecke so ausgebildet wird, daß sie die Bewegung der Eisenbetonplatte nicht behindert. Dies kann erreicht werden durch:

1. geringe Reibung zwischen Verschleißdecke und Betonplatte,
2. Vergrößerung der Summe der Fugenbreiten durch kürzere Deckenfelder,
3. Übereinstimmung der Deckenfugen mit den Plattenfugen, wobei ein Ausfließen der Vergußmasse durch entsprechende Blecheinlage zu verhindern ist,

4. Offenhalten einer gemeinsamen Fuge zwischen Platte und Decke in bestimmten Abständen bei größeren Brücken (Talübergängen usw.) und an für zweckmäßige Entwässerung geeigneten Stellen.

Werden diese Erfordernisse nicht eingehalten, so verhindert die Fahrbahndecke eine Längenänderung des Trägers. Die reibungsfreie Lagerung kommt nicht zur Wirkung; die Platte könnte dann ebensogut aufbetoniert sein.

2) Vgl. hierzu Dr. J. Krebitz, Verbund zwischen vollwandigen Stahlträgern usw. . . . B. u. E. 1938, Heft 14, S. 227.

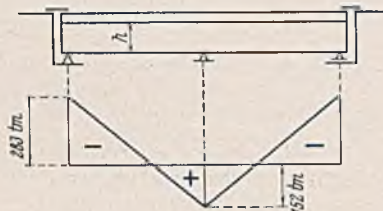


Abb. 14.

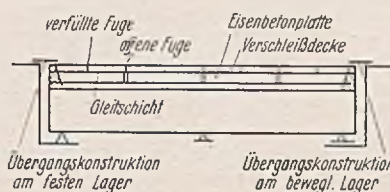


Abb. 16.



Abb. 15.

b) Die Ausführung einer über das feste Auflager durchgehenden Fahrbahndecke ist beim statisch unbestimmten System unzulässig.

Ist die Eisenbetonplatte aufbetoniert, so treten an der Mittelstütze des Zweifeldbalkens bzw. an der 1. Innenstütze bei Durchlaufträgern große negative Momente auf, die sich wegen der Überlagerung mit den Hauptspannungen besonders ungünstig auswirken.

Eine Ausbildung der Fahrbahn, wie in Abb. 16 dargestellt, bringt hier ebenfalls keinen Nutzen; im Gegenteil: an den einzelnen Dornen werden von außen große waagerechte Kräfte übertragen, die in der

unmittelbaren Umgebung der Kraft Spannungsspitzen, im übrigen aber gefährlich große Momentensprünge hervorrufen.

Für die eingangs erwähnten geschweißten Brücken trifft die in den vorliegenden Betrachtungen als ungünstig dargestellte Ausführungsart nicht zu. Außerdem sind die genannten Schäden an ganz anderen Stellen aufgetreten, als der ungünstigsten Beanspruchung entsprechen würde. Die Ursachen konnten demnach der zusätzlichen Beanspruchung durch plötzlichen Temperaturabfall nicht zugeschrieben werden.

Alle Rechte vorbehalten.

Straßenbautagung 1938 in München.

Die Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen hat gemeinschaftlich mit der Fachabteilung Straßenbau der Wirtschaftsgruppe Bauindustrie vom 15. bis 17. September 1938 eine Straßenbautagung in München veranstaltet, die sich eines zahlreichen Besuches zu erfreuen hatte. Auch aus dem Auslande hatten sich etwa 300 Teilnehmer eingefunden.

Mit der Tagung waren eine Straßenbaumaschinen-Ausstellung und eine Keramikmaschinen-Ausstellung in den Kongreßhallen im Ausstellungspark verbunden, die vor Beginn der Tagung am Vormittag des 15. September eröffnet wurden.

Als Ehrengäste waren u. a. bei der Eröffnungsfeier erschienen: Gauleiter Staatsminister Wagner, Generalinspektor für das deutsche Straßenwesen Prof. Dr.-Ing. Todt, Oberbürgermeister Fiebler, die Staatssekretäre Dauser und Poeppel, die Ministerialdirektoren Gareis und Vilbig, Oberregierungsrat Unterberger, Reichsbahndirektor Hafens und Generaldirektor Milke.

Nach der Begrüßung der Erschienenen durch den Gauleiter Staatsminister Wagner ging Dr. Griebmann als Leiter der Fachgruppe Aufbereitungs- und Baumaschinen der Wirtschaftsgruppe Maschinenbau auf die Bedeutung der beiden Ausstellungen näher ein.

Prof. Dr.-Ing. Todt wies auf die zur Einsparung menschlicher Arbeitskraft dringend erforderliche Einsetzung der Maschinenkraft hin und belegte dieses mit Beispielen. Er dankte zum Schluß den an das Zustandekommen der beiden Ausstellungen besonders verdienten Männern: Ministerialdirektor Vilbig, Dipl.-Ing. Kirchner, Prof. Lechner und Architekt Schmithals sowie den Ausstellern selbst.

Mit einem Rundgang durch die beiden Ausstellungen wurden diese dann eröffnet. Ein ausgezeichnete amtlicher Führer durch die Straßenbaumaschinen-Ausstellung gewährt einen guten Einblick in das auf der Ausstellung Gezeigte. Es sind wesentliche Fortschritte auf dem Gebiete des Straßenbaumaschinenbaues zu erkennen. Viel Neues und Interessantes war in den drei Ausstellungshallen und auf dem ausgedehnten Freigelände zu sehen. Die weiter entwickelten Straßenbaumaschinen und Straßenfahrzeuge ermöglichen eine weitgehende Ersetzung der Handarbeit durch die Maschinenarbeit sowohl bei den Neubauten als auch bei der Straßenunterhaltung. Es mögen hier nur erwähnt werden: die geländegängigen Erdbaugeräte, die Nah- und Ferntransportgeräte, die Verteilengeräte für Beton und bituminöses Mischgut, die Walzen und Schneepflüge.

Am 15. September nachmittags wurde dann die eigentliche Straßenbautagung in der Kongreßhalle auf dem Ausstellungsgelände durch den stellv. Vorsitzenden der Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen, Ministerialrat Huber, zugleich im Namen der Wirtschaftsgruppe Bauindustrie, Fachabteilung Straßenbau, eröffnet. Nach ihm sprach der Leiter der Fachabteilung Straßenbau der Wirtschaftsgruppe Bauindustrie, Generaldirektor Milke, über die in den letzten fünf Jahren geleistete Arbeit und die auf den Straßenbautagungen zutage tretenden Fortschritte infolge des vorbildlichen Zusammenarbeitens der Bauverwaltung und der Bau- und Maschinenindustrie. Gegenseitiges Vertrauen und gegenseitige Achtung von Betriebsführer und Gefolgschaft habe zu der erfolgreichen Arbeit wesentlich beigetragen. Die Straßenbau- und die Maschineningenieure hätten Hand in Hand gearbeitet.

Während die Techniker früher mehr im Hintergrund gewirkt hätten und in der Verwaltung den Politikern und bei den Unternehmungen den Finanzleuten die Führung überlassen hätten, sei jetzt darin eine Besserung eingetreten, indem den Technikern die ihnen gebührende Anerkennung zuteil würde, was namentlich von Seiten des Führers geschehe und durch die diesjährige Verleihung des Nationalpreises an vier hervorragende Techniker zum Ausdruck gekommen sei.

Der Redner betonte die Notwendigkeit der Heranbildung von Facharbeitern und der Nachwuchsförderung bei den Ingenieuren und Technikern. Die erzielte Vervollkommnung der Bauweisen und der Baugeräte komme auch anderen Ländern zugute und wirke so völkerverbindend.

Als dann gab Ministerialdirektor Rudolphi zunächst einen zahlenmäßigen Überblick über das bislang für die Reichsautobahnen Geleistete. Bis Mitte September 1938 befinden sich 2364 km Reichsautobahnen im Betrieb und rd. 1700 km im Bau. Es werden an Auftraggeber und Unternehmer hohe Anforderungen gestellt. Das Fehlen von Arbeitskräften, die aus wehrpolitischen Gründen an anderen Arbeitsstätten eingesetzt werden mußten, sowie Schwierigkeiten in der Materialbeschaffung erfordern zeitweilige Umstellungen im Betriebe und gegebenenfalls auch Unterbrechung der Arbeit und ergeben Unstimmigkeiten zwischen Unternehmer und Auftraggeber, die nur durch gutes Einvernehmen nach dem Grundsatz von Recht und Billigkeit überbrückt werden können.

In der neu hinzugekommenen Ostmark sind 1250 km Reichsautobahnen vorgesehen. Es ergeben sich hier Schwierigkeiten auf organisatorischem und persönlichem Gebiet. Für die Ausführung kommen nur leistungsfähige Unternehmer mit einem entsprechenden Gerätepark in

Frage, und es müssen daher auch die Unternehmer aus dem alten Reich mit herangezogen werden.

Auf die neuen Bestimmungen über die Vergebung von Erdarbeiten wurde von dem Vortragenden hingewiesen.

Zum Schluß sprach der Generalinspektor für das deutsche Straßenwesen, Prof. Dr.-Ing. Todt. Er erwähnte die gespannte politische Lage und die zur Zeit stattfindenden politischen Besprechungen wegen der Nachbarschaft. Zu den bisherigen Arbeiten ist auch noch der Bau von umfangreichen Befestigungsanlagen an den Grenzen hinzugekommen. Er betonte, daß allein schon die Anwesenheit der zahlreichen ausländischen Gäste die Abhaltung der Tagung rechtfertige.

Die Frage, ob das Bautempo und die Arbeitsintensität beibehalten werde, müsse für die nächsten 5 bis 10 Jahre bejaht werden. Die Reichsautobahnen werden noch eine Bauzeit von etwa 10 Jahren erfordern. Ebenso erfordert der Ausbau der Reichs- und Landstraßen noch eine Reihe von Jahren. Endlich werden auch die Wasserstraßen noch reichlich Arbeitsgelegenheit bieten. Die Leistung muß daher noch gesteigert werden. Die Qualität der Arbeit darf aber trotz der Massenarbeit nicht leiden. Jeder Unternehmer muß seine Ehre darin setzen, an jeder Stelle Qualitätsarbeit zu leisten, auch wenn die Arbeitsüberwachung durch den Auftraggeber eingeschränkt werde. Die Leistung der dem Unternehmer überwiesenen Arbeitskräfte hängt zusammen mit ihrer sozialen Betreuung und ihrer Ausbildung. Die Fördergeräte müssen vermehrt und verbessert werden. Die Zahl der Typen der Baumaschinen sollten vermindert und ihre Instandhaltung durch Normung der Ersatzteile erleichtert werden.

Die Reichsautobahnen sind etwas Einmaliges und müssen daher in höchster Vollkommenheit ausgeführt werden.

Der Redner dankte zum Schluß allen Mitarbeitern aus der Industrie und Verwaltung für ihre aufopfernde Tätigkeit; er schloß mit den Worten: „Wir werden weiterhin deutsches Bauschaffen als Gemeinschaftsleistung des deutschen Volkes betrachten.“

Am 16. und 17. September wurden in der Kongreßhalle eine Reihe von fachlichen Kurzvorträgen gehalten. Zunächst sprach Dipl.-Ing. Gottstein über die Trassierung der Reichsautobahnen in Österreich. Er zeigte im Lichtbilde das geplante Netz der Reichsautobahnen, durch die der zwischenstaatliche Anschluß Deutschlands mit Ungarn, Jugoslawien und Italien hergestellt werden soll. Er hob besonders die Schwierigkeiten beim Bau der Nord-Südverbindung Salzburg—Klagenfurt hervor. Sie erfordert u. a. auch zwei Tunnelstrecken von 7 und 9 km Länge. Diese bedürfen besonderer Be- und Entlüftungseinrichtungen, die vom Vortragenden besprochen wurden.

Reg.-Oberbaurat Ing. Fischer besprach sodann die Schwierigkeiten beim Entwerfen von Gebirgsstraßen. Oberster Grundsatz sei dabei weniger die Ermöglichung großer Fahrgeschwindigkeiten als die Erzielung größtmöglicher Sicherheit.

Über den Ausbau der Landstraßen im Lande Österreich sprach Reg.-Baurat Dr.-Ing. Fuchs. Im Interesse des für Österreich wichtigen Touristenverkehrs ist das Hauptaugenmerk zunächst darauf gerichtet, durch geeignete Maßnahmen die Straßen staubfrei zu machen, wofür 10,5 Mill. RM ausgeworfen sind. Alsdann folgt der Ausbau der Reichsstraßen zur Erzielung eines verkehrssicheren Zustandes.

Weiterhin erstattete Reg.-Baumeister a. D. Stober seinen Bericht über die Einrichtung von Erdbau-Großbaustellen auf Reichsautobahnen. Der interessante Vortrag befaßte sich mit den Arbeitsbahnen von 60 und 90 cm Spurweite sowie mit den Anlagen für Nah- und Ferntransporte, mit Förderbändern und Bremsbergen und den Lösch- und Ladegeräten, mit der Anlage von Kippen zur Ablagerung von Boden, mit den Baggergeräten zur Bodengewinnung sowie mit fahrbaren Absetzgeräten und mit den Geräten zur Bodengewinnung.

Gute Organisation hinsichtlich der Beschaffung und Ausnutzung der Arbeitskräfte ist wichtig. Im Interesse einer guten Ausnutzung der Arbeitsgeräte sollte auf eine dauernde Beschäftigung der Unternehmer gesehen werden. Bei den Erdmassenberechnungen muß die Rechenarbeit beim Unternehmer und bei der Verwaltung vereinfacht werden.

Sehr aufschlußreich war auch der folgende Vortrag von Dr.-Ing. Rentsch über den Einsatz von geländegängigen Erdbaugeräten. Zur Verwendung gelangen Raupenbagger und der Diesel-Raupenschlepper. Der gleislose Betrieb mit Raupengeräten hat sich bewährt. Sie bewirken nebenher auch eine Verdichtung des Schüttbodens. Als neuzeitliche geländegängige Erdbaugeräte erwähnte der Vortragende noch: die Planier-raupe, den Raupenwagen und den Erdhobel. Die mit Zähnen versehene Schafffußwalze bewirkt eine gute Verdichtung gewisser Bodenarten. Sie wird in Amerika viel verwendet.

Der anschließende Vortrag von Dipl.-Ing. Menck befaßte sich mit dem Leistungsvermögen von geländegängigen Erdbaugeräten. Schwer

lösbarer Boden sollte zur wirtschaftlichen Bodengewinnung mit dem Tiefaufreißer vorgelockert werden. Ein Schürfwagen leistet in 8stündiger Arbeitszeit bei einer Förderentfernung von 50 m etwa 310 m³ Boden und bei einer Förderentfernung von 500 m etwa 120 m³ Boden. Damit die Fahrzeit von der Be- zur Entladestelle möglichst abgekürzt wird, muß die Fahrstrecke gut fahrbar erhalten werden. Schürfwagen und Planier- raupe müssen gut aufeinander abgestimmt sein. Ihre Betriebskosten stellen sich auf 32 bis 33 RM je Schicht von 8 Stunden. Der Straßenhobel ist als Unterhaltungsgerät gut verwendbar. Seine Betriebskosten betragen 2,30 RM je Betriebsstunde. Die bislang gebrauchten 50-PS-Raupenschlepper sind für die hier zu bewältigenden Aufgaben zu schwach gebaut.

Die Kurzvorträge wurden am Sonnabend, dem 17. September, fortgesetzt.

Zunächst sprach Prof. Dr.-Ing. Königer über die Entwicklung eines Fernanzeigergerätes für Glattisgefahr. Glattis entsteht bei Temperaturen unter 0° durch Nebel und Regen und durch Reif und bei Fahrbahn-temperaturen über 0° durch unterkühlten Regen oder Reif. Die Glattis- schicht ist nur 1 bis 2 mm dick. Die Glattisbildung hängt ab von der Wärmeleitfähigkeit des verschiedenen Deckmaterials. Vom Institut für Kälte- und Trockentechnik in Berlin sind eingehende Untersuchungen auf diesem Gebiete ausgeführt, die gezeigt haben, daß die Ausbildung eines Gerätes für die Fernmeldung von Glattisgefahr möglich ist.

Es folgte dann der Vortrag von Stadtbaurat Dr.-Ing. Leske über Stadtstraßen und Verkehr. In dem nächsten Vortrag von Regierungsbaumeister a. D. Schnevoigt erläuterte dieser die bei der Fugenherstellung im Betonunterbau zu beachtenden Gesichtspunkte. Bei der Ausführung von Scheinfugen kann der Abstand der Raumbfugen großer gewählt werden. Auch die Wielandschen Holzübel können verwendet werden.

Über die Raughgestaltung bituminöser Decken sprach Landesbaurat Großjohann. Er erläuterte die Begriffe Rauigkeit, Griffigkeit und Kraftschluß zwischen Fahrzeug und Fahrbahn. Es kommt einerseits die Aufrauhung glattgewordener Decken, andererseits die Herstellung von neuen rauen Decken in Frage. Prof. Mallison unterscheidet zwischen feim-, mittel- und grobgriffigen Decken. Letztere beiden Arten sind anzustreben. Die Griffigkeit hängt ab von der Körnung des in der Decke verwendeten Splittes. Der Vortragende berichtet über die Untersuchungen auf einer 7,5 km langen Versuchsstrecke auf der Reichsstraße Neuß—Gladbach, wo 16 verschiedene Decken erprobt werden.

Es folgte der Vortrag von Dipl.-Ing. Kirchhoff über Fortschritte in der Verwendung von Verteilgeräten im bituminösen Deckenbau. Es ist zu unterscheiden zwischen freibeweglichen und schlenengeführten

Verteilern. Mit letzteren wird eine bessere Verteilung erreicht. Mit Erfolg wird ein profilgerechter Vorplaner verwendet. Größere Aufträge ermöglichen eine Verbilligung der Ausführung. Ein neuer selbstfahrender Verteiler hat sich für den Landstraßenbau eingeführt. Der 7 t wiegende Jägerverteiler hat sich bewährt. Für die Herstellung einer einwandfreien Fahrbahndecke genügt ein Verteiler mit angehängter Stampfbohle. Die Verdichtung geschieht durchweg durch Walzarbeit.

Ministerialrat Schönleben berichtet sodann über praktische Folgerungen aus Ebenheitsmessungen auf den Reichsautobahnen mit einem über die Autobahn fahrenden Fahrzeug. Gleiche Verhältnisse sind dabei Voraussetzung. Ein geschicktes Fahren ist notwendig. Die Fahr- geschwindigkeit muß gleichmäßig sein. Es sind Etappen von 10 km gefahren. Es haben sich an der Apparatur Ausschläge von + 4 bis - 1 cm ergeben. Besonders große Ausschläge haben sich an den Bauwerken gezeigt, wenn deren Hinterfüllung nicht einwandfrei ausgeführt war. Auch der Fugeneinfluß war bemerkbar. Der Sand unter den Plattenenden muß gut verdichtet werden. Auch muß bei lehmigem Untergrund das Eindringen von Wasser in die Fugen verhütet werden. Wenn die Plattenenden sich in der Höhenlage gegeneinander verschoben haben, müssen sie wieder in die richtige Höhenlage gebracht werden. Die Messungen sollen unmittelbar nach Fertigstellung der Decke ausgeführt werden. Die Fahrten können dann als Abnahmefahrten gewertet werden.

Dr.-Ing. Kunde schildert die neuartige Herstellung bituminöser Decken auf Reichsautobahnen. Das Mischgut soll erst kurz vor dem Einbau auf der Baustelle fertiggestellt werden.

Prof. Graf zeigt an Beispielen aus neueren Versuchen im Beton- straßenbau die Notwendigkeit der Berücksichtigung des Schwindens bei den Fugenweiten und die Notwendigkeit der Verdübelung der Betonplatten. Dem Schwinden muß durch Zementverbesserung begegnet werden.

Über die Herstellung und Eigenschaften ein- und zweischichtiger Betondecken berichtet Dr.-Ing. Walz. Er erwähnt die Vorzüge und Nachteile des ein- und zweischichtigen Einbaus. Der Wassergehalt ist von Einfluß auf die Druck- und Biegezugfestigkeit.

Von Regierungsbaumeister Sack werden die Vorschläge zur Neu- bearbeitung der Anweisung für den Bau von Betonfahrbahndecken er- läutert. Er macht beachtliche Vorschläge für die Neubearbeitung, unter- stützt durch Lichtbilder. Fugenbewehrung ist unerlässlich. Beton mit höherem Wassergehalt wird von ihm empfohlen. Der Grundbau beider- seits der Fugen soll verstärkt werden. Wichtig ist eine gute Randstreifen- befestigung. Gußasphalt ist nicht unbedingt zuverlässig. Vielleicht genügt schon eine Schotterung mit Oberflächenbehandlung. N.

Vermischtes.

Die 16. ordentliche Hauptversammlung der Hafentechnischen Gesellschaft in Magdeburg findet zusammen mit dem Deutschen Binnenschiffahrtstag 1938 anlässlich der Eröffnung des Mittellandkanals vom 30. Oktober bis 1. November statt.

Am Sonntag, dem 30. Oktober, wird ein Festakt der Reichswasserstraßenverwaltung zur Eröffnung des Mittellandkanals in Gestalt der Einweihung des Schiffshebewerks Rothensee durchgeführt. Im Anschluß daran sind Besichtigungen der Großbauten des Mittellandkanals vorgesehen.

Die eigentliche Tagung beginnt am Montag, dem 31. Oktober, 10 Uhr, mit der Kundgebung in der Stadthalle. Festvortrag: Staatsrat Dr. Jarres, Düsseldorf, über: „Die Kraftströme im Werden der deutschen Binnenschiffahrt“. Der Nachmittag wird durch die Sitzungen und Mitglieder- besprechungen der beiden Verbände in Anspruch genommen.

Die fachwissenschaftlichen Vorträge am Dienstag, dem 1. November, finden ab 10 Uhr im Großen Festsaal der „Harmonie“, Otto-von-Guericke- Straße 64, statt. Es sprechen: Ministerialdirektor Dr. Gähns, Berlin, über: „Die Pläne für den weiteren Ausbau des deutschen Wasserstraßennetzes“; Bürgermeister Dr. Neubacher, Wien, über: „Die Donau als großdeutsche Schifffahrtsstraße“; Stadtbaurat Götsch, Magdeburg, über: „Magdeburg als Hafen und Schifffahrtsstadt“.

Auskünfte erteilt die Geschäftsstelle der Hafentechnischen Gesell- schaft, Berlin-Charlottenburg 2, Berliner Straße 170/171, Techn. Hochschule.

Erweiterungsbauten im Hafen von Kopenhagen wurden nach einem Berichte in Dock Harbour 1938, Nr. 212, S. 221, ausgeführt. Neben der Verbreiterung des dem Passagier-Überseeverkehr dienenden „Lange- linie“-Kais von 6 bis 12 m auf 20 bis 33 m Breite und der Vertiefung des Fahrwassers von 6,9 auf 9,1 m wurde der zum Innenhafen gehörige „Havnegade“-Kai erneuert (Abb. 1). Vor der bestehenden Kon-

struktions wurde eine Stahlspundwand geschlagen, die alte Kaikrone entfernt und auf der Spundwand und der Hinterfüllung eine neue Mauerkrone aus Mauerwerk und Beton errichtet und mit am oberen Spundwandteile angreifenden Anker gesichert. Ferner wurde die alte, 1908 erbaute, als Kippbrücke ausgebildete „Knippels bro“-Brücke erneuert. Die alte Brücke (Abb. 2) hatte nur eine Durchfahrt von 25 m Breite. Die neue, ebenfalls als Kippbrücke ausgebildete, nach Bauweise Scherzer gebaute Brücke weist dagegen eine Durchfahrt von 35 m Breite auf (Abb. 3). Gleichzeitig wurde, um niedrigeren Schiffen die Durchfahrt zu ermöglichen, der Brückenscheitel von 2 m über NN um 3 m auf 5 m über NN höher gelegt und die Brücke auf 27 m verbreitert. Der „Provesten“-Ölhafen wurde ebenfalls durch Anlage eines neuen Kais (Abb. 4) vergrößert und der Zufahrtskanal auf 9 m vertieft. Der neue Kai besteht aus einer Stahlspundwand, die zusammen mit der Hinterfüllung die Eisenbetonkrone trägt. Auch hier ist eine entsprechende Verankerung vorgesehen. An der Hinterfüllung sind mehrere

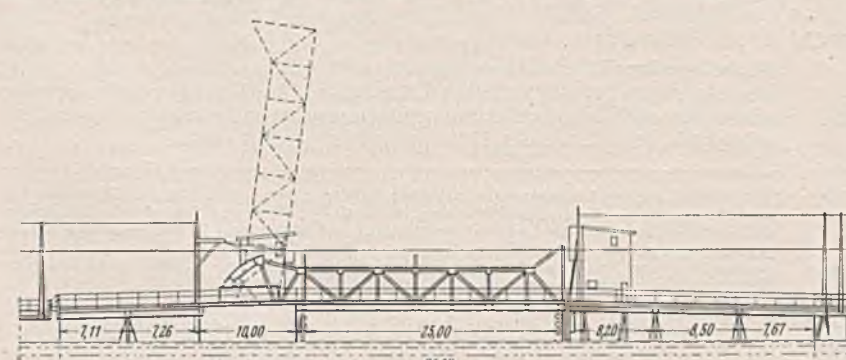


Abb. 2.

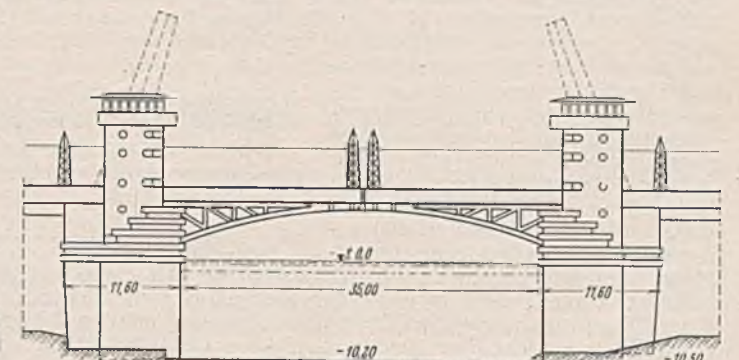


Abb. 3.

Reihen von Holzpfählen geschlagen. Der Ölhafen liegt außerordentlich günstig auf einer früher von einem Fort gekrönten, der Ostküste der Insel Amager im Abstände von 1,6 km vorgelagerten kleinen Insel Provesten. Der Hafen (Abb. 5) wurde erst 1936 eröffnet, doch mußte

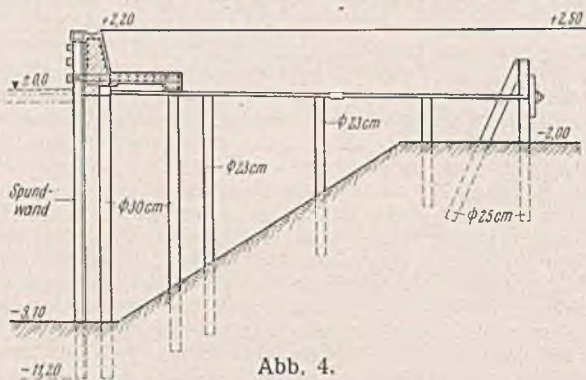


Abb. 4.

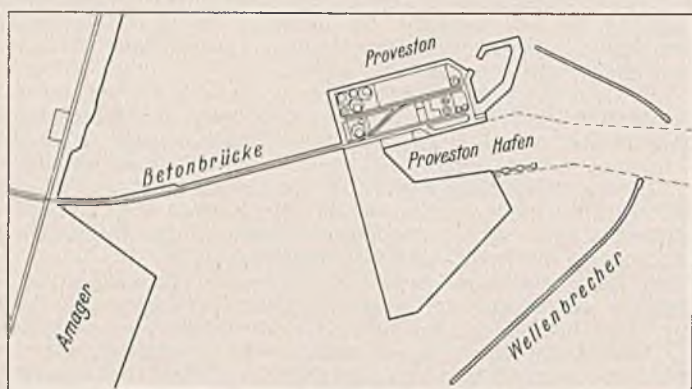


Abb. 5.

das damals zur Verfügung gestellte 30 500 m² große Gelände inzwischen schon auf 60 000 m² vergrößert werden. Im vergangenen Jahre betrug der Schiffsverkehr 35 000 Schiffe mit 30 Mill. Nettoregistertonnen. Der Hafen ist durch eine Betonbrücke mit Schienenweg und Fahrbahn mit dem Festlande über die Insel Amager verbunden.

Das neue Gelände wurde in nur 2 m Wassertiefe durch Sandaufschüttung gewonnen. Die Wellenbrecher bestehen aus aufgeschütteten Geröllblöcken, ihre Kopfteile aus Eisenbetonsenkasten. Schließlich wurde noch der Jachthafen vergrößert, um bis zu 320 Jachten leicht aufnehmen zu können. Die Anlagestege sind (Abb. 6) in Holzbauweise ausgeführt. Schm.

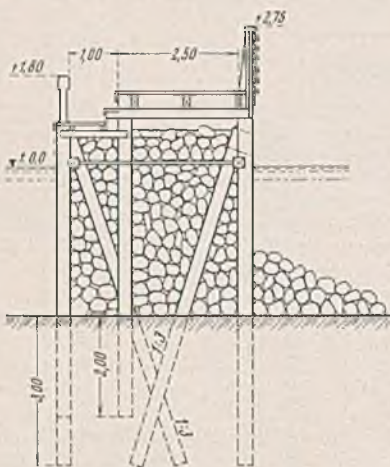
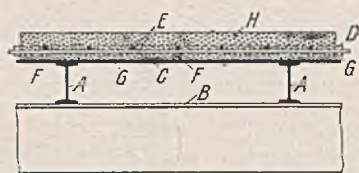


Abb. 6.

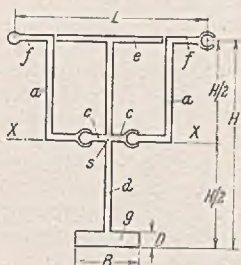
Patentschau.

Fahrbahn für stählerne Straßenbrücken. (Kl. 19d, Nr. 644 452 vom 31. 5. 1934 von Dr.-Ing. Gottwalt Schaper in Berlin-Lichterfelde.) Um eine unbedingt zuverlässige Verbindung der Fahrbahndecke mit dem Trägersystem der Brücke zu erreichen und um die Rissebildung zu verhindern, sowie schwere Betonmassen und eine besondere Dichtungsschicht zu ersparen, wird auf der stählernen Unterlage ein Stab-, Netz- oder Gitterwerk aus beliebigen Stahlgliedern befestigt, das die Fahrbahndecke in waagerechter und senkrechter Richtung mit der Unterlage verankert und gleichzeitig zur Verstärkung dient. Über den auf den Querträgern B aufliegenden Längsträgern A sind die ebenen Fahrbahnplatten C aufgelagert, die durch die stählernen Rippen D versteift sind. Die Platten C werden an den Stoßkanten untereinander und mit den Trägern A verschweißt, so daß eine zusammenhängende Fahrbahn entsteht. Auf der Fahrbahnplatte ist ein gitterartiger Rost aus kreuzweise verschweißten Stäben E in einigem Abstand befestigt, derart, daß zwischen den Verstärkungsrippen D einzelne Stangenoste eingelegt und mit kurzen Zwischenstücken F auf der Platte unmittelbar befestigt werden, oder es wird der Stangenrost unmittelbar auf die Rippen D gelegt und verschweißt und zwischendurch mit den Blechplatten durch Zwischenstücke F verbunden. Auf dieses Gebilde wird die Asphaltdecke H in solcher Dicke aufgetragen, daß es vollständig in der Masse

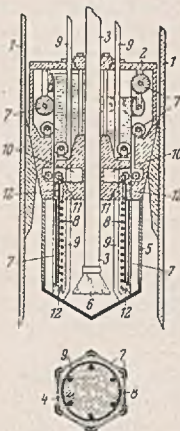


eingebettet ist. Soll der Asphalt auch noch durch die Rippen D hindurchdringen, so können an der Rippenunterseite Aussparungen G vorgesehen werden. Soll die Asphaltdecke H besonders leicht werden, so werden als Befestigungsmittel starke Drahtgeflechte oder Streckmetallstreifen auf die Fahrbahnplatten C aufgeschweißt.

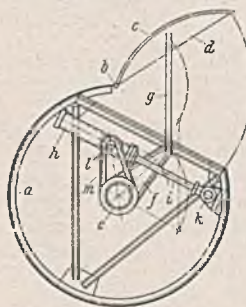
Eiserne Spundwand. (Kl. 84c, Nr. 621 752 vom 30. 10. 1931 von Hans Meiners in Essen-Bredeneu.) Um handelsübliche Z-Eisen verwenden und das Widerstandsmoment der Wand erhöhen zu können, bestehen die Querverbindungsbohlen aus je zwei handelsüblichen Z-Eisen, deren zusammenstoßende Flanschen mit den Außenflanschen der I-Eisen in einer Ebene liegen und die den Raum zwischen den Flanschen der benachbarten I-Eisen im wesentlichen ausfüllen. Für die Verbindung der Z-Bohlen a mit dem I-Eisen d sind in der Mitte des I-Eisensteges auf beiden Stegseiten Nocken c angewalzt oder angeschweißt, die an ihren freien Enden dieselben Schloßer aufweisen, wie sie die Z-Bohlen besitzen. Der Flansch e des I-Eisens liegt in gleicher Ebene mit den Bohlenflanschen f und ist von annähernd gleicher Breite wie der lichte Stegabstand der beiden Eisen a. Die Breite des anderen I-Eisenflansches (Innenflansch) g ist mit B, seine Dicke mit D bezeichnet. Die Gesamthöhe der zusammengesetzten Bohle ist H, ihre Baulänge L. Die parallel zu den Flanschen e und g verlaufende Schwerachse x-x geht durch den Schwerpunkt S des zusammengesetzten Bohlenquerschnitts.



Verfahren und Vorrichtung zur Herstellung von Ort betonpfählen mit Schutzmantel. (Kl. 84c, Nr. 627 547 vom 23. 7. 33 von Karl Derr in Lünen, Lippe.) Nach Herstellung des Pfahlfußes wird das eingetriebene Vortreibrohr 1 zunächst mittels des Mündungsverschlusses 2 erneut verschlossen. Unter Austreiben des Vortreibrohres 1 oder durch Anheben des Mündungsverschlusses 2 wird dann anschließend der Pfahlschaft hergestellt. Hierzu wird zunächst mittels der Eintragleitung 3 für den Baustoff 4 Preßluft in den unteren Teil des Mündungsverschlusses 2 eingedrückt, wobei das Vortreibrohr 1 ausgetrieben oder der Mündungsverschluß 2 selbst angehoben und das von seinem Oberteil losliche Fußstück 6 vom Mündungsverschlusse 2 abgetrennt. Hierbei wird der mit dem Fußstück verbundene, in waagerechten Rollen angebrachte Schutzmantel 7 zunächst abgerollt; dann werden seine einzelnen Teile im Mündungsverschlusse mittels einer Falz- oder Heftvorrichtung 10 miteinander verfalzt oder verheftet, wobei gleichzeitig mittels der Nockengetriebe 11 die die Spiralbewehrung 8 zurückhaltende Auslösevorrichtung 12 in gleichmäßigen Abständen ausgelöst wird, so daß sich die jeweilig nur um eine Windung freiwerdende Spiralumschnürung 8 nunmehr in gleichmäßigen Steigungen oder Windungen um die Längsbewehrung 9 legen kann. Mit dem Fortschreiten des Abrollens, Verfalzen des Schutzmantels 7 und dem Einbringen der Umschnürung 8 werden nun aus Einpreßvorrichtungen bekannter Art Versatzstoffe mittels eines Preßdruckes in den sich zwischen Pfahlschaft und der Erdausböhrung ergebenden Spalt eingedrückt, und gleichzeitig wird der Pfahlschaft, vornehmlich unter Überdruck betoniert.



Bewegliches Wehr mit einer Stauklappe. (Kl. 84a, Nr. 625 988 vom 22. 3. 1931 von Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg AG in Nürnberg.) Um die Bauart des Wehres zu vereinfachen und eine gleichmäßigere Kraftübertragung von der Antriebvorrichtung auf die Klappe zu erreichen, wird die Antriebswelle als verdrehungsfeste Hohlwelle ausgebildet und mit festen Hebelarmen versehen, an deren freien Enden die die Stauklappe bewegenden Schubstangen angelenkt sind. Auf dem zylindrischen Walzenwehrkörper a ist bei b die im wesentlichen nur aus einer gebogenen Blechtafel und von Rippen d bestehende Klappe c angelenkt. An der rohrförmigen verdrehungsfesten Welle e befinden sich Hebel f, die ihrerseits durch Schubstangen g mit der Klappe c verbunden sind. Zum Antrieb der Welle e dient ein Druckwasser-Zylinder h, dessen Kolbenstange i am Wehrkörper bei k angelenkt ist und der durch Zapfen l an einer Kurbel m angreift. Bei Aufrechterhaltung des Druckes im Zylinder h bleibt die Klappe in der dargestellten Lage stehen, bei Nachlassen des Druckes senkt sich die Klappe unter ihrem Eigengewicht und wird wieder gehoben sobald im Zylinder h der Druck wiederhergestellt wird.



INHALT: Die Verbesserung der Vorflut in der unteren Oder. III. — Die Baustelleneinrichtung für die Kongresshalle Nürnberg. (Schluß.) — Über den Einfluß von Temperaturunterschieden zwischen Eisenbetonfahrbahnplatten und stählernen Hauptträgern bei Balkenbrücken. — Straßenbautagung 1938 in München. — Vermischtes: Die 16. ordentliche Hauptversammlung der Hafenbautechnischen Gesellschaft in Magdeburg. — Erweiterungsbauten im Hafen von Kopenhagen. — Patentschau.