

# DIE BAUTECHNIK

3. Jahrgang

BERLIN, 10. Juli 1925

Heft 30

## Die Wasserstraßenabteilung des Reichsverkehrsministeriums auf der Deutschen Verkehrsausstellung in München 1925.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Oberregierungsbaurat Loebell, Berlin.

In der diesjährigen Deutschen Verkehrsausstellung in München will die Wasserstraßenabteilung des Reichsverkehrsministeriums, soweit es der beschränkte Platz gestattet, einen Überblick geben über die Leistungen und einige wichtige Bauten der deutschen Wasserstraßen.

Links vom Eingange wird eine Übersicht geboten über die Arbeiten der Deutschen Seewarte in Hamburg. Die Deutsche Seewarte ist Deutschlands zentrale Sammel- und Verbreitungsstelle für alle Wetternachrichten Europas. Die ausgestellte Karte gibt eine Darstellung des europäischen Funkwetternetzes.

Die Deutsche Seewarte hat die Leitung des Sturmwarnungsdienstes und des Wetterdienstes an der deutschen Küste. Im Dienste dieses Wetterdienstes stehen die im Modell dargestellten Windsemaphore, an denen der Schiffer sehen kann, welche Windverhältnisse an den Punkten der Küste herrschen, die für die Schifffahrt von besonderem Belang sind. Die Deutsche Seewarte hat weiter die Aufgabe, die Naturverhältnisse des Meeres zu erforschen, soweit sie für die Schifffahrt von Bedeutung sind. Auf einer Karte ist der Verlauf der Sturmfluten vom 11. bis 14. März 1906 in Wilhelmshaven und Cuxhaven bildlich dargestellt. In einem Bilde wird die Gezeitenrechenmaschine der Seewarte vorgeführt, ein Wunderwerk der Technik, die es ermöglicht, in wenigen Stunden für jeden Hafen der Welt Zeit und Höhe von Ebbe und Flut im voraus zu berechnen.

Wer sich über Umfang und Art der Tätigkeit der Deutschen Seewarte weiter unterrichten will, findet auf einem Auslegetisch die erforderlichen Bücher und Zeitschriften.

Beim Weitergehen fällt der große Lageplan des Kaiser-Wilhelm-Kanals auf, dessen Verkehr 1924 rd. 13 $\frac{1}{2}$  Millionen N. R. T. erreichte und der sich weiter einer steigenden Entwicklung erfreut. In baulicher Hinsicht ist der Kaiser-Wilhelm-Kanal bemerkenswert durch die großen Schleusenanlagen an seinen Endpunkten. Diese sind schon deshalb notwendig, weil andernfalls starke Strömungen in dem Kanal herrschen würden, die den Schiffen das Steuern in dem naturgemäß beengten Fahrwasser des Kanals unmöglich machen würden. Bilder, Zeichnungen, sowie ein Modell zeigen die Bauart dieser Schleusenanlagen.

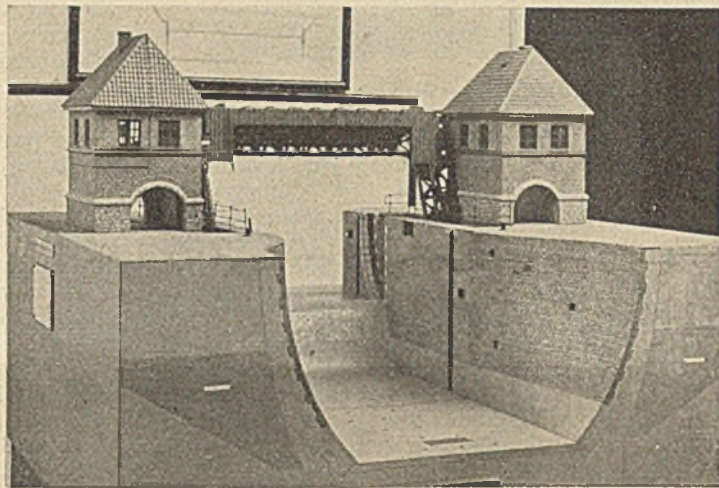
Weiter sind Bilder von den Brücken, die über den Kanal führen, ausgestellt. Die Bedingung, daß unter den Brücken für Seeschiffe eine freie Durchfahrthöhe von 42 m verbleiben sollte, und weil bewegliche Brücken für den Eisenbahnverkehr beim alten Kanal zu sehr lästigen gegenseitigen Störungen geführt haben, ergab die Notwendigkeit, zwei Hochbrücken mit sehr langen Anrampungen für zwei Eisenbahnlinien zu bauen, die bei Hochdonn im Westen und bei Rendsburg in der Mitte der Strecke den Kanal kreuzen. Die alte Grünenthaler Brücke, die als eine der schönsten Brücken Deutschlands gilt, konnte, ebenso wie die Brücke bei Levensau, bei der Erweiterung des Kanals in den Jahren 1907 bis 1914 glücklicherweise erhalten werden. Es gelang, durch Einführung steilerer Uferbefestigungen den erweiterten Kanalquerschnitt unter diesen Brücken zu schaffen. Für die Kreuzung einer Straße nebst Kleinbahn mit dem Kanal mußte bei Rendsburg mit Rücksicht auf die städtische Bebauung, die hohe Anrampungen verbot, eine Drehbrücke gewählt werden.

Weitere Erläuterungen zu diesen Brücken zeigt eine Tafel, die zwischen den Bildern aufgehängt ist.

Sich nach rechts wendend, sieht man Bilder aus Ostpreußen. Hier bilden der „Königsberger Seekanal“, der von Pillau durch das Frische Haff zur Pregelmündung führt, und weiter der Pregel die Zufahrtswasserstraße von See aus nach Königsberg. Linienführung und Querprofile des Kanals sind auf einem großen Plan dargestellt.

Die Molen des Hafens Pillau sind besonders der Wirkung von Eis und Sturm ausgesetzt, wie die ausgestellten Bilder zeigen. Seegang und Strömungen wirken auf die Versandung der Hafeneinfahrt, „Seetief“ genannt, und machen häufig Baggerungen erforderlich. Der früher hier beschäftigte Bagger mußte an die Entente abgeliefert werden. Von dem für ihn beschafften Ersatz, dem Bagger „Seetief“, ist ein Modell ausgestellt, das, soweit es in dem kleinen Maßstabe

möglich war, alle Einzelheiten dieses mit den neuesten Einrichtungen ausgerüsteten Baggers zeigt. Der Bagger hat seinen eigenen Laderaum, kann also in sich selbst hineinbaggern und ist im Seegang verwendbar. Solche Bagger werden Hopperbagger genannt. Nach Bedarf kann der Bagger als Eimerbagger oder nach entsprechender Ummontierung als Saugbagger arbeiten.



Modell eines Segmenttores für das Oberhaupt der Rosenthaler Schleuse bei Breslau im Maßstabe 1:15.

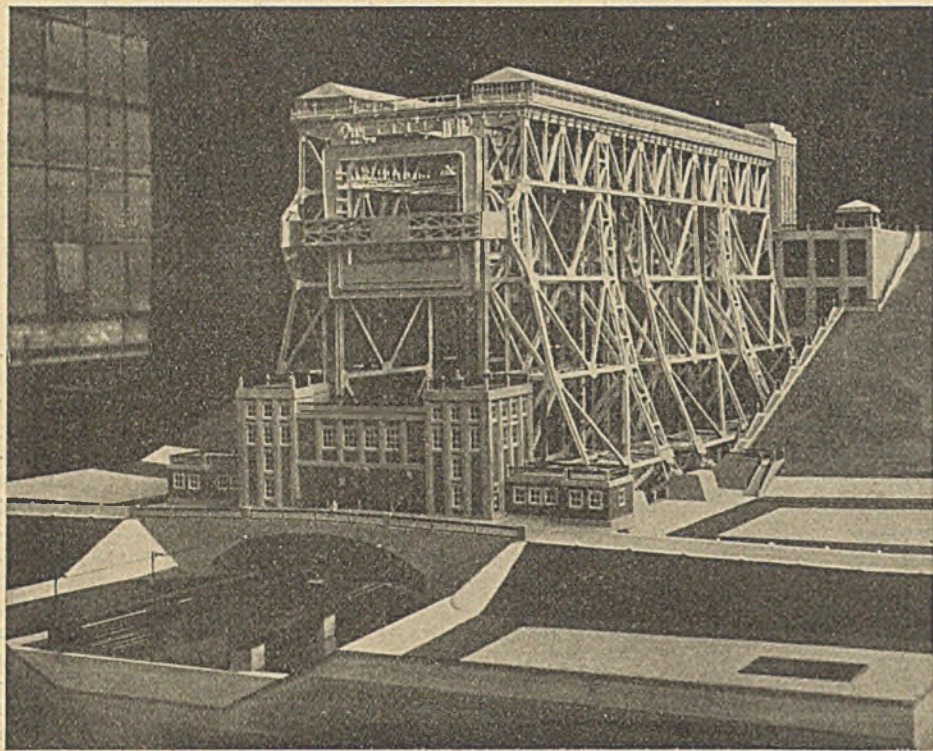
Die anschließenden Pläne zeigen die Seeschiffahrtstraße Stettin—Swinemünde. Hier ist die Fahrtiefe künstlich, durch Baggerungen, hergestellt worden und muß ständig erhalten werden. Zurzeit wird sie auf eine Tiefe von 8,70 m bei Mittelwasser gebracht. Die angedeutete Befeuern gestattet den Schiffen die Nachtfahrt.

Ein weiterer Plan zeigt die zu Beginn dieses Jahrhunderts begonnene und in diesem Jahrzehnt ihrer Vollendung entgegengehende Verbesserung der Vorflut der unteren Oder von Hohensaathen bis zur Einmündung in den Dammschen See, und den Stettiner Hafen. Diese Arbeiten sollen unter Absenkung der kleinen und gewöhnlichen Wasserstände das vielfach verästelte Gewässernetz in zwei breiten und tiefen Stromarmen (Ost- und Westoder) an jeder Seite des Tales zusammenfassen. Die verbleibenden Wiesenflächen werden durch Eindeichung gegen unzeitige Überflutungen aus dem oberen Stromgebiet und gegen Staufluten des Haffs während der Zeit des Pflanzenwuchses geschützt. Gleichzeitig wird aber auch die düngende Bewässerung während der Winter- und Frühjahrszeit durch Einlässe sichergestellt.

Zur Aufnahme der Entwässerung des etwa 800 km<sup>2</sup> großen Oderbruches sowie der unterhalb anschließenden Polder dient die Westoder.

Die nächsten Pläne zeigen Bauten zur Verbesserung des Hochwasserschutzes und der Schifffahrtstraße bei Breslau. Hier sind zur Entlastung der engen, unzureichenden und stark gekrümmten Stromarme in der Stadt und des alten, 1897 eröffneten Großschiffahrtsweges ein Flutkanal für die Abführung von Hochwasser und Eis, und eine neue Schifffahrtstraße, die „Breitenbachfahrt“, hergestellt worden. Diese zweigen oberhalb Breslau bei Bartheln aus der Oder ab, benutzen in ihrem unteren Teil die „Alte Oder“ und münden unterhalb Breslau wieder in den Hauptstrom.

Den oberen Abschluß des Flutkanals bildet das mit einer Straßenbrücke verbundene Barthelner Wehr. Die 40 m weite Mittelöffnung dieser Anlage ist ein versenkbares Segmentwehr, während die beiden je 30 m weiten Seitenöffnungen Nadelverschlüsse aufweisen. An der Einmündung des Schifffahrtsweges in die Oder liegt die Rosenthaler Schleuse, die bei dem beschränkten Abflußquerschnitt der unmittelbar

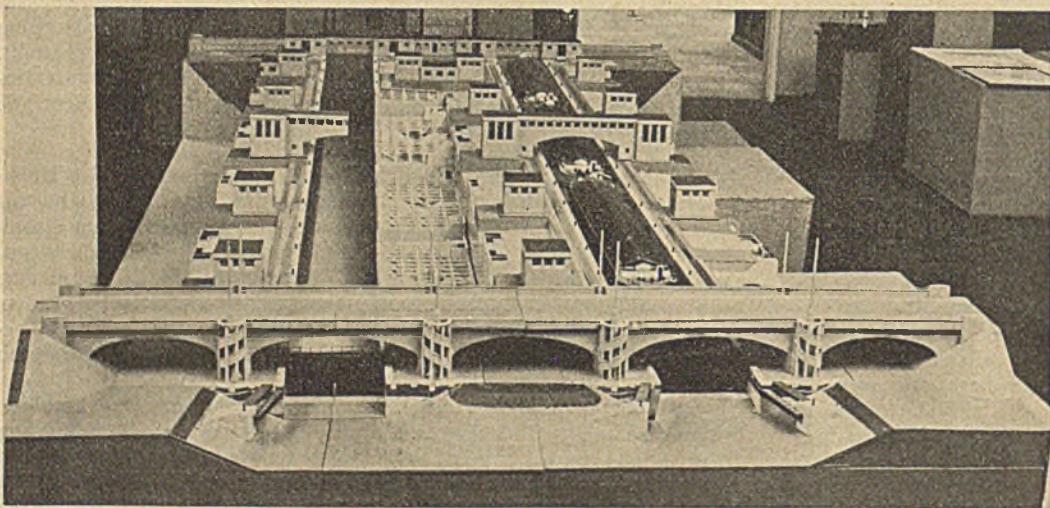


Modell für ein Schiffshebewerk bei Niederfinow im Maßstabe 1:50.

oberhalb liegenden Gröschelbrücke zur Hochwasserabführung herangezogen werden mußte. Der Verschuß des Oberhauptes ist deshalb als Segmenttor ausgebildet, das unter vollem Wasserdruck geöffnet werden und Hochwasser durch die Schleuse strömen lassen kann. Ein Modell dieses Tores ist ausgestellt.

Zur Verbindung des Hohenzollern-Kanals mit der rd. 40 m tiefer liegenden unteren Oder ist im Jahre 1914 die im Modell ausgestellte Schleusentreppe bei Niederfinow in Betrieb genommen worden, Infolge des unbefriedigenden baulichen Zustandes dieser Bauwerke, der auf den nicht als genügend zuverlässig sich zeigenden Baugrund zurückzuführen ist, ist es seit Jahren eine dringende Forderung der Interessenten an der Schifffahrtstraße Berlin—Stettin, daß die bereits im Gesetz von 1905 vorgesehene zweite Verbindung des Hohenzollern-Kanals mit der unteren Oder durch ein Hebewerk möglichst bald geschaffen werde, da mit der Notwendigkeit größerer Instandsetzungsarbeiten an der Schleusentreppe gerechnet werden müsse, die längere Sperrungen erfordern, die, da keine andere Verbindung mit der unteren Oder für die üblichen Oderkähne besteht, dem Handel und der Schifffahrt schweren Schaden zufügen würden.

In Anerkennung dieser Forderung werden zurzeit die Vorarbeiten für den Bau des zweiten Abstieges bei Niederfinow ausgeführt. Ein Schaubild zeigt den von dem dafür eingerichteten Neubauamt bearbeiteten Entwurf des geplanten Schiffshebewerks, von dem auch ein Modell im Maßstabe 1:50 ausgestellt ist. Die erforderlichen Erläuterungen sind auf einer Tafel am Modell angebracht.



Modell für eine doppelte Schleppzugschachtschleuse bei Anderten (Hannover) im Maßstabe 1:50.

Es wird beabsichtigt, den Entwurf des Hebewerkes der Akademie des Bauwesens vorzulegen. Wenn die Akademie den Entwurf gutheißt, soll er zur Grundlage einer öffentlichen Verdingung gemacht werden, mit der Maßgabe, daß unter Einhaltung gewisser Sicherheitsbedingungen von den sich bewerbenden Firmen Verbesserungs- und Verbilligungsvorschläge gemacht werden können.

In den letzten Jahrzehnten haben sich zahlreiche Ingenieure und große Maschinen- und Tiefbauunternehmen mit der Frage der Überwindung großer Höhen durch Schifffahrtskanäle beschäftigt. Das System des Schiffshebewerkes Henrichenburg bei Dortmund kann bei Niederfinow nicht Verwendung finden. Der aus Sand und Kies bestehende Baugrund würde das Niederbringen der Schwimmerschächte außerordentlich kostspielig gestalten, und zwar um so mehr, als der Hub des geplanten Schiffshebewerkes von 36 m  $2\frac{1}{2}$  mal so groß ist als der von Henrichenburg. Eine Trockenförderung der Schiffe kommt nicht in Betracht, weil die hier verkehrenden leichtgebauten Binnenschiffe dabei leck springen können, auch wenn sie beim Herausheben aus dem Wasser sehr sorgfältig auf der Hebebühne gelagert werden. Das Herausziehen des Schiffes auf einer schrägen Bahn, sogenannten „Schiffseisenbahn“, kommt ebenfalls nicht in Frage, weil die Gründung der Bahn auf dem zu Rutschungen neigenden Hange nach den Erfahrungen beim Bau der Schleusentreppe schwierig und kostspielig ist. Längere Zeit glaubte man, den Gewichtsausgleich durch zweiarmige Hebel

schaffen zu können, etwa nach dem System der alten Ziehbrunnen, jedoch fand sich hierfür keine befriedigende Lösung.

Infolgedessen erwies es sich als notwendig, auf ältere Vorschläge zurückzugreifen und die Ausführung des Hebewerkes in der Form eines Aufzuges vorzusehen. Die Last des wassergefüllten Troges (mit oder ohne Schiff) von etwa 4000 t Gesamtgewicht wird durch zahlreiche Gegengewichte ausgeglichen, die durch Seile mit dem Hebewerk in Verbindung stehen. Die Einzelheiten dieser Seile und Seilscheiben nebst Lagern, ihre Flechtart, ihre Endverschlüsse usw. werden, nachdem ein besonderer Versuchsturm hierfür gebaut ist, in gemeinsamer Arbeit mit dem Materialprüfungsamt in Berlin-Dahlem und mit erfahrenen Spezialfirmen durch praktische Versuche festgestellt. Ein auf der Prüfmaschine zerrissenes Probeseil mit den Seiltöpfen ist nebst Beschreibung in der Nähe des Modells niedergelegt.

Die Verbindung der stark befahrenen Märkischen Wasserstraßen mit der mittleren Oder bedarf infolge des gestiegenen Verkehrs ebenfalls einer baldigen Ergänzung. Zu diesem Zweck ist bei Fürstenberg an der Oder eine Doppelschleuse mit 15 m Gefälle im Bau. Ein betriebsfähiges Modell dieser Schleuse ist ausgestellt.

Die Übersichtskarte der deutschen Wasserstraßen weist zwischen Weser und Elbe eine Lücke auf, die durch die seit langem angestrebte Vollendung des Mittellandkanals von Hannover bis zur Elbe geschlossen werden soll. Dadurch werden die westlichen und östlichen deutschen Wasserstraßen miteinander verbunden, und es wird dann endlich ein einheitliches deutsches Binnenwasserstraßensystem entstehen, auf dem 1000-t-Schiffe zwischen Rhein und Oder verkehren können. Ein Sonderplan zeigt den Weser-Elbe-Kanal.

Zur Fortführung des Schifffahrtverkehrs aus dem westdeutschen Industriegebiet zu dem großen Verbrauchsgebiet von Groß-Berlin soll der Mittellandkanal mittels einer Kanalbrücke über die Elbe fortgeführt und mit dem Ihle-Plauer Kanal verbunden werden.

Der Ihlekanal, nur für Schiffe von 400 t fahrbar, und der Plauer Kanal, für Schiffe bis zu 600 t fahrbar, sollen, um den Verkehr mit dem 1000-t-Schiff des Mittellandkanals aufnehmen zu können, erweitert werden. Der Plan der Erweiterung ist links neben der Übersichtskarte ausgehängt.

Die Fortführung des Mittellandkanals über Hannover hinaus bis Peine ist bereits nach Beendigung des Krieges zur Beschäftigung der zurückkehrenden

Soldaten in Angriff genommen worden. Die Arbeiten geben ihrer Vollendung entgegen. Im Bau befindlich ist in dieser Strecke die Schleuse Anderten, von 225 m Nutzlänge, 12 m Breite, und einem Gefälle von 15 m. Die Schleuse wird mit Sparbecken in Speicherform, ähnlich der Mindener Schleuse, erbaut. Ein Modell der Schleuse, an dem die erforderlichen Erläuterungen angebracht sind, ist ausgestellt.

Zur Herbeiführung eines geregelten Wasserablaufes der Elbe, auch im Winter, ist ein regelmäßiger Eisbrechdienst eingerichtet. Das Modell eines Eisbrechers und eine Reihe von Bildern des Eisbrechdienstes auf der Elbe werden gezeigt.

Die weiteren Pläne zeigen die Umlegung des Fahrwassers auf einer Strecke der Außenweser. Hier wurde der bisherige Wurster Arm im Jahre 1922 verlassen und die Schifffahrtsstraße in den Fedderwarder Arm übergeleitet. Es geschah dies dadurch, daß in dem Wurster Arm keine Baggerungen mehr vorgenommen wurden, dafür aber im Fedderwarder Arm der vertiefenden Wirkung der Strömung durch Baggerung nachgeholfen wurde. Naturgemäß erfordert diese Nachhilfe ganz erhebliche Leistungen, etwa 20 000 000 m<sup>3</sup> Bodenbewegung. Zur dauernden Erhaltung der neugeschaffenen Fahrrinne sind auch weiterhin Baggerungen und die auf den Plänen dargestellten Regulierungswerke zur Festlegung der Ufer erforderlich. Die letzteren Arbeiten sind noch nicht abgeschlossen, werden aber 1927 beendet sein. Das neue Fahrwasser ist bereits heute für die größten Seeschiffe bei Hochwasser befahrbar.

Durch den bisher fertiggestellten Teil des Mittellandkanals hat Bremen eine Wasserverbindung mit dem westfälischen Industriegebiet erhalten, wo sich der größte Binnenschiffverkehrsverkehr abspielt.

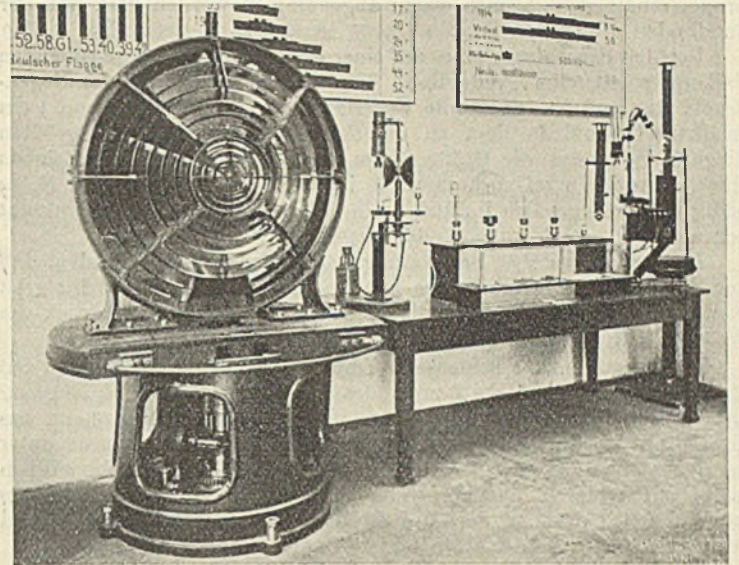
Einen besonders wichtigen Verkehrspunkt bilden die Schleusenanlagen bei Münster, wie die ausgehängten Pläne zeigen. Infolgedessen ist jetzt dort die dritte Schleuse erbaut worden.

Die folgenden Bilder zeigen einiges aus dem Stromgebiete des Rheins. Dieser hat in seinem Oberlauf in jüngster Zeit durch Ausbau eine bedeutende Verbesserung erfahren. Für die Strecke oberhalb Straßburg liegen Ausbaupläne vor. Bei der Kanalisierung des zum Rheingebiet gehörenden Neckars werden erhebliche Energiemengen gewonnen an den Staustufen, die zur Schiffbarmachung des Flusses erforderlich sind.

In einem besonderen Raum will das Seezeichenversuchsfeld des Reichsverkehrsministeriums, soweit es der beschränkte Raum gestattet, einen Einblick in den heutigen Stand der Leuchtfeuertechnik geben. Das Hauptstück der Sammlung ist ein Leuchtfeuer, das durch eine elektrische Gleichstrombogenlampe mittels einer Scheinwerferlinse von 250 mm Brennweite einen Lichtstrom von rd. 75 000 000 Kerzen Lichtstärke (ohne Streuer) erzeugt. Damit dieses Feuer den ganzen Horizont bestreicht, wird der Tisch, auf dem die Optik steht, mittels eines Elektromotors in Drehung versetzt. Der Lichtstrom trifft dann den Beobachter nicht dauernd, sondern nur blitzartig, in kurzen Zeitabständen. Dadurch, daß der Blitz durch davorgestellte Blenden (an dem Schaustück fortgelassen) nach gewisser Umdrehungszahl verdunkelt wird, erhalten die an verschiedenen Punkten der Küste aufgestellten Feuer auch verschiedene Kennungen, aus denen der Beobachter sofort erkennen kann, welches Feuer er vor sich hat.

Eine andere Art der Kennungsgebung wird bei einer kleinen Scheinwerferlinse, die an der einen Seitenwand des Raumes aufgestellt ist, gezeigt. Hier werden durch Löschen und Entzünden der Glühlampe einzelne Blinks in gewissen Zeitabständen erzeugt; die dazu erforderliche Erkennungsscheibe wird durch einen kleinen Elektromotor angetrieben.

Außer Linsen kommen in der Leuchtfeuertechnik Gürtel, bestehend aus einer Reihe von Glasringen, zur Verwendung, um das von der Lichtquelle nach allen Richtungen ausgestrahlte Licht wagerecht über den von der Optik umspannten Winkel zusammenzufassen. Von einem solchen Gürtel ist eine betriebsfähige Ausführung ausgestellt. Hier wird die Kennung dadurch erzielt, daß um den Gürtel mittels eines Uhrwerks Verdichterstäbe aus Glas gedreht werden, durch die der aus dem Gürtel austretende Schein zeitweise zu einem Blink von größerer Helligkeit verdichtet wird.



Optik und Lichtquellen für die Befuerung der Seeschiffahrtsstraßen. Im Vordergrund ein Scheinwerfer von 250 mm Brennweite mit Gleichstrombogenlampe (ohne Streuer rd. 75 000 000 H. K.).

Welche Lichtquellen auf den wichtigeren Leuchtfeuern in Benutzung sind, wird in einer Zusammenstellung von Glühlampen und Glühkörpern nebst Brennern auf einem Tisch an einer Längswand des Ausstellungsraumes gezeigt. Dabei ist zu erwähnen, daß das Bestreben der Seezeichenverwaltung dahin geht, die eine ständige Wartung erfordernden Lichtquellen, wie Benzolglühlicht und Bogenlampen, durch solche, die ungewartet brennen können, wie Flüssiggasbrenner oder elektrische Glühlampen, zu ersetzen. Wird bei Verwendung von Glühlampen das Leuchtfeuer an das Stromnetz von Überlandwerken angeschlossen, so wird eine selbsttätige Umschaltvorrichtung vorgesehen, durch die, falls die Stromzuführung unterbrochen wird oder die Glühlampe durchbrennt, eine Flüssiggaslichtquelle in den Brennpunkt der Optik gebracht und an einer ständig brennenden Zündflamme entzündet wird. Zwei solcher Vorrichtungen sind in betriebsfertiger Ausführung an den beiden Seiten des oben erwähnten Tisches zu sehen. Eine dritte Umschaltvorrichtung, die im Falle des Durchbrennens der Glühlampe eine Ersatzglühlampe einschaltet, ist in der vorgenannten kleinen Scheinwerferlinse eingebaut.

Nicht immer kann für die Leuchtfeuer ein fester Standort gefunden werden. So müssen z. B., um die Außenriffe der deutschen Strommündungen zu bezeichnen, Leuchtfeuer auf Schiffen — Feuerschiffen — untergebracht werden. Die Leuchte eines solchen Feuerschiffes, und zwar die des Feuerschiffes „Norderney“, ist in einer nachgeahmten Laterne ausgestellt. Damit auch bei heftigen Schlinger- und Stampfbewegungen des Schiffes im Seegang der wagerechte Ausgang der Strahlenbündel aus dem Leuchtapparat gesichert bleibt, ist die Optik kardanisch in einem Doppelpendel aufgehängt, dessen Schwingungszahl so eingerichtet wird, daß die Pendelschwingungen durch die Schwingungen des Schiffes nicht verstärkt werden können. Die Optik besteht hier aus drei unter 90° zueinander stehenden Scheinwerferfeldern, die durch ein Gewichtsdrehwerk in Umdrehung versetzt werden und ein Blitzfeuer von drei in kurzen Zeitabständen aufeinander folgenden Blitzen erzeugen.

Zur weiteren Verständlichmachung sind an den Wänden des Raumes Pläne der Befuerung der Deutschen Bucht und der Unter- und Außenweser aufgehängt. Ferner sind in Zeichnungen das Leuchtfeuer Hörnum und das Feuerschiff „Borkumriff“ nach seiner Ausrüstung mit neuzeitlichen Einrichtungen für Funk- und Wassernebel-signale dargestellt. Endlich wird in einem Glasschrank, der in der einen Ecke des Ausstellungsraumes steht, eine Anzahl von Modellen der an der Weser ausliegenden Tonnen gezeigt.

## Belastungsproben zur Klärung des Einflusses der Elastizität des Bodens auf die Berechnung eines Schleusenbodens.

Alle Rechte vorbehalten.

In unregelmäßigen Zeitabschnitten erscheinen seitens des niederländischen „Ministerie van Waterstaat“ (Ministerium der öffentlichen Arbeiten) Veröffentlichungen, angeregt durch Studienreisen, Untersuchungen usw., die sich alle auf auszuführende Arbeiten beziehen und in vielen Fällen auch für größere Kreise beachtenswert sind. Ein solcher Bericht ist der von Ingenieur C. Wolterbeck erstattete

Bericht über Belastungsproben in Beziehung zu der Frage, inwiefern die Elastizität des Bodens die Berechnung eines Schleusenbodens beeinträchtigt.

Die Berechnung der Biegemomente, die in einem Schleusenboden auftreten, ist nur unter der Annahme möglich, daß der Gegenstand des Sandbodens der in jedem Punkte auftretenden Eindrückung

proportional ist, d. h. also, wenn angenommen werden darf, daß der Sandboden elastisch ist.

Bei der Berechnung eines auf einer elastischen Unterlage ruhenden Balkens spielt eine große Rolle der Koeffizient  $E_0$ , d. i. der Gegendruck, der auftritt, wenn die Unterlage eine Eindrückung von 1 cm erfährt. Obwohl in dem zu berechnenden Ausdruck des größten Biegemomentes die Größe  $E_0$  im allgemeinen unter dem Zeichen einer vierten Wurzel vorkommt, so ist doch der Wert, der für  $E_0$  zu wählen ist, von großem Einfluß, da die Werte, die allenfalls in Betracht kommen, sehr stark voneinander abweichen.

Man wird bei der Berechnung des Schleusenbodens finden, daß der Einfluß der Elastizität des Sandbodens am meisten abhängig ist von dem Übergewicht, das die Schleuse über den Gegendruck des Wassers hat, und von der Starrheit des Schleusenbodens.

Für die zukünftige Schleuse in Ymuiden (lichte Weite zwischen den Mauern 50 m, Bodendicke 6 m) findet man, wenn man für  $E_0$  5 kg/cm<sup>2</sup> annimmt, bei einer mit Wasser gefüllten Schleuse ein Moment, das ungefähr 20% des Momentes beträgt, das man finden würde unter der Annahme, daß der Gegendruck über der ganzen Fläche gleich wäre, mit anderen Worten, wenn man  $E_0$  unendlich groß wählen würde. Bei trockener Schleuse ist der Einfluß etwas geringer, und zwar vermindert sich das Moment bis auf ungefähr 30%.

Man darf also schließen, daß es von Bedeutung ist, zu untersuchen, ob es möglich sei, eine Berechnungsweise auf eine gewisse Annahme für  $E_0$  zu gründen.

Verfasser erwähnt einen Teil der Untersuchungen, die von verschiedenen Forschern über das elastische Verhalten des Bodens angestellt sind, und nennt: Wasiutynsky, Föppl, Brennecke, Häntzschel, Zimmermann, Hackstroh, Engeßer, Schwedler, Schubert, Kurdjumoff, Freund.<sup>1)</sup>

Wasiutynsky und Föppl haben beide die Elastizität des Bodens nachgewiesen. Daß dies bei manchen anderen Belastungsproben nicht der Fall war, rührt vielleicht her von nicht genügend genauen Beobachtungen, zu trockenem Sande, wodurch der Zusammenhang der Sandteilchen nicht groß genug war, um elastische Bewegungen zu ermöglichen, und weil vielfach die Feststellung der Tragfähigkeit des Bodens Hauptsache war, das Wiederemporkommen nach Entlastung aber nur Nebensache.

Die Tragfähigkeit des Bodens, d. h. der größte Druck auf die Flächeneinheit, den der Boden ertragen kann, ohne daß das Gleichgewicht der auf dem Boden ruhenden Belastung gestört wird, und die Eindrückung der belasteten Grundfläche scheinen aber beide auf andere Weise abzuhängen von der Größe und Form der belasteten Grundfläche. Schon Häntzschel und Wasiutynsky weisen hierauf hin, und Zimmermann erwähnt, es sei eigentlich nicht richtig, für die Bettungsziffer einen unveränderlichen Wert (selbstredend für gleiche Bettungsart) anzunehmen; nur die geringe Verschiedenheit in den Abmessungen der Schwellen berechtigt zu dieser Annahme.

Engeßer hat theoretisch und auf Grund der Beobachtungen von Schubert und Kurdjumoff nachgewiesen, daß die Eindrückung einer belasteten Fläche bei gleichem Einheitsdruck größer wird, wenn die Fläche zunimmt. Er drückt den Wunsch aus, daß diese Theorie durch Beobachtungen bestätigt werde, was, soweit bekannt, niemals geschehen ist.<sup>2)</sup>

Engeßer nimmt weiter die Tragfähigkeit als abhängig an von der Tiefe der belasteten Fläche unter dem Gelände; sie nimmt bei Größerwerden der Fläche stärker zu als diese.

Aus dem Vorhergehenden ist der Schluß zu ziehen, daß die Werte, die für  $E_0$  gefunden sind bei Flächen von der Form und Größe einer Schwelle, nicht ohne weiteres gebraucht werden dürfen zur Berechnung eines Schleusenbodens.

A. Freund gebraucht in seiner Veröffentlichung „Berechnung von Schleusenböden nach der Elastizitätslehre“ in der Zeitschrift für Bauwesen 1918 für  $E_0$  sogar den Wert von 1000 kg/cm<sup>2</sup>, was vielleicht für Fels richtig ist, in welchem Falle aber die Berechnungen Freunds überflüssig sein würden.

Da die in der Literatur zur Verfügung stehenden Grundlagen ungenügend sind, um die Theorie der Elastizität ohne weiteres bei der Berechnung eines Schleusenbodens anzuwenden, ist es erwünscht, durch Beobachtungen die Sache näher aufzuklären.

Die Einrichtung für die Grundbelastungsproben bestand, wie aus Abb. 1 ersichtlich, aus einer Tafel A, die nötigenfalls eine Abstützung fand gegen Bretter B und auf einem Stempel C zur Übertragung des

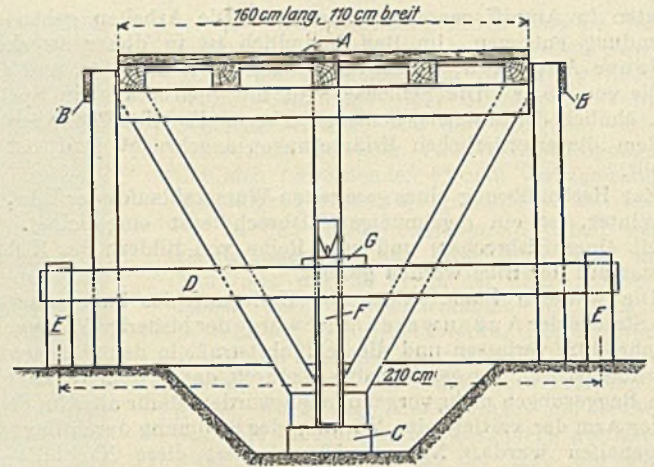


Abb. 1.

Druckes auf den Boden angeordnet war. Die Meßvorrichtung bestand aus zwei wagerechten Brettern D, die befestigt waren an eingerammten Pfählen E einerseits und zwei lotrechten, auf den Stempel C abgestützten Brettern F andererseits, während zwischen beide an scharfen Kanten ein Meßkeil G eingeschoben werden konnte. Die Pfähle E sind genügend weit vom Stempel C entfernt, um annehmen zu können, daß die belastete Fläche beim Einrammen der Pfähle E nicht beeinträchtigt wurde. Der Keil hatte einen Anzug von 1:20. Die Eindrückungen wurden doppelseitig aufgenommen, wodurch die genaue lotrechte Senkung überwacht und durch einseitige Belastung veranlaßt werden konnte; im allgemeinen waren die beiderseitigen Bewegungen gleich. Durch die Einrichtung wird zwar die Eindrückung des Stempels selbst (Dicke 10 cm) mit gemessen; der Wert dieser Eindrückung ist aber zu vernachlässigen gegenüber den Bodensenkungen.

Der Untergrund für die Beobachtungen bestand aus festem Sande, der vorher eine Belastung von einigen Metern Höhe Sand getragen hatte und mit Grundwasser gesättigt war. Dieser Untergrund war ein wenig niedriger als der gewöhnliche Kanalpegel.

Die Belastung bestand aus Pfählchen von Eisenbeton, jedes im Mittel 38,95 kg wiegend. Die Beobachtungen wurden mit Flächen von 100, 500, 1000, 2500 und 5000 cm<sup>2</sup> gemacht. Mit der Fläche von 100 cm<sup>2</sup> gelangen nur einige wenige Proben, da schon zu Anfang die Einrichtung sich schief senkte; diese Beobachtungen bleiben im folgenden außer Betracht.

Der Stempel C wurde auf eine genau wagerecht bearbeitete

Fläche gesetzt, und zwar an einem Tage, an dem der Wasserstand im Kanal niedrig war. Bei einiger Erhöhung des Wasserstandes oder bei Regenfall kam der Untergrund unter Wasser, in welchem Zustande die Belastungen stattfanden.

Es würde zu weit führen, alle Beobachtungen zu erwähnen; es seien hier in Abb. 2 nur alle Werte für die Fläche von 1000 cm<sup>2</sup> gegeben, und zwar sind die absoluten Senkungen, ausgehend vom Stande des Stempels bei der ersten Probe, aufgetragen. Die ausgezogenen Linien sind die Senkungen, die

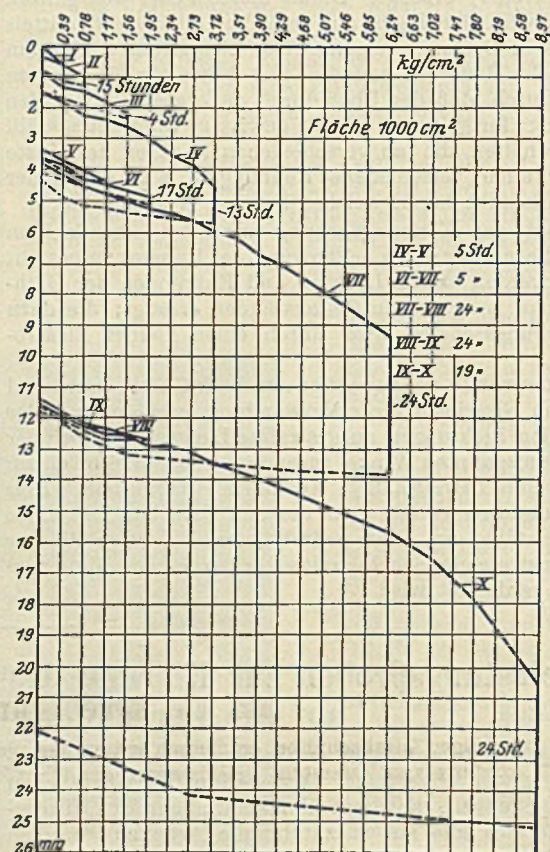


Abb. 2.

<sup>1)</sup> Merkwürdigerweise sind genannt weder Bastian, der sehr eingehende Untersuchungen angestellt hat (Organ f. d. F. d. Eisenwesens 1906), noch van Dijk, der viele Beobachtungen über das Eindrücken von Schwellen angestellt hat („De Ingenieur“ vom 3. Oktober 1914).

<sup>2)</sup> Auch hier ergibt sich, daß dem Verfasser die vorher erwähnte Arbeit Bastians nicht bekannt ist.

gestrichelten die Hebungen bei und nach der Entlastung. Am Schluß der letzten Probe stand also der Stempel ungefähr 22 mm niedriger als am Anfang der ersten Probe. Die aufeinanderfolgenden Proben sind mit den Ziffern I bis X angegeben. Am Ende jeder Probe ist in den Fällen, wo dies erwähnt wurde, eingeschrieben, wieviel Stunden die größte Last auf der Fläche geblieben ist; weiter ist, sofern wenigstens bekannt, angegeben, welche Zeitdauer zwischen den verschiedenen Proben liegt.

Die Beobachtungen sind absichtlich für die Fläche von 1000 cm<sup>2</sup> als Beispiel aufgenommen, da nur bei dieser Reihe die Belastung bis 8,97 kg/cm<sup>2</sup> gesteigert wurde, während sie bei der Fläche von 500 cm<sup>2</sup> nicht höher als 1,95 kg/cm<sup>2</sup>, von 2500 cm<sup>2</sup> nicht höher als 2,34 kg/cm<sup>2</sup> und von 5000 cm<sup>2</sup> nicht höher als 0,78 kg/cm<sup>2</sup> getrieben wurde.<sup>3)</sup>

Aus den Beobachtungen ist unmittelbar zu erkennen, daß der Boden elastisch ist; stets hebt sich der Boden wieder bei der Entlastung, aber nie so hoch, wie er zuvor war. Weiter sieht man, daß sich eine elastische Nachwirkung zeigt; der Boden hat im allgemeinen das Bestreben, sich nach der Entlastung noch ein wenig zu heben.

Bei den verschiedenen Proben bei derselben Fläche hat stets die erste Linie die größte Senkung, was sich aus der Notwendigkeit erklärt, daß bei den ersten Belastungen die Ungleichmäßigkeiten zwischen Stempel und Boden ausgeglichen werden; nach einigen Belastungen bleibt die Neigung der Linien ziemlich dieselbe. Um aus den Beobachtungen mittlere Werte für die Senkungen bei einer gewissen Belastung auf die Flächeneinheit zu berechnen, ist es also zweckmäßig, die ersten Belastungen außer Betracht zu lassen.

Vergleicht man die Linien für die verschiedenen Flächen, dann ersieht man, daß die Neigung der Senkungslinien mit der Größe der Flächen zunimmt; der Boden wird also, gleichen Einheitsdruck vorausgesetzt, bei großen Flächen mehr zusammengedrückt als bei kleinen.

Um die „elastische“ und die „bleibende“ Senkung voneinander scheiden zu können, betrachtet Verfasser als elastische Senkung den Teil der Senkung, der nach Entlastung der belasteten Fläche innerhalb 24 Stunden wieder verschwunden ist, während er unter bleibender Senkung den Teil der Senkung versteht, der nach 24 Stunden noch da ist. Zuzugeben ist, daß der Zeitabschnitt von 24 Stunden willkürlich ist; eine größere Zeitdauer wäre besser. Selbst die Dauer von 24 Stunden ist nicht immer streng innegehalten, da sich erst während der Versuche herausstellte, wie das Verfahren am besten einzurichten war.

Für die mittleren elastischen und bleibenden Senkungen findet man bei einem Druck von 0,39 kg/cm<sup>2</sup>:

	elastisch	bleibend
für die Fläche von 500 cm <sup>2</sup>	0,20 mm	0,25 mm
„ „ „ „ 1000 „	0,29 „	0,12 „
„ „ „ „ 2500 „	0,58 „	0,11 „
„ „ „ „ 5000 „	1,34 „	0,06 „

Es zeigt sich übrigens, daß die bleibenden Senkungen besonders bei den ersten Belastungen auftreten, daß also ihr Einfluß kleiner wird, wenn der Boden öfters belastet worden ist.

<sup>3)</sup> Es ist sehr zu bedauern, daß die Belastungen nur für die Fläche von 1000 cm<sup>2</sup> etwas über die Tragfähigkeit des Bodens hinauskommen. Nur bei diesen Beobachtungen sieht man den Punkt, wo die Linie schneller zu sinken anfängt. Ein genauerer mittlerer Wert wäre auch für die anderen Flächen zu ermitteln gewesen, wenn die Senkungslinie über eine größere Strecke, bis zum Punkte der Tragfähigkeit, zu verfolgen gewesen wäre. Wie die meisten Proben genommen sind, haben die Unregelmäßigkeiten einen ziemlich großen Einfluß.

Für die Berechnung des Wertes  $E_0$  sind ausschließlich die elastischen Senkungen zu benutzen; man findet:

für die Fläche von	$E_0 = 20,0$ kg/cm <sup>2</sup>
500 cm <sup>2</sup>	13,5
1000 „	6,7
2500 „	2,9
5000 „	„

In Rücksicht auf den Zweck der Untersuchungen ist das Hauptgewicht zu legen auf das Verhalten der verschiedenen Größen der Flächen. Die elastische Eindrückung nimmt zu und  $E_0$  nimmt ab mit der Größe der belasteten Fläche. Daß diese Tatsache nicht schon früher zutage getreten ist, schreibt Verfasser dem Umstande zu, daß man niemals versucht hat, die Einsenkungen in elastische und bleibende zu scheiden. Weiter meint Verfasser, daß die Tragfähigkeit eines Bodens wahrscheinlich eng zusammenhängt mit den bleibenden Senkungen, dagegen im wesentlichen unabhängig ist von den elastischen Senkungen. Er führt hierzu die folgenden Worte von Engeßer an: „Zum Schluß möge noch einmal ausdrücklich auf das verschiedenartige Verhalten der Grundflächengröße bezüglich der Tragfähigkeit und der Senkung hingewiesen werden. Bei einer Steigerung der Gesamtbelastung auf das  $n$ -fache genügt es, um die gleiche Sicherheit gegen Überschreitung der Tragfähigkeit einzuhalten wie bisher, die Grundfläche in einem geringeren Maße zu vergrößern:  $F_n < nF$ , da die Tragfähigkeit mit der Größe der Grundfläche wächst. Soll jedoch die Senkung die gleiche bleiben wie bisher, so ist hierzu im allgemeinen eine Grundfläche  $F_n > nF$  erforderlich, da die Senkungen bei gleichen Einheitsbelastungen mit der Größe der Grundfläche zunehmen.“

Der Verfasser setzt weiter auseinander, daß bei quadratischen Flächen, die mit einem gleichen Gewicht  $f$  1 cm<sup>2</sup> belastet sind, die Senkung der Seite des Quadrats proportional ist, und meint auf Grund hiervon darauf schließen zu können, daß bei nicht quadratischen Flächen die Senkung der Quadratwurzel der Fläche proportional ist.<sup>4)</sup>

Nach Berechnung eines Schleusenbodens nach einem Näherungsverfahren werden schließlich folgende Schlüsse gezogen: Der Wert von  $E_0$  ist in hohem Maße abhängig von der Größe der belasteten Fläche, in dem Sinne, daß für eine große Fläche  $E_0$  einen kleinen Wert erhält. Zuzufolge dieses kleinen Wertes in erster Linie und ferner zufolge der Ungewißheit des für  $E_0$  anzunehmenden Wertes, der bleibenden Senkungen, der langdauernden elastischen Nachwirkung des Bodens und der hohen Werte des gesamten Gegendruckes des Bodens führt die Anwendung des bei Berechnung des Eisenbahnoberbaues gebräuchlichen Grundsatzes der Proportionalität zwischen Druck und Senkung bei Berechnung des Querschnittes einer auf den gewachsenen Boden gegründeten Schleuse nicht zu einem zuverlässigeren, niedrigeren Werte des Biegemomentes im Schleusenboden, als mit dem, den man erhält, wenn man den Gegendruck des Erdbodens als gleichmäßig verteilt in Rechnung zieht. C. D.

<sup>4)</sup> Theoretisch ist unter vereinfachten Annahmen, wie sie Verfasser auch macht, zu beweisen, daß bei gleicher Belastung auf 1 cm<sup>2</sup> die Senkung bei quadratischen und kreisrunden Flächen dem Umfange proportional ist. Bei rechteckigen Flächen ist die Beziehung viel verwickelter; doch darf man sagen, daß für solche Rechtecke, deren Länge nicht mehr als das Doppelte oder Dreifache der Breite beträgt, annähernd dieselbe Beziehung gilt. Die Erweiterung, die Verfasser bei seinen Ausführungen für quadratische Flächen auf anders geformten Flächen gibt, ist nicht zulässig.

## Belastungsversuche mit Gitterträgern, ausgeführt von der Reichsbahndirektion Osten.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnrat Friedrich Fölsing, Frankfurt (Oder).

(Schluß aus Heft 28.)

Ende November gelangte anlässlich der Tagung des „Ausschusses für Versuche im Eisenbau“ in Küstrin ein dritter Versuch zur Durchführung. Die Preßdrücke wurden diesmal im Gegensatz zum ersten und zweiten Versuch an den Anschlußstellen der Längsträger an die Querträger angesetzt, um möglichst der Wirklichkeit entsprechende Verhältnisse zu schaffen (Abb. 16). Von der Winkelaussteifung des Trägers am Auflager wurde aus demselben Grunde abgesehen. Zwischen den Hauptträger und die Spannkonstruktion wurden ungefähr rd. 6 cm breite Flacheisenstücke gelegt, so daß sich der Träger ungehindert am Auflager drehen konnte und Einspannmomente vermieden wurden. Die Anordnung und Verteilung der Meßapparate war ebenso wie bei Versuch II.

Der Versuch verlief ähnlich wie der vorherige. Der Bruch trat bereits bei einer Belastung von 420 t in Untergurtmitte — also an gleicher Stelle wie bei Versuch II — ein. Größere Formänderungen an den Wandgliedern konnten im Gegensatz zu Versuch II an dem unteren Überbau nicht beobachtet werden. Dagegen bogen sich eigen-

artigerweise an dem darübergelegten, weniger stark belasteten Überbau die Diagonalen im Felde VIII eines Hauptträgers aus. Die vorgenommenen Belastungen gehen aus der zweiten Spalte der Tabelle 6 für die Dehnungsmessungen hervor. Bemerkenswert muß dazu noch werden, daß der Überbau 30 Min. lang der Einwirkung der Last  $\varphi \cdot N$  (Belastung Nr. 10, 11) ausgesetzt wurde.

Die Meßergebnisse in der Tabelle unterscheiden sich stellenweise erheblich von den Ergebnissen des früheren Versuches und bestätigen die beim zweiten Versuch ausgesprochene Vermutung, daß erhebliche Nebenspannungen ein vollständig verschleiertes Bild von den Achsenkräften gaben. Nachfolgend seien die Einzelergebnisse kurz besprochen.

Die Diagonalen des Feldes III wiesen anscheinend keine oder nur sehr geringe Formänderungen am Anfange auf. Die Druckspannung im Stabe 4 konnte daher bis 1570 kg/cm<sup>2</sup> anwachsen, ohne Knickerscheinungen zu ergeben (Tabelle 7).

Ein Vergleich der Spannungen unter sich ist nur teilweise möglich, da Messung II ausfiel (s. Tabelle 6, Bemerkung: Meßapparat arbeitet

Tabelle 6.

Versuch III.

Belastungs-Nr.	Belastung mit	Dehnungen der Stäbe in % mal 10 <sup>4</sup> bei den Meßstellen										Bemerkungen	
		Diagonalstäbe Feld III				Diagonalstäbe Feld V				Untergurtstab Feld VI			
		1	2	3	4	5	6	7	8	13	14		
3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	Ablesung 3 als Nulllage gewählt, da bei der ersten Nulllage (Ables. 1) der Träger anscheinend schon etwas belastet war	
4	P <sub>10</sub>	148	0	148	-247	26	4	26	-79	243	292		
5	N	230		242	-410	43	30	26	-88	431	472		
6	0	-30		-17	-18	-17	4	-18	-9	22	3		
7	N	196		233	-392	[26]	[4]	[13]	-79	422	463		
	Mittel federnd	213 243		238 255	-401 -383	-	60 26	-	-84 -75	427 405	468 465		
8	φ N	278	Meß- apparat arbeitete fehler- haft	360	-744	30	47	9	-132	991	918		Ablesung unmittelbar vor der Entlastung
9	0	-135		-64	-97	-87	[30]	-88	-18	1102 401	-	176	
	federnd	413		424	-647	117	-	97	-114	701	742		
10	φ N	252		326	-749	-9	30	-35	-115	1087 1153	947 999	Nach 3 Minuten	
11	φ N	261		347	-780	-17	47	-44	-110	1232	1026	Nach 30 Minuten	
12	0	-157		-85	-84	-113	4	-114	9	518	227		
	federnd	418		432	-696	96	43	70	-119	714	799		
13	φ N	239		322	-762	65	65	-4	-48	1210	1004		
14	gleichmäßig verteilte Belastung	350 t		360	-802	65	91	-9	-40	1400 1600	1268 -	Nach 3 Minuten	
15		419 t	278	403	-885	-100	155	-250	22	3500	2800		

Tabelle 7.

Versuch III.

Stabspannungen.

Belastung mit		Gesamt- pressen- druck	Diagonalstäbe Feld III				Diagonalstäbe Feld V				Untergurtstab Feld VI	
			1	2	3	4	5	6	7	8	13	14
			Fl.-E. 91 · 14 F <sub>n</sub> = 9,5	105 · 14 F <sub>n</sub> = 11,5	91 · 14 F = 12,8	Fl.-E. 80 · 14 F <sub>n</sub> = 8,0			80 · 14 F = 11,2	F <sub>n</sub> = 108,7 - 17 = 91,7		
P <sub>10</sub>		111 t	290	0	290	-484	51	8	52	-155	477	572
N		189 t	418	-	466	-788	-	-	-	-165	840	919
φ N	{	295 t	(810)	-	(830)	(-1265)	(229)	-	(190)	(-224)	(1380)	(1460)
		"	(820)	-	(847)	(-1361)	(188)	(84)	(137)	(-233)	(1400)	(1560)
φ N	{	295	778	-	800	-1325	350	120	216	-112	1360	1520
		350	838	-	872	-1404	350	170	206	-96	1730	(2040)
		419	853	-	955	-1570	25	296	-267	26		

Tabelle 8.

Versuch III.

Belastungs-Nr.	Belastung mit	Senkungen des Untergurtes in 1/10 mm bei den Meßstellen										Bemerkungen
		Auflager					Mitte					
		15	16	17	18	19	20	21	22	23		
3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	Bem. zu Ablesung 3, s. Tab. 6
4	P <sub>10</sub>	10	37	79	106	113	104	75	35	8		
5	N	17	71	141	188	195	180	130	63	15		
6	0	4	3	8	10	9	10	8	3	3		
7	N	17	71	141	183	195	180	130	64	15		
	Mittel federnd	17 13	71 68	141 133	186 176	195 186	180 170	130 122	64 61	15 12		
8	φ N	30	132	267	350	375	340	244	120	28	{ Ablesung unmittelbar vor der Entlastung	
9	0	10	27	60	75	83	70	52	27	12		
	federnd	20	105	207	275	292	270	192	93	16		
10	φ N	32	137	279	370	395	355	258	127	31		Nach 3 Minuten
	"	-	-	-	385	410	370	268	132	32		
11	φ N	35	149	306	400	430	380	277	134	33	Nach 30 Minuten	
12	0	-	-	-	98	105	90	67	33	14		
	federnd	-	-	-	302	325	290	210	101	19		
13	φ N	32	146	297	390	417	370	275	135	35		
14	Gesamtbelastung	350 t	36	164	336	450	493	440	327	163	41	Nach 3 Minuten
15		419 t	50	272	578	800	-	790	-	280	61	

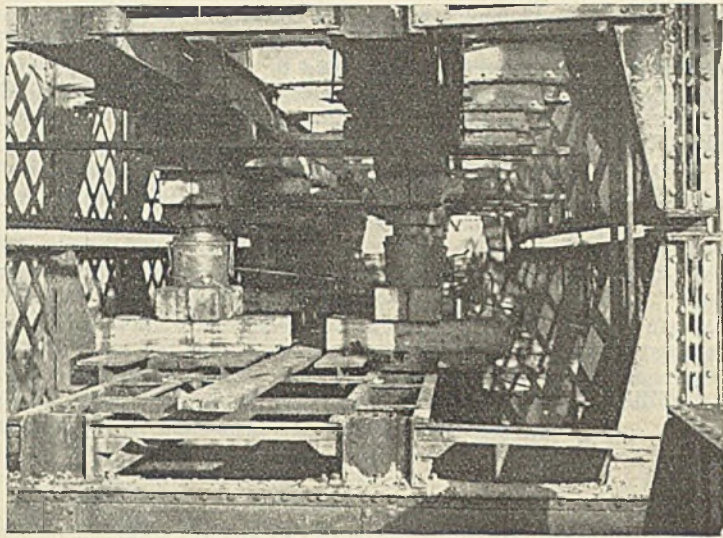


Abb. 16. Versuch III.

fehlerhaft). Der Stab 3 hat fast dieselbe Beanspruchung wie Stab 1, beteiligt sich also an der Aufnahme der Querträgerlast in geringerem Maße als bei Versuch II. Bezüglich des Spannungsunterschiedes von 1 und 4 gilt das bei Versuch II Gesagte.

Im Felde V zeigen die Beanspruchungen gegenüber den Versuchswerten II kein einheitliches Bild, da sie sowohl nach der einen als auch nach der anderen Seite abweichen. Die Druckspannung in 8 ist, abgesehen von dem Werte für P<sub>10</sub>, noch am ehesten mit dem Ergebnis von Versuch II in Einklang zu bringen, besonders hinsichtlich Belastung N und  $\varphi \cdot N$ . Von Nr. 13 ab machen sich wahrscheinlich infolge des längeren Einwirkens der Last  $\varphi \cdot N$  Anzeichen des Ausknickens bemerkbar.

Völlig anders verhält sich Stab 6, dessen Spannungen aus statischen Gründen denen von Stab 5 gleichkommen müßten. Anscheinend haben frühere Ungenauigkeiten bei der Bauausführung oder, was noch wahrscheinlicher ist, die Formänderungen der Gurtungen, denen die in kurzen Abständen festgehaltenen Sohrägstäbe nicht entsprechend Folge leisten konnten, die Abweichungen verursacht. Diagonale 7 zeigt die bereits beim zweiten Versuch beobachteten und dort begründeten Erscheinungen.

Die Spannungen im Untergurt kommen den beim vorigen Versuch gefundenen Werten nahe. Die Zerstörung des Gurtes trat diesmal schon bei einem Pressendruck von 420 t (statt 490 t) ein. Vermutlich hat die längere Belastung des Überbaues mit  $\varphi \cdot N$ , die nach 30 Min. einen Dehnungszuwachs von 8% erzeugt hatte, den vorzeitigen Bruch verursacht.

Ebenso wie beim Versuch II wurden auch bei diesem die Durchbiegungen gemessen und in der Tabelle 8 zusammengestellt. Wie ein Vergleich der Tabellen 4 und 8 ergibt, besteht zwischen beiden gute Übereinstimmung. Die kurz vor dem Bruch gemessene Durchbiegung in der Mitte erreichte rd. 8,5 cm ( $\frac{1}{175} l$ ).

Da infolge des größeren Abstandes der Pressen von den Hauptträgern ein stärkeres seitliches Ausweichen der Obergurte zu erwarten war, wurden über den drei mittleren Querträgern die Abstandverminderungen der Hauptträgerobergurte gemessen (Tabelle 9). Der Ausschlag eines Gurtes erreichte in der Mitte bei der größten Belastung nur ungefähr 7 mm. Ein Ausknicken des Obergurtes kam wegen der kräftigen Absteifung an den Querträgern nicht in Frage.

Es würde noch zu untersuchen sein, wie sich die durch die Versuche gefundenen Spannungswerte zu den errechneten Werten verhalten. In den Tabellen 10 u. 11 wurden zu diesem Zwecke die

Tabelle 9. Versuch III.

Belastung mit	Abstandverminderung der Obergurte der beiden Hauptträger in mm			Bemerkungen
	Meßst. 25	Meßst. 26	Meßst. 27	
P <sub>10</sub>	3,5	4,0	4,0	Die nach der Entlastung bleibende Abstandverminderung konnte nicht bestimmt werden, da die Meßgenauigkeit nicht ausreichte
N	7,5	7,5	7,5	
$\varphi \cdot N$	11,0	12,0	12,5	
350 t	—	12,0	—	
419 t	—	14,0	—	

Tabelle 10.

Belastung	Rechnerische Ermittlung der Gurtspannung			
	Momente in Feld VI (Mitte)		Untergurtspannung 13, 14	
	als „Blechträger“ gerechnet (ohne Berücksichtigung des Stehbleches)	als Fachwerkträger (mit Zugdiagonalen) gerechnet	als „Blechträger“ gerechnet $W \approx 13\ 650$	als Fachwerkträger gerechn. mit $h = 154,67$ $F_n = 91,7$
P <sub>10</sub>	114,5 mt	109,1 mt	835	770
$\varphi P_{10}$	185 „	175 „	1355	1240
N	189,2 „	179,8 „	1390	1280
$\varphi N$	304 „	289 „	(2200)	(2050)
209 t	204,2 „	196 „	1495	1390
280 t	272 „	261 „	(2000)	1860
350 t	340 „	326 „	(2490)	(2320)
419 t	408 „	391 „	(3000)	(2780)
489 t	476 „	456 „	(3480)	(3240)

rechnungsmäßig ermittelten Spannungen zusammengestellt. Die Diagonalspannungen wurden unter den Annahmen bestimmt, daß die Querkraft sich gleichmäßig auf die Zug- und Druckdiagonalen eines lotrechten Schnittes verteilt und andere, von den Biegemomenten etwa herrührende Kräfte nicht in Frage kommen. Dieses Rechnungsverfahren kann natürlich nur angenähert richtig sein, da es sich im vorliegenden Falle außerdem um ein mehrfach statisch unbestimmtes System handelt.

Bei der Berechnung der Gurtspannungen wurde der Hauptträger einmal als „Vollwandträger“ (ohne Berücksichtigung des Stehblechs), das andere Mal als Fachwerkträger mit Zugdiagonalen angesehen.

Die Gegenüberstellung der Versuchs- und Rechnungsergebnisse läßt erkennen, daß die Spannungen in den Diagonalen größtenteils viel zu niedrig gefunden wurden. Die mutmaßlichen Gründe hierfür wurden bei der Besprechung der Einzelmessungen bereits angegeben. Nur die Spannungen in den Druckstäben erreichen stellenweise, sofern sie nicht aus früher angegebenen Gründen vielleicht zu hoch gemessen wurden, den rechnerischen Wert. Das gleiche gilt für die Gurtspannungen, die hinter der Rechnung im günstigsten Falle (Fachwerkträger) um mindestens rd. 15% zurückbleiben.

Es drängt sich nun die Frage auf, ob nach dem tatsächlichen Verhalten des Überbaues eine angenäherte Berechnung des Hauptträgers als Fachwerkträger (mit Zugdiagonalen) oder als „Vollwandträger“ zweckmäßiger ist. Die Frage etwa auf Grund der ermittelten Bruchlasten zu beantworten, erscheint nicht angängig, weil sich der Träger bei diesen außergewöhnlichen Belastungen und Spannungen ganz anders als bei den gewöhnlichen, praktisch zulässigen Belastungen verhalten mußte. Wie der Versuch II auch zeigte, bildete sich bei einem Hauptträger — nach Versagen der Druckdiagonalen — die wenigstens für den Zuggurt statisch günstigere Form des Fachwerks mit Zugdiagonalen aus. Die eigenartige Folge war, daß der Zuggurt des Hauptträgers, dessen Druckdiagonalen noch unbeschädigt geblieben waren, zuerst brach. Da nun bei den praktisch in Betracht kommenden Belastungen, wie die Messungen zeigten, die Druckdiagonalen in gleicher Weise wie die Zugdiagonalen an der Kraftübertragung teilnehmen, würde eine Berechnung als Fachwerkträger ein für die Zuggurtung zu günstiges Ergebnis liefern.

Sofern die Versuche ein allgemeines Urteil über Gitterträger ähnlicher Bauart zulassen, dürfte sich empfehlen, die Untergurtspannungen so zu bestimmen, wie dies beim „Vollwandträger“ üblich ist. Ob bei der Berechnung der Obergurtstäbe in gleicher Weise verfahren werden darf, kann nicht ohne weiteres angenommen werden. Nach dem Verhalten des Obergurtes bei den Versuchen zu urteilen, scheint — bei genügend abgesteiftem Obergurt — eine Berechnung als Vollwandträger angängig zu sein. Es muß jedoch andererseits darauf hingewiesen werden, daß die Berechnung als „Fachwerkträger“ mit Zugdiagonalen für die Obergurtstäbe weit ungünstigere Werte, besonders in den Endfeldern, ergibt.

Bezüglich der Diagonalen kann aus den Versuchen kein annähernd zutreffendes Rechnungsverfahren hergeleitet werden. Es läßt sich nur sagen, daß die Annahme einer gleichmäßigen Verteilung der Querkraft auf die Zug- und Druckdiagonalen eines lotrechten Schnittes zu Rechnungswerten führte, die mit Ausnahme von Stab 4 (Versuch III) kleiner als die gemessenen Werte waren. — Die Druckdiagonalen vollständig bei der Berechnung auszuschalten, dürfte deswegen nicht empfehlenswert sein, weil ihre Zerstörung auch die damit fest verbundenen und voll beanspruchten Zugstäbe mehr oder weniger in Mitleidenschaft ziehen muß. Sofern die Zugstäbe außerhalb eines Knotens den Gurt fassen, müssen außerdem, da der Gegenhalt der Druckdiagonalen fehlen würde, auch größere Biegespannungen in den Gurtungen auftreten. Die Gitterbrücken sind eben nur dann statisch

Tabelle 11.

## Rechnerische Ermittlung der Diagonalhauptspannungen

Belastungsschema	Belastung	Querkräfte in t		Hauptspannungen in kg/cm <sup>2</sup>								Bemerkungen
		Feld III	Feld V	Feld III				Feld V				
				1	2	3	4	5	6	7	8	
	$P_{10}$	21,05	4,3	521	432	-390	128	-	92	Die Spannungen von 4 u. 8 sind ohne Berücksichtigung der Knickzahl berechnet		
	$q P_{10}$ [ $\eta = 1,61$ ]	33,9	6,92	840	693	-630	206	-	147			
	$N$	35,25	5,6	882	732	-660	167	-	119			
	$q N$	56,7	9,0	1400	1160	-1040	268	-	192			
	209 t	37,5	7,5	928	763	-690	223	-	160			
	280 t	50	10	1240	1020	-930	297	-	212			
	350 t	62,5	12,5	1550	1280	-1160	372	-	265			
	419 t	~ 75	~ 15	1850	1520	-1380	446	-	319			

möglich, wenn in den Wandgliedern in gleicher Weise Zug- und Druckspannungen übertragen werden können. Aus diesen Gründen ist es vielleicht zweckmäßig, die Druckspannungen nach obiger Annahme zu ermitteln und, da ein Nachgeben der Druckdiagonale keine unmittelbare Gefahr für das Bauwerk bedeutet, die Knicksicherheit etwas herabzusetzen. Die Zugdiagonalen würden so zu berechnen sein, daß sie bei etwaigem Versagen der Druckdiagonalen die gesamte Querkraft aufzunehmen vermögen.

Im folgenden seien die Ergebnisse der Versuche nochmals kurz zusammengefaßt.

Die Versuche bewiesen einerseits, daß den Gitterbrücken mit schlaffen Diagonalen eine verhältnismäßig große Tragfähigkeit zukommt, die an diejenige der Vollwandträger heranreicht; andererseits jedoch, daß in den Wandstäben Kräfte in Erscheinung treten, die der Größe nach mit der Rechnung nicht im Einklang stehen. Da trotz der geringen gemessenen Spannungen teilweise Formänderungen an den Füllstäben auftraten, muß angenommen werden, daß — etwa infolge der Verbindung der Stäbe an den Kreuzungsstellen oder zufällig vorhandener Verbiegungen und Ungenauigkeiten bei der Ausführung — Nebenspannungen auftraten, die sich jeder Berechnung und Voraussetzung entziehen. Wenn nun auch bei genügend starkem Obergurt und

ausreichenden Zugdiagonalen das Nachgeben der Druckdiagonalen im allgemeinen nicht den unmittelbaren Bruch des Überbaues zur Folge hat, so bedeutet dies doch eine Zerstörungserscheinung, die durch Berechnung der Druckdiagonalen zu vermeiden versucht werden muß.

So sehr sich diese Gitterträger also im Grunde genommen bewährt haben, so ist doch mit Rücksicht auf die Füllungsstäbe und deren im Laufe der Jahre durch den Eisenbahnbetrieb mögliche Beschädigungen ein gewisses Mißtrauen gerechtfertigt.

Anschließend an obige Ausführungen sei noch aller Beteiligten gedacht, die am Gelingen der Versuche hervorragend mitgewirkt haben. So hat die Firma Steffens & Nölle, Berlin-Tempelhof, den Aufbau der Versuche vorgenommen, das Staatliche Materialprüfungsamt hat die Manometer und Meßgeräte mit den zugehörigen Tabellen zur Verfügung gestellt und durch die Herren Panzerbieter und Dipl.-Ing. Bierett die Anbringung der Meßapparate vornehmen und die Anweisungen zu den Messungen geben lassen. Desgleichen haben sämtliche Herren der Brückenbauabteilung der Reichsbahndirektion Osten sich an den Ablesungen und der Herstellung photographischer Aufnahmen beteiligt, und besonders hat der Dipl.-Ing. Wenzl sich um die wissenschaftliche Auswertung der Versuche verdient gemacht.

## Vermischtes.

Reichsbahndirektor Geh. Baurat Dr.-Ing. Ehr. G. Schaper zum Ehrendoktor der technischen Wissenschaften ernannt. Nachdem bereits im Jahre 1922 Herr Geheimrat Schaper von der Technischen Hochschule Darmstadt die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber erhalten hatte, hat jetzt die Deutsche Technische Hochschule zu Brünn ihn in Anerkennung seiner hervorragenden fachlichen Leistungen zum Ehrendoktor der technischen Wissenschaften ernannt. Herr Geheimrat Schaper ist weiten Fachkreisen vor allem bekannt geworden durch sein ausgezeichnetes Werk „Eiserne Brücken“, das bereits in fünfter Auflage erschienen ist. Seit dem Bestehen der „Bautechnik“ zählt er zu deren hervorragendsten und geschätztesten Mitarbeitern; er hat in unserer Zeitschrift eine Reihe vortrefflicher Aufsätze aus dem Gebiete

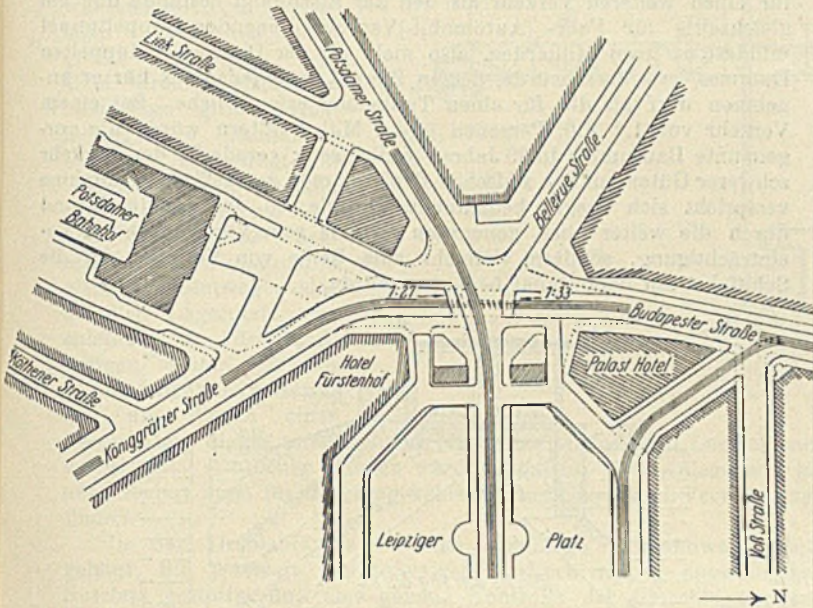
der eisernen Brücken veröffentlicht, von denen hier nur die umfangreiche, gründliche Arbeit über den Bau der Lidingö-Brücke erwähnt sei. Zu der neuen, wohlverdienten Auszeichnung sprechen wir unsern hochverehrten Mitarbeiter unseren aufrichtigen Glückwunsch aus.

Die Schriftleitung.

Zur Verkehrsverbesserung auf dem Potsdamer Platz in Berlin. In der „Bautechnik“ 1925, Heft 25, S. 324, macht Herr Oberregierungsbaurat Roudolf einen Vorschlag, den Verkehr auf dem Potsdamer Platz zu verbessern, der sich als Gegenstück eines Vorschlages von mir (s. Berl. Börsenztg. v. 24. Mai 1925) darstellt. Nach meinem Plan wird nicht die Leipziger Straße, sondern die Königgrätzer-



Budapester Straße unter der anderen Richtung durchgeleitet. Die Potsdamer—Leipziger Straße soll so angerammt werden, daß sie im Kreuzungspunkte etwa 1,5 m höher liegt. Der Zug der Budapester—Königgrätzer Straße kann dann zwischen der Voßstraße und dem Tunnel der Untergrundbahn so weit — etwa 3,5 m — gesenkt werden, daß eine Überbrückung durch die Leipziger Straße in voller Breite möglich wird. Der Wagenverkehr Budapester—Potsdamer Straße soll in der Hauptsache umgelenkt bleiben. Der Verkehr Leipziger Straße—Bellevuestraße biegt nach der Überbrückung ab. Die Wagen von der Königgrätzer zur Potsdamer Straße fahren nahe vor dem Potsdamer Hauptbahnhof vorbei und durch eine Durchfahrt in den Häusern der Linkstraße auf das Eckhaus Linkstraße—Potsdamer Straße zu. Eine ähnliche Durchfahrt führt die Straßenbahngleise, die nördlich um den Leipziger Platz vor dem Mossehaus vorbeilaufen, zur Ecke Budapester Straße—Voßstraße, durch Häuser also, die gerade jetzt abgerissen werden. Diese Durchfahrt kann auch einen Verkehr von der Budapester Straße in die Potsdamer Straße vermitteln.



Diese Lösung läßt den Hauptverkehr, der in den Radialstraßen zwischen Bureaus und Wohnungen läuft, möglichst ungestört, freilich zungunsten der anderen Verkehrsrichtung. Aber die Überbrückung ist die denkbar kürzeste und somit auch die billigste. Die Verkehrs-umlenkungen sind nicht größer als heute und können z. T. aufgehoben werden, so braucht der Verkehr aus der Leipziger in die Potsdamer Straße nicht mehr zum Teil durch die Voßstraße geleitet zu werden. Auch die Durchfahrten erfordern keine besonderen Kosten, da sie durch die Vermietung der gewonnenen Flächen und kleinen Läden an beiden Seiten größtenteils gedeckt werden können.

Der beigegebene Lageplan macht die neue Linienführung deutlich.  
O. v. Haselberg, Regierungsbaumstr. a. D.

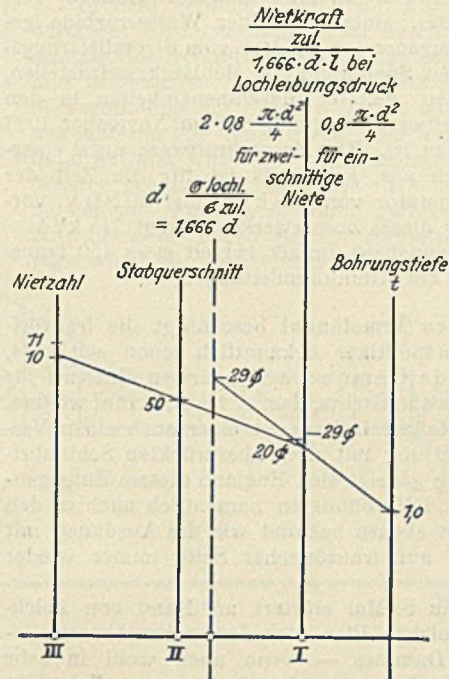
Entwicklung des Verkehrs in den Nordseehäfen. Die den „V. d. I. Nachr.“ entnommenen nachstehenden Zahlen zeigen die anhaltende Belebung des Hafens von Hamburg, Rotterdam und Antwerpen. Die Friedensziffern waren bereits 1924 überschritten und zeigen auch für das erste Vierteljahr 1925 eine erhebliche Steigerung.

Jahr	Hamburg	Rotterdam	Antwerpen
	Mill. N. R. T.	Mill. N. R. T.	Mill. N. R. T.
Jan.-März 1922	2,81	2,56	2,50
„ 1923	3,57	2,83	3,63
„ 1924	3,38	2,99	3,33
„ 1925	4,11	3,71	4,16

Übertragung von Baggerarbeiten in Frankreich an eine deutsche Firma. Wie wir erfahren, ist der in dem kürzlich erschienenen Berichte des Reparations-Agenten erwähnte Auftrag auf Ausführung größerer Baggerarbeiten in der Seine bei Vernon der Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G., Biebrich a. Rhein, übertragen worden.

Nietberechnungen mit Hilfe von nomographischen Tafeln. Die in der „Bautechnik“ 1925, Heft 7, S. 74, von Herrn Oberregierungsbaurat Dr.-Ing. Kommerell gebrachten nomographischen Hilfstafeln für Nietberechnungen dürften sich durch eine unwesentliche Abänderung für den Gebrauch in der Praxis noch wertvoller gestalten lassen. In der Skizze ist diese Abänderung angedeutet. Sie

besteht darin, daß bei der Tafel für Abscherung die Trennung nach einschnittiger und zweischnittiger Nietung nicht bei den Querschnitten auf der Mittelleiter II vorgenommen ist, sondern bei der Nietkraft auf der rechten Seitenleiter I. Nunmehr kann die Tafel für Lochleibungsdruck mit der Tafel I für Abscherung vereinigt werden.



Die rechte Seitenleiter für Abscherung wird zur mittleren Leiter für die Bestimmung des zulässigen Lochleibungsdrucks gemacht, so daß man alsdann den Vorteil hat, auf dieser Leiter festzustellen, ob Abscherung oder Lochleibungsdruck für die Berechnung der Nietzahl maßgebend sind.

Beispiel: Es ist eine Stoßverbindung zu untersuchen, bei der einschnittige Abscherung vorliegt, Knotenblech 10 mm, Nietdurchmesser 29 mm, Querschnitt des Anschlußstabes 50 cm<sup>2</sup>.

In diesem Falle sieht man, daß Lochleibungsdruck maßgebend ist, da die Tragfähigkeit des Nietes hierbei um ein geringes kleiner ist als die des 29-mm-Nietes bei einschnittiger Abscherung.

Die erforderliche Nietzahl ist theoretisch 10<sup>1/2</sup>, während sie für Abscherung unter 10 geblieben wäre.

Höchst a. M.

Ad. Jöhrens.

Ostpreußens Elektrizitätsversorgung. Die Nachkriegsverhältnisse haben es mit sich gebracht, daß der ursprünglich vorgesehene Plan der Elektrizitätsversorgung der Provinz Ostpreußen nicht in dem Umfange durchgeführt werden konnte, wie es beabsichtigt war. Immerhin wurde der Ausbau der Wasserkräfte der Alle bei Friedland und Groß-Wohnsdorf im Jahre 1920 begonnen und trotz mancher Schwierigkeiten nunmehr beendet.

Nach einem Berichte der „D. A. Z.“ erstreckte sich der Ausbau des 60 000-V-Netzes bis Ende 1924 auf etwa 350 km Länge, während das 15 000-V-Mittelspannungsnetz eine Ausdehnung von etwa 2000 km hat.

Nach Fertigstellung des Hauptwasserkraftwerkes in Friedland ist nunmehr der größte Teil der 60 000-V-Leitungen in Betrieb, die die Energie über die an verschiedenen Punkten der Provinz aufgestellten Umspannwerke an das 15 000-V-Mittelspannungsnetz abgeben. Das Kraftwerk Friedland hat vier Francis-Turbinen mit liegender Welle, die mit SSW-Drehstromgeneratoren gekuppelt sind. Von den drei größeren Drehstromgeneratoren leistet jeder 4500 kVA und der kleinere Generator 2200 kVA. Die Maschinenspannung von 6300 V wird mittels Umspanner einestails auf 60 000 V, andererseits auf 15 000 V gebracht. Die hierzu notwendigen Transformatoren und Apparate sind vom Maschinenhause getrennt angeordnet. Neben diesem Hauptwasserkraftwerk, das als Spitzenwerk läuft, arbeitet das ebenfalls an der Alle erbaute kleinere Kraftwerk in Groß-Wohnsdorf mit etwa 4000 PS Gesamtleistung.

Außer den beiden Wasserkraftwerken arbeiten noch die erweiterten und zum Teil umgebauten älteren Kraftwerke in Königsberg, Gumbinnen, Tilsit und Osterode auf die Mittel- und Hochspannungsnetze des Ostpreußenwerkes.

Das Hauptumspannwerk des Ostpreußenwerkes, an einem Knotenpunkte des 60 000-V-Netzes in Elbing errichtet, erhält die Energie über die von Kreuzburg kommende 60 000-V-Doppelleitung und ist so eingerichtet, daß es sich ohne Umbauten in ein später zu errichtendes Dampfkraftwerk eingliedern läßt.

Das Ostpreußenwerk liefert elektrische Energie nicht nur in das Gebiet der von ihr ins Leben gerufenen drei Überlandwerke Königsberg, Gumbinnen und Osterode mit 30 Landkreisen, sondern auch an die Landkreise Elbing, Marienburg und den Stadtkreis Elbing und hat neuerdings auch einen Stromlieferungsvertrag mit dem vom Kreise Pr.-Holland errichteten Torfkraftwerk Carwinden abgeschlossen, so daß dort außer der eigenen Stromerzeugung noch Energie vom Ostpreußenwerk bezogen wird. Die Inbetriebsetzung dieses Torfkraftwerkes, das über etwa 2 km<sup>2</sup> ausnutzbares Torfmoor verfügt, dessen Benutzungsdauer auf etwa 50 Jahre geschätzt wird, hat vor kurzem stattgefunden.

Vorangegangen in der Elektrisierung Ostpreußens ist der Kreis Braunsberg durch Errichtung eines Überlandnetzes, das Anfang des Jahres 1919 in Angriff genommen wurde mit Strombezug aus der Schichauzentrale in Pettelkau. Der dauernd steigende Konsum veranlaßte den Kreis schon 1921, einen mit einer Wasserturbine gekuppelten kleineren Drehstromgenerator an dem vom Stromlieferungspunkt am weitesten entfernten Speisepunkt in Mehlsack aufzustellen, wo schließlich durch Ausbau weiterer Maschineneinheiten in den Jahren 1922/23 ein Zusatzkraftwerk entstand, das im November 1923 dem Betrieb übergeben worden ist. Das Zusatzkraftwerk nutzt einerseits das Wasser der Walsch aus, andererseits ist für die Zeit der Wasserklemme ein Dieselgenerator von 400 kVA mit 10 500 V vorgesehen. Die Gesamtleistung dieses Zusatzwerkes beträgt 715 kVA.

Die Überlandzentrale Braunsberg umfaßt zurzeit etwa 150 Transformatorstationen und 750 km Aluminiumleitungen.

Die Verbindung über den Ärmelkanal beschäftigt die französischen Ingenieur- und Verkehrspolitiker bekanntlich schon seit 1834, in welchem Jahre Thomé de Gamond seinen ersten Entwurf für eine Untertunnelung des Kanals aufstellte, dem er bis 1866 fünf weitere, z. T. sehr verschiedenartige folgen ließ, deren einer auch einen Verbindungsdamm in Steinschüttung mit drei überbrückten Schiffahrtöffnungen vorsah. Wie wenig geneigt sich England diesem Entgegenkommen seines Nachbarn und Verbündeten namentlich auch in den letzten Jahrzehnten zeigte, ist ebenso bekannt wie die Ausdauer, mit der diese Verbindungspläne auf französischer Seite immer wieder auftauchten.

Auch „Génie Civil“ vom 9. Mai erörtert an Hand von Zeichnungen ausführlich einen solchen Plan, der den vorerwähnten Gedanken eines geschütteten Damms — wenn auch wohl in sehr veränderter Form — wieder aufnimmt und trotz der vermutlich nicht ausbleibenden Bedenken schon deshalb Beachtung verdient, weil er den Erbauer der Jagne-Talsperre und der beiden neuen großen Brücken in Freiburg i. d. Schweiz, J. Jaeger, zum Verfasser hat.

Dieser schlägt — nachdem er auf Grund der örtlichen Verhältnisse und Erfahrungen bei anderen großen Unterwassertunneln die technischen Schwierigkeiten einer Tunnelverbindung zwischen Dover und

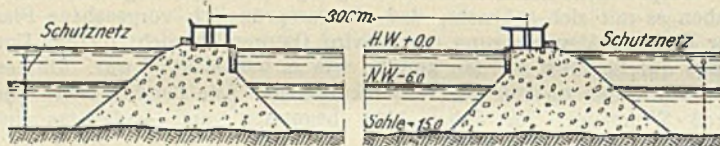


Abb. 1. Gesamtquerschnitt.

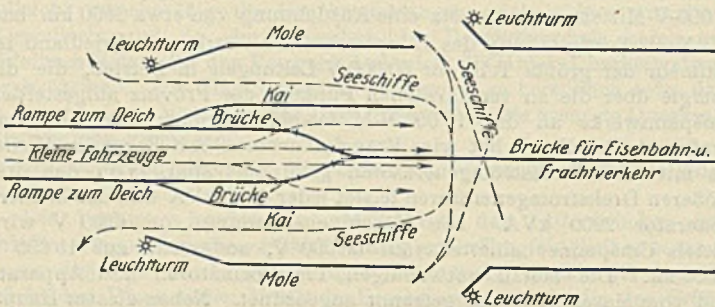


Abb. 2. Schema der Mündungshäfen in Nähe der Küste.

Calais auseinandergesetzt hat — den in Abb. 1 wiedergegebenen doppelten Damm vor, der in unmittelbarer Nähe beider Küsten durch überbrückte Schiffahrtöffnungen unterbrochen ist, die nach Abb. 2 zu Hafenbecken verbreitert sind. Die Entfernung der beiden Dämme ist mit etwa 300 m vorgesehen, sie soll für gewöhnlich dem Verkehr kleiner Fahrzeuge dienen, ferner als geschützte Fahrinne bei schlechtem Wetter und Unterseebootgefahr. Auf der englischen Seite mündet der Kanal in der Nähe von Deal und wird von hier aus weitergeführt bis zur Bucht von Herne, wo er in die Themsemündung endet und so London zum Ausgangspunkt aller Eisenbahn- und Schiffahrtverkehrswege zum Festlande macht; auf der anderen Seite findet er Anschluß an das bestehende und geplante Kanalnetz Nord- und Nordostfrankreichs und Belgiens, von dort weiter an den Schiffahrtweg Rhein—Main—Donau.

Von den Ausführungen Jaegers, der seinen Plan nach der technischen, militärischen, wirtschaftspolitischen, finanziellen und maritimen Seite hin erläutert, seien an dieser Stelle in der Hauptsache die ersteren behandelt:

Die größte Tiefe im Kanal beträgt bis zu 50 m, während man im Pacific bereits Dämme bis in 60 m Tiefe ausgeführt hat; für die Pfeilergründungen der Brücken in Nähe der beiden Ufer kommen Tiefen

von nur 30 bis 35 m in Frage, wobei zu berücksichtigen ist, daß die hier vorgesehenen Deich- und Molenbauten als Schutz gegen die Wellen dienen würden; die Abmessungen der die beiden Küstenhäfen überspannenden Brücken wären nicht größer als diejenigen ausgeführter oder geplanter amerikanischer und australischer Ausführungen. Material bieten die Felsen beider Ufer in genügender Menge; auch dafür sowie für den Betrieb ausgedehnter Steinbrüche und die Beförderung des Materials bieten amerikanische Ausführungen genügende Vorbilder; eine für Jahre währende Beschäftigungsmöglichkeit für Tausende von Arbeitern wäre geschaffen. Eine Unterbrechung der Arbeiten kommt nur für die dortige Sturmperiode, d. h. etwa für einen Monat, in Frage.

Die Kosten werden auf etwa 1600 bis 1800 Mill. Goldfranken veranschlagt gegenüber einem Voranschlag von 800 Mill. für einen Doppeltunnel; selbst wenn man die letztere Zahl, die die Möglichkeit von Wassereinbrüchen und anderen Zwischenfällen nicht berücksichtigt, zugrunde legt, ist zu bedenken, daß alsdann keinerlei Möglichkeit für einen weiteren Verkehr als den der Eisenbahn bestände und ein gleichzeitig für Fahr- (Automobil-)Verkehr dienender Doppeltunnel mindestens zwei Milliarden, also mehr als der Plan eines doppelten Damms, erfordern würde, dessen Bauzeit man jedenfalls kürzer annehmen darf als die für einen Tunnelbau erforderliche. Bei einem Verkehr von 1,2 Mill. Personen und 2 Mill. t Gütern würde die vorgenannte Bausumme in 99 Jahren getilgt sein; gerade für den Verkehr schwerer Güter auf der zwischen den Dämmen geschaffenen Fahrinne verspricht sich Jaeger bedeutende Vorteile, so daß hierdurch und durch die weiter oben genannten Gründe sein Vorschlag keine Beinträchtigung, sondern vielmehr eine Reihe von Vorteilen für die Schiffahrt auf dem Kanal bedeuten würde.

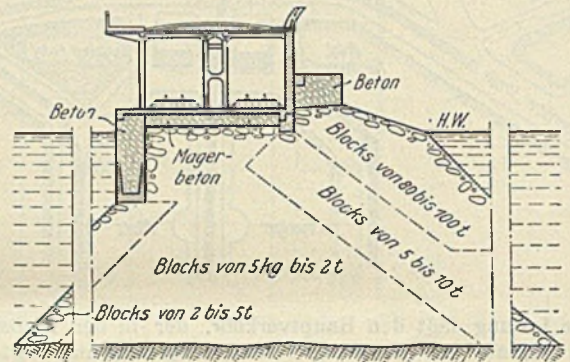


Abb. 3. Deichquerschnitt bei geringeren Wassertiefen.

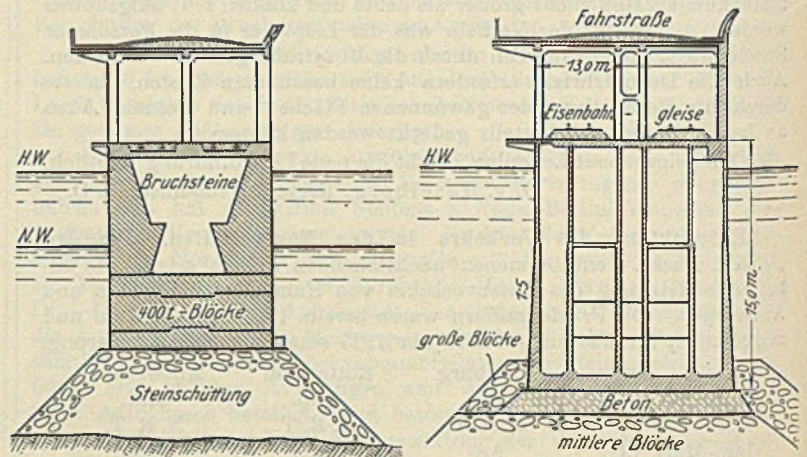


Abb. 4. Deichquerschnitt bei mittleren Wassertiefen.

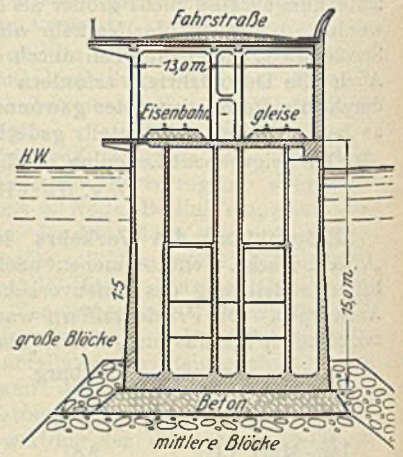


Abb. 5. Deichquerschnitt bei größerer Wassertiefe.

Für die Ausführung der Deiche werden — je nach der Gründungstiefe — drei Vorschläge gemacht: bei geringeren Tiefen kommt die in der Anlage billigere, in der Unterhaltung jedoch kostspieligere Steinschüttung (Abb. 3) in Frage, namentlich auch für die zum Schutz der Mündungshäfen (Abb. 2) vorgesehenen Molen. Von Fachleuten wird ihr die Ausführung nach Abb. 4 vorgezogen, wie sie ähnlich z. B. im Hafen von Algier soeben verwendet worden ist. Bei großen Wassertiefen wird die Verwendung von Eisenbetonschwimmkörpern empfohlen, die auf einer Gründung von Unterwasserbeton und Betonblöcken versenkt werden und den Vorteil großer Materialersparnis bieten (Abb. 5), einen schnellen Arbeitsfortgang ermöglichen und sich bei den Hafnarbeiten von Barcelona, Neapel, Marseille u. a. O. bewährt haben.

**Neue fahrbare Erz- und Kohlenverladebrücken.** Die Lauchhammer-Rheinmetall Akt.-Ges., Berlin, hat die betriebsfertige Lieferung von zwei großen fahrbaren Erz- und Kohlenverladebrücken für den Hafen Gent (Belgien) erhalten. Besteller ist die Compagnie Belge des Mines, Minerais et Métaux, Brüssel. Besonders beachtenswert hierbei ist, daß der Auftrag nicht auf Reparationskonto verbucht wird, also eine erfreuliche Besserung der geschäftlichen Beziehungen mit genanntem Lande bedeutet.

Die Hauptabmessungen der beiden fahrbaren Verladebrücken mit einziehbarem Ausleger und innen laufender Drehlaufkatze von 10 t Tragkraft bei 5 m Ausladung sind, wie aus beistehender Abbildung ersichtlich, folgende:

Stützweite der fahrbaren Brücken 70 m. Der wasserseitig einziehbare Ausleger ladet 40 m

über die auf der Kaimauer liegende Laufschiene aus, während mit dem Greifer bzw. Lasthaken eine größte Ausladung von 42 m erreicht wird. Die landseitige größte Ausladung des Lasthakens bzw. Greifers beträgt 8 m.

Beide Verladebrücken sind dazu bestimmt, Erze und Kohlen aus Seeschiffen in Kanalschiffe oder Eisenbahnwagen oder auf den Lagerplatz umzuladen. An der landseitigen Stütze ist ein Bunker angebracht, durch den die Wagen einer Hängebahn, die in unmittelbarer Nähe der landseitigen Laufschiene vorbeiführt, selbsttätig beladen werden können. Die Anlage soll je nach Bedarf auch für den umgekehrten Umschlagbetrieb Verwendung finden.

In der Drehlaufkatze ist eine eichfähige Eßmannwage eingebaut, die jederzeit ein sofortiges Nachprüfen der angehängten Nutzlast gestattet und eine genaue Kontrolle der Umschlagmengen ermöglicht.

Bei mittleren Lastwegen beträgt die Stundenleistung einer Verladebrücke etwa 200 t. Beim Umschlag aus Seeschiffen in Kanalschiffe kann diese Leistung infolge der kürzeren Lastwege noch gesteigert werden. Bei Verwendung beider Verladebrücken ist es ohne weiteres möglich, einen 4000-t-Erz- oder Kohlendampfer in 10 Stunden zu ent- oder beladen.

Dem genannten Werk ist übrigens in letzter Zeit auch ein größerer Auftrag auf Lieferung von Stahlwerkkränen schwerster Bauart von der Altos Hornos de Vizcaya in Bilbao (Spanien) erteilt worden.

**Walzasphalt für Straßenbau.** Wie Ing. Nelken in der D. A. Z. schreibt, sind am Flugplatz in Berlin-Tempelhof jüngst zwei Straßenzüge mit Walzasphaltdecken versehen worden. Trotz der Hitze im Monat Mai d. J. und des starken Lastwagenverkehrs auf den beiden Probestraßen zeigen diese bisher keine Schädigung.

In der Regel wird die Walzasphaltdecke in zwei Lagen, einer unteren sogen. Binderlage von 6 cm und einer Decklage von 4 cm hergestellt. Das bituminöse Bindemittel spielt in der Geschichte der Entwicklung der Walzasphaltstraßenbauweise die Hauptrolle. Während Steinkohlenteer sich nicht bewährte, weil er sich im Wasser löst, geringe Geschmeidigkeit hat und eine ungünstige Lage des Erweichungs- und des Erstarrungspunktes aufweist, liegen die Dinge bei Verwendung bestimmter natürlicher Asphalte als Bindemittel anders; denn diese sind unlöslich im Wasser, unveränderlich und besitzen Widerstandsfähigkeit gegen hohe und niedrige Temperaturen, eine große Klebekraft und große Dehnbarkeit.

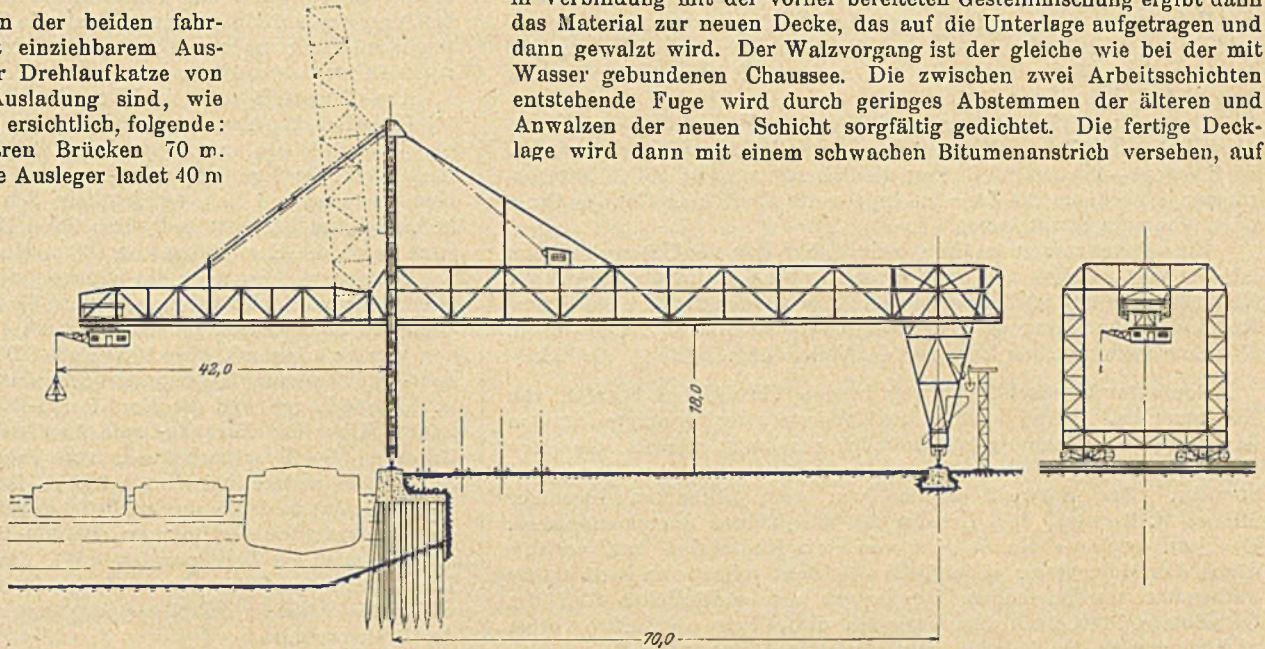
Die ersten Versuche zur Herstellung von Walzasphaltstraßen wurden in Amerika und England gemacht und liegen etwa vierzig Jahre zurück. Zum Bau dieser Straßen fährt die „Fabrik“, die in einer großen Maschine besteht, an Ort und Stelle. Die Maschine enthält einen Trockner für Sand und Steine, einen Mischer, den Bitumenbehälter nebst den zugehörigen Elevatoren, Sieben, Behältern, Wiegevorrichtungen u. dergl., sowie die Antriebsmaschine für Trockner, Mischer und Elevatoren.

Zum Antriebe dient elektrische Energie, eine Lokomotive oder ein Verbrennungsmotor.

Der Trockner ist auf einem vierradrigen Wagengestell befestigt, dem mit Kastenhebern selbsttätig das Sand- und Steinmaterial zugeführt wird. Von hier aus wandert die Masse getrocknet zum Mischer,

in dem zwei wagerechte Wellen mit dicht aneinandersitzenden Klauen sich derartig bewegen, daß sie ineinandergreifen, das dazwischen eingeschüttete Material in kurzer Zeit innig vermischend.

In dem seitlich neben dem Mischer stehenden Bitumenbehälter wird das Bitumen unmittelbar durch eine Feuerung erhitzt und das erhitzte Gemisch mit Preßluft einige Zeit durchgerührt, so daß Bitumen und beigesetztes Fluxöl gleichmäßig gemischt sind. Diese Mischung in Verbindung mit der vorher bereiteten Gesteinmischung ergibt dann das Material zur neuen Decke, das auf die Unterlage aufgetragen und dann gewalzt wird. Der Walzvorgang ist der gleiche wie bei der mit Wasser gebundenen Chaussee. Die zwischen zwei Arbeitsschichten entstehende Fuge wird durch geringes Abstemmen der älteren und Anwalzen der neuen Schicht sorgfältig gedichtet. Die fertige Decklage wird dann mit einem schwachen Bitumenanstrich versehen, auf



dem, solange dieser noch warm ist, ein Überwurf von kleinen harten Splittsteinen gebracht und leicht übergewalzt wird.

Haltbarkeit bei schwerem Verkehr, Undurchdringlichkeit gegen Wasser, den größten Feind einer Straßendecke, Raubigkeit, Elastizität, Unempfindlichkeit gegenüber großen Temperaturschwankungen und Staubfreiheit sind die Vorzüge sachgemäß angelegter Walzasphaltdecken.

**Untergrundbahnbau in London.** Nachdem vor etwas mehr als Jahresfrist die „Hampstead-Tube“ nach Nordwesten über Hendon und Edgware verlängert worden ist und nachdem im Laufe der letzten Zeit die Stammstrecke der heutigen Londoner Tunnelbahnen, die City- und Südlondoner Eisenbahn, so ausgebaut worden ist, daß sie auch die für einen größeren als ihren ursprünglichen Tunnelquerschnitt bestimmten Wagen der jüngeren Strecken aufnehmen kann (s. „Die Bautechnik“ 1924, Heft 21 und 1925, Heft 21), ist nunmehr eine Verlängerung der City-Eisenbahn nach Süden, über das bisherige Ende Clapham Common hinaus, nach Morden im Bau. Die Neubaustrecke ist 8.4 km lang, wovon 7.2 km Tunnelstrecke sind, während der letzte Teil sich an die Erdoberfläche erhebt. Am Ende der Strecke wird neben der Haltestelle Morden eine Wagenhalle zur Unterbringung von 300 Wagen gebaut. An der Neubaustrecke liegen acht Haltestellen. Ihr Verkehrsgebiet wird von etwa 300 000 Menschen bewohnt.

Der Bau wird von 18 Schächten, die in je etwa 1 km Entfernung bis auf 15 bis 18 m Tiefe abgeteuft worden sind, betrieben. Zehn drehend arbeitende Bagger (rotary excavators) und vier Tunnelschilde der Bauart Greathead auf der freien Strecke, ferner sechs derartige Schilde in den Haltestellen besorgen den Aufbruch, der bei dem bekannten, mit dem Messer schneidbaren Tonboden Londons keine erheblichen Schwierigkeiten bietet. Die neueren Vorrichtungen zum Vortriebe des Tunnels werfen den herausgeschnittenen Ton auf ein Förderband, auf dem er in kleine Bauwagen gelangt; diese werden, zu Zügen zusammengefaßt, von elektrischen Lokomotiven bis unter die Schächte gefahren und dort von einem Aufzug mit elektrischem Antrieb an die Oberfläche gehoben; nachdem sie entleert sind, gelangen sie auf demselben Wege wieder an die Baustelle vor Ort zurück. Der gewöhnliche Greathead-Schild schreitet in 24 Stunden etwa 4,3 m vorwärts, die neueren Vorrichtungen mit drehendem Schneider aber etwa 10,7 m. Bei den ersteren können täglich etwa acht Tunnelauskleidungsringe eingebaut werden, bei den letzteren etwa 20. Wo der Ton mit Handarbeit hereingewonnen werden muß, beträgt der tägliche Fortschritt nur etwa vier Ringe am Tage. Zur Auskleidung der Tunnelstrecke werden insgesamt derartige Ringe im Gewicht von 60 000 t gebraucht; sie bestehen aus Gußeisen. Beim Bau des Tunnels zwischen Clapham Common und Nightingale Lane, der von beiden Enden her vorgetrieben wird, trafen die Achsen in der Mitte mit einer Seitenabweichung von 6 mm und einer Höhenabweichung von 9,5 mm zusammen.

Die untertag liegenden Haltestellen werden durch Rolltreppen zugänglich gemacht. Bei der neueren Bauart der Londoner Untergrundbahn liegen je drei solcher Treppen in einem Schacht; die beiden seitlichen laufen stets in derselben Richtung, die mittlere kann, je nachdem der ankommende oder abgehende Verkehr überwiegt, aufwärts oder abwärts laufen; das Umschalten geht neuerdings fast augenblicklich vor sich.

Der Bau der Strecke Clapham Common—Morden ist einschließlich der Haltestellen mit ihren Rolltreppen und der Ausrüstung mit Betriebsmitteln mit 3,5 Mill. £ veranschlagt. Die Bauarbeiten sollen Anfang 1926 beendet sein. Man rechnet für den Anfang mit einem Jahresverkehr von 22 Mill. Fahrgästen.

Die weiteste Entfernung, auf die nach Vollendung der Untergrundbahn über Clapham hinaus durchgehende Züge verkehren werden, ist Edgware—Morden mit 32 km; die Fahrzeit wird 64 bis 68 Min. betragen, je nachdem die Züge im Innern der Stadt über Charing Cross oder Moorgate Street laufen.

Ein zweiter zurzeit im Gang befindlicher Bau der Untergrundbahn ist eine Verbindungs- und Umkehrschleife bei Kennington, bei der der Tunnelbau für 400 000 £ vergeben ist. Hier werden 27 000 t gußeiserne Ringe eingebaut, und es sind etwa 100 000 m<sup>3</sup> Massen zu gewinnen. Die Bauarbeiten stehen kurz vor der Vollendung. Wkk.

**Geplanter Großschiffahrtweg in den Vereinigten Staaten von Nordamerika.** Durch Beschluß des Kongresses der Vereinigten Staaten ist kürzlich eine Planung grundsätzlich genehmigt worden, die einen Großschiffahrtweg zwischen dem Hudsonfluß und dem Seengebiet vorsieht. Der Entwurf stammt von dem bekannten Ingenieur Millard F. Bowen, dem Urheber des mißglückten Bargekanalplanes. Der jetzt geplante Kanal geht von dem Hudsonfluß aus, verläuft durch das Mohawktal, wobei Teile des nicht vollendeten Bargekanals mitbenutzt werden sollen, durchquert den südöstlichen Teil des Ontariosees, führt nach dem Verlassen dieses Sees an Buffalo vorbei und mündet in den Eriesee. Der neue Kanal, der etwa 110 km lang wird, soll so gebaut werden, daß er von Seeschiffen bis zu 15 000 t Ladefähigkeit befahren werden kann. Die ausnutzbare Breite des Kanals wird das Maß von 100 m nicht unterschreiten, wobei eine Wassertiefe bei N.W. von 10 m vorgesehen ist. An Kunstbauten werden 7 Schleusen und 133 Eisenbahn- und Straßenbrücken ausgeführt werden müssen. Die Schleusen erhalten je 230 m nutzbare Länge der Kammern, 23 m Durchfahrtsweite der Häupter und eine Mindestwassertiefe über den Drempeln von 10 m. Die Schleusenkammern sollen dockartig ausgeführt werden, d. h. sie sollen sich bei Berg- und Talfahrten dem Unterschiede zwischen den Wasserhaltungen entsprechend heben und senken. Es handelt sich also nicht um Schleusen im eigentlichen Sinne, sondern vielmehr um Schiffshebwerke. Diese Bauart ist dadurch bedingt, daß man aus Verkehrsrücksichten Schleusentreppen vermeiden will und ferner darauf Bedacht nehmen muß, den Wasserverbrauch beim Schleusenvorgang möglichst klein zu halten. Die Baukosten sind auf 500 Mill. Dollar veranschlagt worden. Es wird angenommen, daß das gewaltige Werk eine Bauzeit von etwa 10 Jahren erfordern wird. N. B.

**Brückenbau in Indien.** Die Bombay-, Baroda- und Central-India-Eisenbahn führt längs der Westküste von Indien hin und kreuzt infolgedessen eine Anzahl Flüsse in der Nähe ihrer Mündung, so daß an den Flußübergängen bemerkenswerte Brückenbauten geschaffen werden mußten. Nördlich von Bombay werden zunächst die beiden Bassein-Flüsse mit zwei Brücken überschritten, von denen die südliche 1315 m, die nördliche 476 m lang ist. Die Brücken stammen aus dem Anfang der sechziger Jahre des vorigen Jahrhunderts und wurden von 1896 bis 1902 verstärkt. Der zunehmende Verkehr zwingt nunmehr dazu, sie ganz neu zu bauen. Die neuen Brücken kommen 37 m stromaufwärts der alten zu liegen. Ihre Pfeiler werden von gußeisernen Schraubenpfählen getragen, die in Abständen von 2,75 m stehen. Fünf von den sechs Pfählen, die die Gründung eines Pfeilers bilden, haben einen Durchmesser von 0,9 m mit einer 1,7 m im äußeren Durchmesser großen Schraubenfläche aus Gußstahl. Der am weitesten stromabwärts gelegene Pfahl erhält etwas kleinere Abmessungen, der stromaufwärts gelegene Endpfahl wird jedoch in der vollen Stärke ausgeführt, weil er bei der Angliederung eines dritten und vierten Gleises, die bei zunehmendem Vorortverkehr zu bauen sein werden, die Verbreiterung der Pfeiler mit tragen muß. Die Pfähle sollen bis auf eine tragfähige Tonschicht, die unter dem Flußbett ansteht, eingetrieben werden. Die Verwendung so starker Schraubenpfähle bei größerer Tiefe dürfte bisher kaum dagewesen sein. Die Arbeiten zur Herstellung der Brückenrampen sind schon 1920 in Angriff genommen worden, mit dem Bau der Brücken selbst ist aber erst 1923 begonnen worden; sie sollen bis 1926 fertiggestellt werden.

24 km nördlich von diesen Brücken wird der Vaiturni-Fluß mit einem ähnlichen Doppelbauwerk überschritten. Die südliche von diesen Brücken hat 20, die nördliche 23 Öffnungen von je 18,3 m

Lichtweite. Auch hier sollen neue Brücken 37 m stromaufwärts in ähnlicher Bauart wie die Bassein-Brücken gebaut werden.

Eine der größten Brücken im Netz der Bombay-, Baroda- und Central-India-Eisenbahn ist die Brücke über den Tapti-Fluß. Sie hat zehn Öffnungen von je 57,2 m Lichtweite. Die Pfeiler der zweigleisigen Brücke ruhen auf Brunnen. Daß im Jahrbuch der Eisenbahngesellschaft ausdrücklich hervorgehoben wird, die Brücke, die erst 1915 fertig geworden ist, könne mit unverminderter Geschwindigkeit befahren werden, läßt vermuten, daß die älteren Brücken den heutigen Zuglasten nicht mehr voll gewachsen sind und daher mit Vorsicht befahren werden müssen.

Die längste Brücke im Netz der Eisenbahngesellschaft ist die „Goldene Brücke“ über den Narbada-Fluß. Sie besteht aus 25 Öffnungen von je 57 m Weite und ist insgesamt 1426 m lang. Sie trägt nur ein Gleis. 1881 fertiggestellt, hat sie bei der Unterhaltung ebenso wie beim Entwurf und Bau beträchtliche Schwierigkeiten bereitet. Auskolkungen im Flußbett bedrohten ihren Bestand, doch ist die Gefahr jetzt durch die Herstellung von 600 m langen Steindämmen beseitigt.

Nennenswert ist auch die Brücke über den Mahi-Fluß, die, 1913 vollendet, aus acht Öffnungen von 67 m Weite besteht. Auf gemauerten Steinpfeilern ruhend, trägt sie ein Gleis über den Fluß.

Von Brücken mit über 1000 Fuß (305 m) Länge auf den Breitspur- (1,677 m) und Meterspurbahnen seien noch die Chambal-Brücke mit 504 m Länge und die Nord-Purna-Brücke mit 375 m Länge genannt. Über den Narbada- und über den Jumna-Fluß führen zwei Brücken für Meterspurbahnen, von denen die eine bei Mortakka 865 m, die andere bei Muttra 349 m lang ist. Bemerkenswert ist auch die 740 m lange Jumna-Brücke bei Agra, weil sie nicht nur ein Meterspurgleis der Bombay-, Baroda- und Central-India-Eisenbahn, sondern auch ein Breitspurgleis trägt, das von den Zügen der Great-Indian-Peninsula-Eisenbahn und der Ostindischen Eisenbahn benutzt wird; die Schienen des Meterspurgleises liegen innen neben denen der Breitspurbahn. Wkk.

**Der Hansakanal und der Anschluß Lübecks.** Wir erhalten folgende Zuschrift: „Bekanntlich erblicken das Ruhrgebiet, Osnabrück, Bremen, Hannover, Stade, Harburg, Hamburg, Lübeck und Kiel in dem Hansakanal den allein in Betracht kommenden Kanalplan zur Verbindung des Ruhrgebietes mit den deutschen Seehäfen. Daran hat sich auch durch andere veröffentlichte Vorschläge, die eine Mündung des Hansakanals in die Elbe oberhalb der Elbbrücken dem Lauf der Seeve folgend vorsahen, um für den Lübecker Verkehr eine Abkürzung des Elbweges herbeizuführen, nichts ändern können; da diese Linienführung infolge der Durchquerung des Höhenrückens der Lüneburger Heide nur unter großen technischen Schwierigkeiten und erheblich größeren finanziellen Aufwendungen zu lösen ist.

Der Anschluß Lübecks an den Hansakanal ist nach Ansicht der Lübecker Wirtschaftskreise durch den Elbe-Trave-Kanal und die Elbestrecke von Lauenburg bis zur Einmündung des Hansakanals bei Moorburg gegeben. Von der rd. 40 km langen Elbestrecke sind etwa 20 km von Lauenburg abwärts bis zur Seevemündung in trockenen Jahren nicht vollschiffbar. Der Ausbau der Elbe ist bereits in anderem Zusammenhang vorgesehen. Für den Fall, daß hierin eine Verzögerung eintreten sollte, haben die den Hansakanal vertretenden Gruppen beschlossen, dafür einzutreten, daß die genannte Elbestrecke von Lauenburg bis Moorburg unter allen Umständen gleichzeitig mit dem Hansakanal ausgebaut wird.“

### Personalnachrichten.

**Deutsches Reich.** Gestorben ist: der Oberregierungsbaurat a. D., Reichsbahnoberrat Martin Mayer, Mitglied der R. B. D. Stuttgart.

**Preußen.** Zum Rektor der Technischen Hochschule Hannover für die Amtszeit vom 1. Juli 1925 bis Ende Juni 1927 ist der ordentliche Professor Dr.-Ing. Oesterlen ernannt worden.

Die Staatsprüfung haben bestanden: die Regierungsbauführer Alfred Herbst, Hans Gerdes (Wasser- und Straßenbau); Martin Heyse, Wilhelm Gras (Eisenbahn- und Straßenbau).

**INHALT:** Die Wasserstraßenabteilung des Reichsverkehrsministeriums auf der Deutschen Verkehrsausstellung in München 1925. — Belastungsproben zur Klärung des Einflusses der Elastizität des Bodens auf die Berechnung eines Schleusenbodens. — Belastungsversuche mit Gitterträgern, ausgeführt von der Reichsbahndirektion Osten. (Schluß). — Vermischtes: Reichsbahndirektor Geb. Baurat Dr. Ing. ebr. G. Schaper zum Ehren doktor der technischen Wissenschaften ernannt. — Zur Verkehrsverbesserung auf dem Potsdamer Platz in Berlin. — Entwicklung des Verkehrs in den Nordseehäfen. — Übertragung von Baggerarbeiten in Frankreich an eine deutsche Firma. — Nietberechnungen mit Hilfe von nomographischen Tafeln. — Ostpreußens Elektrizitätsversorgung. — Verbindung über den Arnelkanal. — Neue fahrbare Erz- und Kohlenverladebrücken. — Walzaspalt für Straßenbau. — Untergrundbahn in London. — Geplanter Großschiffahrtweg in den Vereinigten Staaten von Nordamerika. — Brückenbau in Indien. — Hansakanal und der Anschluß Lübecks. — Personalnachrichten.

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