

DIE BAUTECHNIK

6. Jahrgang

BERLIN, 27. April 1928

Heft 18

Alle Rechte vorbehalten.

Neue Vorschriften für die Umgrenzung des lichten Raumes für deutsche Normalspurbahnen.¹⁾

Von Dr.-Ing. Kommerell, Direktor bei der Reichsbahn im Reichsbahn-Zentralamt.

Die neuen Vorschriften für die Umgrenzung des lichten Raumes sind durch Verfügung der Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft 82 Nan 2 vom 7. März 1928 unter Aufhebung aller früher ergangenen Verfügungen eingeführt worden. Danach hat auch die Bau- und Betriebsordnung (BO) vom 1. Mai 1905 bezüglich der Vorschriften für die Umgrenzung des lichten Raumes ihre Gültigkeit verloren. Es war dies nur möglich, weil die neuen Vorschriften über die BO hinausgehen und größere Lichträume schaffen, als in der BO vom 1. Mai 1905 verlangt werden. Bei der geplanten Umarbeitung der BO soll übrigens auf diese Vergrößerungen Rücksicht genommen werden; es wird jedoch nicht möglich sein, in der neuen BO die Vorschriften für die Umgrenzung des lichten Raumes in derselben Ausführlichkeit zu behandeln, so daß künftig die Vorschriften der BO bezüglich des lichten Raumes nur als Rahmengesetz und die Vorschriften für die Umgrenzung des lichten Raumes als Ausführungsbestimmungen dazu zu betrachten sein werden. Abgesehen von einigen wenigen, allerdings wichtigen Abweichungen lehnen sich die neuen Vorschriften eng an den Nachtrag V der Technischen Vereinbarungen des Vereins Deutscher Eisenbahnverwaltungen (im folgenden kurz „Verein“ genannt) an. Dieser Nachtrag V wurde vom Ausschuß für technische Angelegenheiten in Lübeck am 5./7. September 1923 beschlossen und in der Niederschrift Nr. 101 des Vereins — kurz „Lübecker Niederschrift“ genannt — niedergelegt. Für Neuanlagen waren übrigens die in diesem Nachtrag V enthaltenen Vorschriften für die Umgrenzung des lichten Raumes bei der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft durch Verfügung der Hauptverwaltung 84 D 10469 vom 17. März 1926 bereits vorgeschrieben. Die neuen Vorschriften bestimmen auch, welcher „Raum für die Stromzuführung“ auf Strecken mit elektrischem Betrieb frei gehalten werden muß; ferner berücksichtigen sie die in letzter Zeit im Verein gelegentlich der Neubearbeitung der Technischen Vereinbarungen gefaßten Beschlüsse der maßgebenden Unterausschüsse. Die neuen Vorschriften sind zunächst als „vorläufige“ bezeichnet worden, erstens weil diese Beschlüsse erst nach Annahme der endgültigen „Technischen Vereinbarungen“ bindend sein werden, zweitens weil die neuen Vorschriften in einzelnen Punkten — der Vereinfachung wegen — noch über diese Beschlüsse hinausgehen, und drittens weil auf Grund der Beantwortung eines Fragebogens, der sich auf alle vorhandenen Gleise erstrecken muß, erst übersehen werden kann, ob die neuen Vorschriften auch bei bestehenden Anlagen ohne allzu hohe Kosten für die Änderungen durchgeführt werden können.

Der wesentliche Unterschied der neuen Vorschriften (im folgenden kurz „vorläufige Vorschriften“ genannt) gegenüber den seitherigen (der BO vom 1. Mai 1905) besteht darin, daß man früher sowohl für die Gerade als auch für Bogen beliebigen Halbmessers bis herab auf 180 m nur eine Umgrenzungslinie des lichten Raumes hatte, während der sogenannte Regellichraum (s. Blatt 2 der vorläufigen Vorschriften) für Bogen von 250 m Halbmesser berechnet ist. Dieser Regellichraum soll zwar, wenn möglich, für größere Halbmesser und für Gerade angewendet werden, die Breitenmaße des Regellichraums können indessen bei solchen Gleisen, wenn notwendig, verringert, die Breitenmaße müssen aber bei Bogen mit Halbmessern unter 250 m vergrößert werden. (Siehe Zusammenstellung 1 und 2 auf Blatt 2 der vorläufigen Vorschriften.) Die Breitenmaße des Regellichraums sind fast durchweg größer als die früheren Breitenmaße der Umgrenzung des lichten Raumes nach der BO vom 1. Mai 1905. Dementsprechend verlangen die neuen Vorschriften

¹⁾ Die Vorschriften sind vom Reichsbahn-Zentralamt zum Preise von 2 R.-M. zu beziehen.

gegen früher auch größere Gleisabstände bei Halbmessern unter 350 m. Auch die Lage der Merkzeichen wird durch die neuen Vorschriften beeinflusst. Die „vorläufigen Vorschriften“ geben auch Aufschluß über die bei Brücken, Hallen und Tunneln bestehenden Sondervorschriften. Die Anlage 1 zu den „Grundsätzen für die Durchbildung eiserner Eisenbahnbrücken“ ist zu streichen.

Warum sind nun die neuen Vorschriften notwendig geworden? Wie schon gesagt, hatte man früher nur eine „Umgrenzung des lichten Raumes“ für Gleise bis herab auf 180 m Halbmesser. Dementsprechend wurden, wo notwendig, die Breitenmaße der Fahrzeuge derart eingeschränkt, daß Gleise mit Halbmessern bis 180 m anstandslos durchfahren werden konnten. Bei den Verhandlungen der internationalen Kommission für die Aufstellung einer allgemeinen Begrenzungslinie für Güterwagen . . . („Technische Einheit“) in Bern 1911/12 wurde aber beschlossen, daß künftig die Einschränkungen der Breitenmaße der Güterwagen für Halbmesser von 250 m berechnet werden sollen. Man ging dabei von der richtigen Erwägung aus, daß auf der freien Strecke Halbmesser unter 250 m kaum vorkommen und daß man, um die Wagen möglichst breit bauen zu können, den Regellichraum diesen Verhältnissen anpassen sollte. Kommen dann ausnahmsweise, wie auf Bahnhöfen, kleinere Halbmesser vor, so rückt man eben die Gegenstände entsprechend weiter von den Gleisen ab. Diesen veränderten Verhältnissen mußte natürlich beim Verein Rechnung getragen werden. Schon im Jahre 1913 hat die ehemalige Generaldirektion der Reichseisenbahnen in Elsaß-Lothringen beim Verein den Antrag auf Einarbeitung der Berner Beschlüsse vom 14. Dezember 1912 in die „Technischen Vereinbarungen“ gestellt. Der Technische Ausschuß des Vereins hat die Arbeiten auch alsbald in Angriff genommen, sie wurden indessen durch die Ereignisse des Krieges und der Nachkriegszeit derart verzögert, daß sie erst in der oben erwähnten Lübecker Sitzung am 5./7. September 1923 zum Abschluß gebracht werden konnten.

Nach einem Beschluß des Internationalen Eisenbahnverbandes soll für Wagen, die ohne weiteres im internationalen Verkehr laufen können, vom 1. Januar 1931 ab das Profil der technischen Einheit (Transitprofil) von 3,10 m auf 3,15 m verbreitert werden. Die bei der Deutschen Reichsbahn vorhandenen Wagen sind ebenfalls für eine Breite von 3,15 m gebaut, jedoch sind — wie oben ausgeführt — die für Bogen notwendigen Einschränkungen für einen Bogenhalbmesser von 180 m bemessen. Die deutschen Wagen sind annähernd so breit wie Wagen, die für das seitherige Transitprofil (bei einer Breite von 3,10 m) für Halbmesser von 250 m nach den Berner Beschlüssen eingeschränkt werden. Werden aber vom 1. Januar 1931 ab Wagen für das auf 3,15 m verbreiterte Transitprofil mit Einschränkungen für 250 m Halbmesser gebaut, so besteht die Gefahr, daß solche Wagen auf deutschen Strecken in Krümmungen mit einem Halbmesser von weniger als 250 m durch zu nahestehende feste Gegenstände oder durch zu geringen Gleisabstand im Verkehr behindert sind. Solche Hindernisse müssen festgestellt und sollen möglichst bis zum 1. Januar 1931 beseitigt werden. Zu diesem Zweck ist der oben erwähnte Fragebogen ausgearbeitet worden. Er muß für alle Gleise, auch Anschlußgleise, Privat-, Neben- und Kleinbahnen, auf die normalspurige Wagen der Deutschen Reichsbahn oder des internationalen Verkehrs übergehen sollen, aufs sorgfältigste beantwortet werden, damit später Unfälle vermieden werden. Strecken, bei denen der lichte Raum kleiner ist, als nach den „vorläufigen Vorschriften“ erforderlich ist, müssen später im Achsdruckverzeichnis angegeben werden.

Die neuen Vorschriften sind für jeden Eisenbahntechniker so wichtig, daß er sich unbedingt eingehend damit vertraut machen sollte.

(Fortsetzung folgt.)

Eine bemerkenswerte Erfahrung bei der Erprobung einer russischen Eisenbahnbrücke.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. H. Saller, Direktor bei der Reichsbahn.

Herr Geheimrat Schaper hat von einer Reise nach Rußland ein loses Heft: „Die Formänderung der Hauptträgerstreben der Mosyrbrücke bei der Probelastung am 13. Februar 1925“ von Ingenieur A. D. Goloff mitgebracht und mich mit einer Berichterstattung hierüber in diesen Blättern beauftragt.

Es handelt sich um einen für die russische Brückenbautechnik insbesondere, aber auch allgemein bemerkenswerten Vorfall, bei dem anlässlich der Probelastung einer Eisenbahnbrücke, der Mosyrbrücke über den Pripjet, am 13. Februar 1925 eine außerordentliche Verformung vor allem

an zwei gegenüberliegenden Streben des Fachwerkes der ersten Öffnung eingetreten ist. — Die Einleitung des Heftes hebt, offenbar mit Recht, hervor, daß dieser glücklich abgelaufene Vorfall, der zu allerlei übertreibenden und entstellenden Falschmeldungen, auch in der Auslandspresse (auch in der deutschen) Anlaß gab, für die Brückentheorie von außerordentlicher Bedeutung gewesen sei. Die Theorie müsse immer der Praxis folgen. Rückständigkeit werde hier durch Katastrophen gestraft. Ein einziger solcher Vorfall wie der vorliegende könne die Theorie mehr fördern als die Gelehrtenarbeit vieler Jahre.



Abb. 1. Gesamtansicht der Mosyrbrücke.

Der Vorfall hat zu einer außerordentlich genauen, allseitigen Untersuchung, auch zu Laboratoriums-Modellversuchen, Anlaß gegeben. Die Ergebnisse dieser Untersuchung sind in dem vorliegenden 60 Seiten starken, mit 10 Lichtbildern, 4 Abbildungen und einer Tafel schön ausgestatteten Heft niedergelegt. Die Untersuchung hat zu abschließenden, für die Brückentheorie wertvollen und verwertbaren Ergebnissen geführt und verdient daher auch bei uns Aufmerksamkeit. Die Brücke (Abb. 1) ist 300 Saschen¹⁾ lang, die sich auf 6 Öffnungen zu je 50 Saschen verteilen. Außerdem sind noch zwei Flutöffnungen von je 12 Saschen, je eine auf jeder Flußseite, vorhanden. Die Brücke wurde 1915 gebaut und 1920 beim Abzug der Polen teilweise zerstört. Im Jahre 1922 wurde eine Wiederherstellungsabteilung des Volkskommissariats für Verkehrswesen mit der Instandsetzung der Brücke beauftragt. Hierbei wurden anderwärts gewonnene Überbauten verwendet. In dieser Hinsicht ist hier nur bemerkenswert, daß der erste Überbau der Mosyrbrücke, an der sich der Vorfall abspielte, von der Gurjewker Brücke über den südlichen Bug bei Nikolajew stammte. Diese Brücke hatte schon am früheren Standort ihre Schicksale gehabt. Sie war zur Kriegszeit 1916/17 gebaut, auf Brunnen und Senksteinen sehr schlecht gegründet, so daß gleich nach dem Bau Setzungen bis zu 1 m und darüber auftraten. Der Bau mußte sehr schnell gehen. Die ausführende Firma „Naval“ arbeitete hier erstmals auf dem Gebiete des Brückenbaus, und außerdem fehlte es in der damaligen Kriegszeit an geeignetem Eisen. So wurde Eisen von 33,3 kg/mm² Festigkeit und 34% Dehnung verwendet. Bei der Ausführung wurde eine Reihe von Stößen zugelassen, die im Entwurf nicht vorgesehen waren. Unter anderem schlichen sich solche auch in die Streben ein, die den Gegenstand des Vorfalles bildeten. Die unzuverlässige Anordnung dieser Stöße führte zu Verschiebungen der Schwerpunkte der beiden Wände dieser Streben. Die Streben bestehen aus zwei Wänden, die durch Vergitterung im Dreiecksverband unter Zuhilfenahme von Bindeblechen und ferner durch schräge Querschotten miteinander verbunden sind. Während des russischen Bürgerkrieges war die Brücke und insbesondere der betreffende Überbau einmal durch Verbrennung von hölzernen Gerüsten und Abdeckungen teilweise starkem Feuer ausgesetzt, das noch durch einen in Längsrichtung der Brücke wehenden, heftigen Wind angefacht wurde. Dabei wurde u. a. auch das untere Drittel der inneren Wand der einen Strebe, die dann später an der Mosyrbrücke, auf der flußabwärts gerichteten Seite liegend, zu dem zu schildernden Vorfall Anstoß gab, den Flammen ausgesetzt. Da die erwähnten Setzungen der Gründungen immer mehr zunahmen, wurde 1920 der Abbruch der Brücke und die anderweitige Verwendung der Überbauten beschlossen. So wanderten auch zwei Überbauten zur Mosyrbrücke, wo

¹⁾ 1 Saschen = 2,13357 m.

sie wieder zusammengebaut und der Länge nach eingeschoben wurden. Von dieser Einschlebung her standen unter dem hier in Frage kommenden ersten Überbau zur Zeit des Vorfalles noch zwei Holzböcke. Dadurch dürfte wohl, wie im folgenden zu erkennen sein wird, ein größeres Unglück verhütet worden sein.

Die sechs Überbauten der Mosyrbrücke und damit auch der fragliche, der uns im Nachstehenden beschäftigen wird, haben halbparabelförmigen Obergurt, Strebenfachwerk mit vergitterten Füllgliedern und untenliegende Fahrbahn (Abb. 2). Die Träger sind berechnet für einen Regellastenzug vom Jahre 1907 bei einer zugelassenen Spannung nach der Formel $R = 800 + 2l$. Die Hauptausmaße der Träger sind: rechnerische Stützweite $l = 109,2$ m; Systemhöhe an Auflager $h_0 = 8$ m; Systemhöhe in Brückenmitte $h = 17$ m; Feldweite $d = 7,8$ m; Zahl der Felder $n = 14$; Abstand der Hauptträgerwände $B = 6,0$ m; Verhältnis $\frac{h}{l} = \frac{1}{6,42}$, $\frac{l}{B} = \frac{1}{18,2}$. Die Gurte haben kastenförmigen, die Streben und Füllglieder vergitterten Querschnitt.



Abb. 2. Ansicht.

Die verformten Streben bestehen aus zwei Wänden, die 460 mm Abstand haben, die Wände jede aus zwei Blechen 530 · 13 mm und zwei Winkelisen 100 · 150 · 11 mm (Abb. 3). Die Wände sind verbunden durch eine Vergitterung im Dreiecksverband aus Winkelisen 30 · 60 · 6 und durch zwei schräge Schotten aus 6 mm dicken Blechen. Die inneren Bleche jeder Wand sind auf ihre Länge einmal, die äußeren zweimal gestoßen. Die Stöße sind auf der Außenseite mit schmalen Laschen 225 · 13 mm gedeckt, auf der Innenseite mit breiten Laschen 530 · 13 mm und zwei Winkelisen 100 · 150 · 11 mm. Die Stöße und die Anschlüsse der Streben sind derart durchgebildet, daß eine Verschiebung des Schwerpunktes des Querschnitts

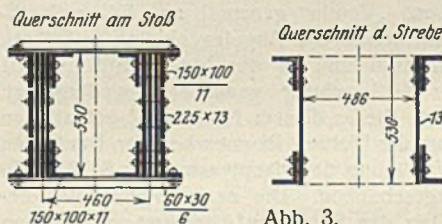


Abb. 3.

jeder einzelnen Wand eintritt. Infolgedessen treten Zusatzspannungen sowohl in den einzelnen Wänden der Streben als auch in den verbindenden Vergitterungen auf.

Die der Probelastung der Mosyrbrücke vorangehende Besichtigung hatte ein günstiges Ergebnis. Die Probelastung fand am 13. Februar 1925 statt unter Verwendung eines Zuges bestehend aus zwei geheizten Lokomotiven Schornstein gegen Schornstein, daran anschließend zu beiden Seiten zwei kalte Lokomotiven, je eine kalte Lokomotive mit den Schornsteinen gegen die Tender, und schließlich zu beiden Seiten je zwei Güterwagen. Der zweite Überbau war ohne Beanstandung untersucht; bei der Überführung des Zuges in den ersten Überbau trat bei seiner Annäherung an die für die Durchbiegung in Trägermitte ungünstige Laststellung eine

Verformung der (von der Mosyrseite) ersten, gedrückten Strebe beider Träger, der Strebe 25—26 (Abb. 2), ein. Die Träger senkten sich und legten sich auf die behelfsmäßigen Böcke, die noch von der Längseinschiebung der Brücke her standen. Die Verformung geschah plötzlich. Die Durchbiegungsmesser in Trägermitte zeigten gleichmäßige Zunahme der Durchbiegung bis zu 40 mm, dann wurden sie heruntergeschlagen. Das Krachen der während der Verformung abgescherten Niete war deutlich zu hören. Der Überbau setzte sich mit einem fühlbaren Stoß auf die behelfsmäßigen Böcke auf. Der Zug wurde sofort gestellt, die Lokomotive losgekuppelt und entfernt. Die beiden letzten Wagen, an deren einem die verformte Strebe des flußaufwärts gelegenen Trägers anlag, blieben auf der Brücke stehen, um ein vollständiges, unberührtes Bild der Verformung zu haben (Abb. 4 u. 5).

Die genaue Untersuchung wurde noch am gleichen Tage eingeleitet. Später nahmen an ihr auch drei Professoren von Kiew und höhere technische Beamte teil. Die sehr eingehenden Untersuchungen erstreckten sich auf Lichtbildaufnahmen, Messungen und entsprechende Berechnungen, Querbiegungs- und Knickungsversuche an zusammengesetzten Stäben, Untersuchungen des Eisens sowohl soweit es unter dem Feuer gelitten, als auch soweit es davon unberührt geblieben war. Der Fall konnte dadurch völlig geklärt werden.

Von der eingehenden Schilderung der Schäden, die an der Brücke festgestellt wurden, werden wir hier nur das Wesentliche anführen. Vor

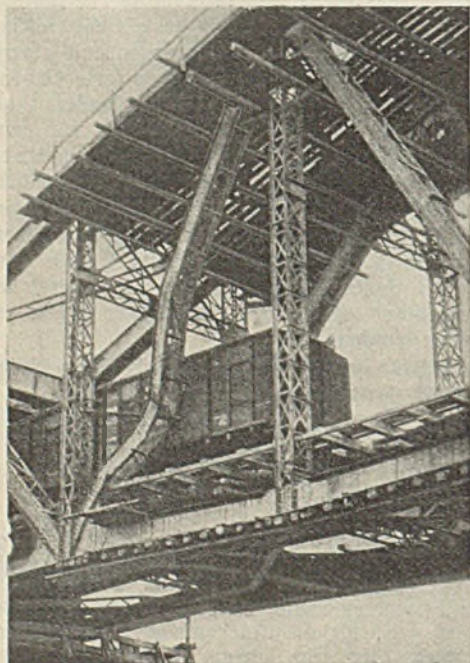


Abb. 4. Formänderung der Strebe des flußabwärts gelegenen Trägers.

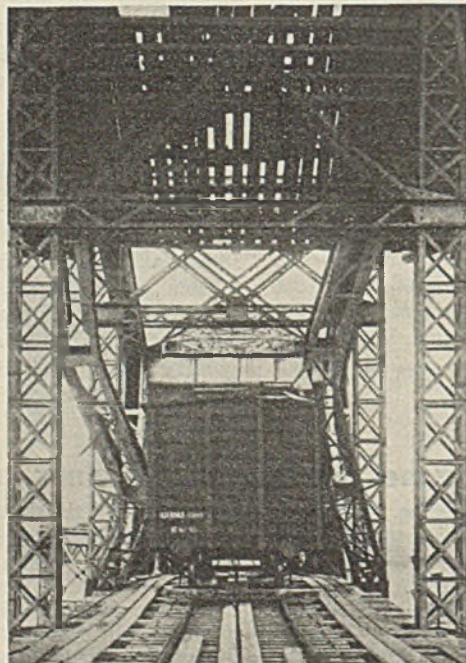


Abb. 5. Formänderung der Streben. Ansicht längs der Brücke.

alles ist hier die starke Verformung der (von Seite Mosyr) ersten gedrückten Streben D_{25-26} beider Träger hervorzuheben. Beide hatten sich nach dem Inneren der Brücke zu verbogen. Die Strebe des flußaufwärts gelegenen Trägers bog sich dabei auf ihrer ganzen Länge, die des flußabwärts gelegenen Trägers nur in ihrem unteren Teil, während der obere gerade blieb. Die größte Ausbiegung des ersteren Trägers betrug 1460 mm, die des anderen 905 mm. Die Ausbiegungen sind auf Abb. 6 dargestellt. Die Ausbiegungen beider Streben fanden nur aus der Ebene der Träger statt, in der Ebene der Träger selbst waren keine Ausbiegungen zu beobachten. Die flußaufwärts gelegene Strebe drückte, wie schon erwähnt, etwas auf einen Güterwagen des Probezuges. In den Knotenpunkten 25 und 26 waren weder Verformungen noch auch abgescherte Niete zu bemerken. Der gegenseitige Abstand der beiden Wände der Streben blieb nach der Verformung der Streben nahezu ungeändert, obwohl die die Wände verbindende Vergitterung stark beschädigt wurde. Viele Glieder dieser Vergitterung waren verbogen, viele Verbindungen ausgerissen und Niete abgeschert.

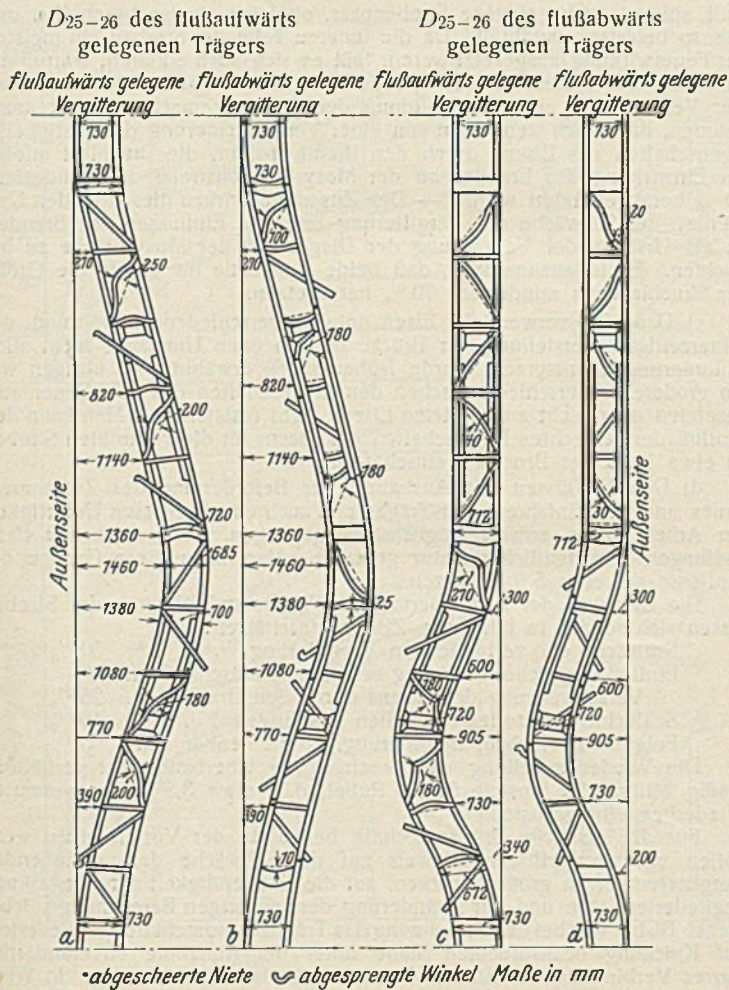


Abb. 6. Übersicht der Formänderungen der Streben.

Die ganze Verformung ist für Knickung bezeichnend. Die Art der Verformung ist aber, wie schon gesagt, bei jeder Strebe etwas verschieden. Während sich die flußaufwärts gelegene Strebe auf ganze Länge ausbog und damit eine allgemeine Schwäche des Stabes zu erkennen gab, bog sich die flußabwärts gelegene Strebe infolge mehr örtlicher Schwäche nur in ihrem unteren Teile aus.

Außer den beiden Streben D_{25-26} waren noch die Streben D_6-9 und D_{13-14} des flußabwärts gelegenen Trägers und die Pfosten V_{26-27} beider Träger verformt (siehe Abb. 2). Auch diese Streben waren nach dem Innern der Brücke zu verbogen. Die Verformung der Strebe D_6-9 war augenscheinlich auf den starken Stoß zurückzuführen, den sie beim Aufsitzen des Trägers auf die behelfsmäßigen Böcke erfuhr. Die Ausbiegung erreichte hier 148 mm und verteilte sich auf die ganze Länge. Die Strebe D_{13-14} bog sich nur in ihrem Obertheil, und zwar bis zu 28 mm. Die Verbiegung des Pfostens V_{26-27} war unbedeutend. Durch die Ausbiegung der Streben D_{25-26} wurde die Überhöhungskurve der Träger geändert, und es wurden die anschließenden Gurte verformt (Abb. 7). In den Knoten 24 und 26 waren scharfe Knicke zu bemerken, in 24 nach unten, in 26 nach oben.

Infolge Spiegelgleichheit der Ausbiegung von D_{25-26} traten die Träger nicht aus ihrer lotrechten Lage. Die abgesenkte Brücke ruhte in neun Punkten auf den behelfsmäßigen Böcken. Die Auflagerfläche betrug insgesamt nicht mehr als 0,12 m². Man kann bei einem Widerstande des Föhrenholzes von etwa 80 kg/cm² annehmen, daß 8% der ganzen Last von den Böcken aufgenommen wurden.

Die Untersuchung der Ursachen der Verformung ließ zunächst keine besonderen Mängel erkennen. Da sich die verformten Streben von den ihnen spiegelgleichen, innerhalb der gleichen Träger an deren anderen Enden gelegenen und gleichbelasteten Streben nur dadurch unterschieden,

daß sie unter dem Einflusse des Brandes gestanden hatten, so wurde zuerst diesem Brande die Schuld zugeschrieben. Aber im weiteren Verlaufe der Untersuchung ergaben sich auch andere Ursachen.

Es ließ sich hierfür folgende Gruppenteilung aufstellen:

- a) Konstruktive Schwäche der verbindenden Vergitterung.
- b) Wirkung des Brandes.
- c) Mängel in der Beschaffenheit des Baustoffes.
- d) Einfluß der Behandlung der Träger bei ihrem Ausbau, Auseinandernehmen, Überführen, Zusammenbau und Einschleiben, und auch einer gewissen Unfertigkeit der Arbeiten.

a) Die starken Wände der verformten Streben der Mosyrbrücke waren untereinander durch einen Dreiecksverband aus Winkeleisen 30·60·6 und zwei schräge Schotten aus 6 mm Blech verbunden. Diese Verbindung war, insbesondere wenn man sie mit den Querschnittsflächen der ganzen Strebe vergleicht, augenscheinlich sehr schwach. Wenn man diesen Vergleich in einem Zahlenwert ausdrückt, so ist dieser nach den russischen Vorschriften durch einen Quotienten $\frac{1}{27}$ dargestellt. Für die verformten

Streben der Mosyrbrücke betrug er nur $\frac{1}{135}$, und er war damit noch niedriger als der entsprechende Zahlenwert für den Untergurt der bekannten, eingestürzten amerikanischen Quebecbrücke mit $\frac{1}{123}$. Die Schwäche

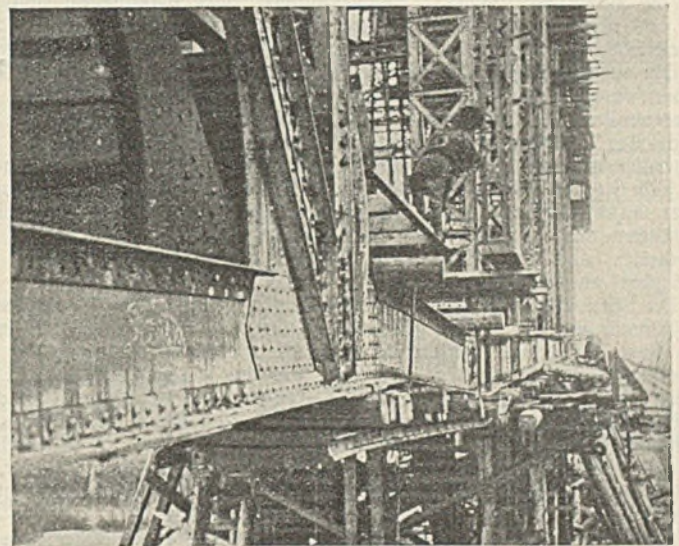


Abb. 7. Formänderung des Untergurts des flußabwärts liegenden Trägers.

der Verbindung wurde noch erhöht durch die Schwäche und geringe Anzahl der Schotten und Bindebleche. In den 15,36 m langen Streben waren nur zwei Schotten in einem Abstände von 6,2 m angebracht, während dieser Abstand nach russischen, reichlich anspruchlosen Regeln nur 3,0 m betragen sollte. Bindebleche waren auf der ganzen Länge nur drei auf jeder Stabseite vorhanden. Auch in bezug auf Querkkräfte ergab die Rechnung eine offenbare Schwäche der Vergitterung und der Verbindung der beiden Wände. Die errechneten Spannungen gingen über die zulässigen und sogar über die Bruchspannungen hinaus, und zwar noch mehr, als dies seinerzeit an der Quebecbrücke festgestellt wurde. Außer der allgemeinen Schwäche der Diagonalglieder selbst erwies sich auch ihre Befestigung an den Wänden als zu schwach. Diese erfolgte überall nur mit einem Niet von 18 mm Durchmesser. Die Beanspruchung der Niete sowohl auf Abscherung als auf Leibungsdruck war größer als zulässig. Die Überbeanspruchung auf Abscherung schwankte zwischen 69 und 145%, und die auf Leibungsdruck zwischen 59 und 130%.

Von der Ansicht ausgehend, daß in einem geradlinigen Stabe bei mittlerer Wirkung der Druckkräfte Querkkräfte überhaupt nicht auftreten und daß daher die verbindende Vergitterung nur die Erschütterungskräfte und die zufälligen Seitenstöße aufnehmen, bestand vielfach die Anschauung, daß diese Vergitterung nur vorbeugende Bedeutung habe, selbst aber nichts zu tragen habe. Diese Anschauung ist aber tatsächlich unhaltbar; denn einmal gibt es nie eine mittige Kraftübertragung. Es besteht vielmehr immer eine gewisse Außermittigkeit. Dann rufen auch allein die Längskräfte, die eine Verformung der einzelnen Wände verursachen, Verformungen und daher auch Spannungen in der verbindenden Vergitterung hervor. Schließlich setzt die außermittige Übertragung der Kraft auf die Einzelteile der Vergitterung deren zulässige Beanspruchung wesentlich herab. Für die Streben der Mosyrbrücke verursachte die unsachgemäße Stoßanordnung Zusatzspannungen sowohl in den Wänden als auch in der verbindenden Vergitterung. Eine gewisse, bei den Verhältnissen der Herstellung im Werk und beim Zusammenbau unvermeidliche Abweichung der Trägerachsen von der Geraden, Ungleichmäßigkeit des Materials, verschiedener Grad der Dehnbarkeit in den einzelnen Wänden, die Knotenmomente, die sowohl durch die Steifigkeit der Knoten als auch durch das Arbeiten der Quertträger der Brücke hervorgerufen werden, alles das ruft eine außermittige Wirkung der Kräfte auf die Einzelteile der Brücke hervor.²⁾ Die Größe dieser Außermittigkeit ist bei den üblichen Bauformen

²⁾ H. Kayser, Der Eisenbau 1910, S. 146.

recht bedeutend. Sie wächst mit der Zunahme der Größe der Bauwerke. Diese Außermitteigkeit darf man bei den Berechnungen nicht vernachlässigen, wie dies bisher geschah. Wie Prandtl³⁾ hervorhebt, war gerade eine der wesentlichsten Ursachen der Quebecbrückenkatastrophe die außermitteige Wirkung der Kraft. Für die Mosyrbrücke wurde durch Berechnungen nachgewiesen, daß diese Außermitteigkeit 3,85 mm oder 0,22 r (r der Trägheitshalbmesser) erreichen konnte. Eine solche Größe der Außermitteigkeit mußte natürlich auf die Widerstandsfähigkeit der Strebe einen Einfluß ausüben. Man hat berechnet, daß durch diese Außermitteigkeit an der Mosyrbrücke die zulässigen Spannungen in den Wänden der Streben um 71 % und in den Diagonalgliedern der verbindenden Vergitterung um 80 % überschritten wurden.

Die Verformung der einzelnen Wände des zusammengesetzten Stabes, hervorgerufen allein durch die Wirkung der Längskräfte, muß sich auch in der verbindenden Vergitterung äußern. Die letztere spielte in diesem Falle die gleiche Rolle wie die Füllglieder der Träger. Da an den verformten Streben der Mosyrbrücke die Diagonalglieder der Vergitterungen der beiden Seiten einer Strebe über Kreuz liegen, und da man die einzelnen Wände der Streben der Brücke nicht als gelenkig betrachten kann, so muß die Verformung der Wände der Streben zusätzliche Spannungen in der verbindenden Vergitterung hervorrufen entsprechend den Spannungen aus der lotrechten Belastung in den Füllgliedern zwischen den Trägern. Die Rechnung ergab, daß allein unter der Wirkung der Längskräfte in den Diagonalgliedern der Vergitterung Spannungen auftraten, die über die zulässigen um 35 % hinausgingen. Diese Spannungen sind sehr groß und müssen daher bei der Berechnung der zusammengesetzten Stäbe berücksichtigt werden.

Die unsachgemäße Bauart der Stöße der Stegbleche der verformten Streben verursachte für jede Wand eine bedeutende Verschiebung des Schwerpunktes des Querschnitts. Infolgedessen waren einzelne Teile der Wände der Streben außer Längskräften auch noch der Einwirkung von Momenten ausgesetzt. Infolge der Verschiebung des Schwerpunktes suchte sich jede Strebenwand nach außen durchzubiegen, und dadurch entstanden in der verbindenden Vergitterung Zugspannungen. Man hat unter diesen Umständen die Spannungen in den Diagonalgliedern zu 80 kg/cm², die Scherkräfte und Leibungsdrücke in den Nietten zu 161 kg/cm² und 378 kg/cm² annähernd berechnet.

Die Spannungen in den Nietverbindungen gingen über die zulässigen weit hinaus und die in den gedrückten Diagonalgliedern noch viel mehr. Alle diese Ergebnisse deuten auf eine offensichtliche Schwäche der verbindenden Vergitterung hin, die auch auf die Widerstandsfähigkeit des ganzen Stabes Einfluß ausüben mußte. Gewöhnlich wird die Verbindung zwischen den einzelnen Wänden in solchen Fällen früher zerstört, als die Widerstandsfähigkeit des ganzen Stabes ausgenutzt ist. In Wirklichkeit sind die Trägheitsmomente zusammengesetzter Stäbe immer kleiner, als bei den Berechnungen bisher angenommen wurde. Der Unterschied ist um so größer, je schwächer die verbindende Vergitterung ist.

Um die Verhältnisse weiter zu klären, hat die Brückenwiederherstellungsabteilung auch Versuche mit Nachbildungen zusammengesetzter Stäbe angestellt. Die Nachbildungen waren allerdings nur etwa $\frac{1}{4,5}$ so groß als die Streben der Mosyrbrücke und auch wegen der Schwierigkeit, das geeignete Material zu bekommen, in den Stärkeausmaßen nicht ganz entsprechend, aber sie lassen immerhin Schlüsse zu. Die Versuche an diesen Nachbildungen bezogen sich auf Querbiegung und auf Knickung.

Die Untersuchung auf Querbiegung ergab, daß sich in allen Fällen die wirklichen Trägheitsmomente der Querschnitte der zusammengesetzten Träger als bedeutend kleiner erwiesen als die theoretischen, und zwar um so kleiner, je schwächer die verbindende Vergitterung war. Für die der Mosyrbrücke nachgebildete Strebe war das Trägheitsmoment gar nur 25 % des gerechneten. Bei allen Nachbildungen nahm der Quotient

$\frac{J_{\text{wirklich}}}{J_{\text{theoretisch}}}$ mit der Zunahme der Belastung ab. Der Verlauf der Werte dieses Quotienten wurde in Schaulinien schematisch dargestellt, die teils Kurven, teils nahezu Gerade ergaben. Die Stoßanordnung der Stegbleche, überdeckt nach Art der Streben der Mosyrbrücke, d. h. also mit wesentlicher Schwerpunktverschiebung, verursachte eine Minderung des Quotienten um im Mittel 14 %. Die gleichlaufende oder kreuzweise Anordnung der Diagonalglieder in der verbindenden Vergitterung äußerte keinen Einfluß auf den Quotienten. Die Vergitterung bei den Nachbildungen der Streben der Mosyrbrücke begann schon bei einer Querkraft auszubiegen, die nur 1 % der zulässigen Längskraft beträgt, bei der die rechnermäßigen Spannungen in den Diagonalgliedern den zulässigen fast gleich sind.

Die Untersuchung auf Knickung ergab, daß in allen Fällen die Biegung in der Ebene des größten theoretischen Widerstandes auftrat. Das deutet unbedingt auf ungenügende Steifigkeit der Verbindung zwischen den einzelnen Wänden hin, d. h. auf eine Schwäche der verbindenden Vergitterung. Die Beobachtungen an den Nachbildungen zeigten, daß anfänglich die Biegung in der Ebene des geringsten Widerstandes eintrat. Die Verformung begann, als die Belastung bis zur Bruchbelastung der verbindenden Vergitterung anstieg. Infolgedessen fiel das wirkliche Trägheitsmoment des Stabes in bezug auf die zur Vergitterung senkrechte Achse stark, und die Biegungen in der Ebene der Vergitterungen begannen schnell zu wachsen. Merkbare Verformungen der Diagonalglieder der verbindenden Vergitterung traten bei den Nachbildungen der Streben der Mosyrbrücke schon bei einer Belastung auf, die für den Druck dieser Stäbe zulässigen fast gleich war. Die Nachbildungen wurden bei einer Belastung zerstört, die nur um 57 % über die zulässige hinausging.

Die theoretischen und experimentellen Untersuchungen

ergaben also eine offensichtliche Schwäche der verbindenden Vergitterung, die die Widerstandsfähigkeit des Stabes bedeutend, schätzungsweise um 50 % herabsetzte. Wäre der Vorfall an der Mosyrbrücke nicht aufgetreten, so wären sicher an anderen russischen Brücken gleiche Verformungen oder gar Katastrophen eingetreten. Denn solche Verformungen unter dem fahrenden Zuge hätten unbedingt Entgleisungen und damit bedeutende Stoßwirkungen verursacht.

b) Das Brückenende der Mosyrbrücke, an dem die besprochenen Verformungen von zwei Streben eintraten, war, wie schon erwähnt, an der früheren Gurjewker Brücke den Flammen eines unter Wind längs der Brücke schlagenden Feuers ausgesetzt gewesen. Die Spuren dieser Feuerwirkung konnten nach dem Vorfall noch nachgewiesen werden, insbesondere auch an dem unteren Drittel der flußabwärts liegenden Strebe, das besonders stark verformt war. Es ist anzunehmen, daß diese Verformung zeitlich zuerst eintrat und daß ihr dann die gegenüberliegenden Strebe erst folgte. Diese Feuerwirkung erklärt es auch, warum die Verformung gerade an diesem Brückenende eintrat und daß das am anderen Brückenende spiegelgleich gelegene Strebenpaar, obgleich ebenso beschaffen und ebenso belastet, standhielt. Da die inneren Teile der Streben am meisten der Feuerwirkung ausgesetzt waren, läßt es sich auch erklären, warum die Knickung bei beiden Streben gerade nach innen eintrat. Man hat auch hier Versuche an einer Nachbildung der Strebe gemacht. Es ist anzunehmen, daß, auch wenn man von einer Verschlechterung der Festigkeitseigenschaften des Eisens durch den Brand absieht, die Bruchlast infolge der Einwirkung des Brandes an der Mosyrbrückenstrebe um mindestens 20 % herabgemindert wurde. — Das Zusammenwirken dieser beiden Umstände, der Schwäche der Vergitterung und des Einflusses des Brandes, ist als Ursache der Verformung der Diagonalen der Mosyrbrücke zu betrachten. Es ist anzunehmen, daß beide Umstände im Verein die Größe der Bruchlast um mindestens 70 % herabsetzten.

c) Daß das verwendete Eisen infolge verschiedener, während der seinerzeitigen Herstellung der Brücke herrschenden Umstände nicht allen Anforderungen entsprach, wurde früher schon erwähnt. Im übrigen war ein größerer Unterschied zwischen den Eigenschaften des dem Feuer ausgesetzten oder nicht ausgesetzten Eisens nicht feststellbar. Man kann den Einfluß der schlechten Eigenschaften des Eisens für die verformten Streben zu etwa 10 % der Bruchlast einschätzen.

d) Den Einflüssen des Ausbaues, der Beförderung, des Zusammenbaues und des Einfahrens der Träger und auch einer gewissen Unfertigkeit der Arbeit wurde, soweit möglich, nachgegangen. Es wurden nur Feststellungen unwesentlicher Natur gemacht. Man kann diese Gruppe der Einflüsse auf etwa 5 % schätzen.

Die Ursachen der Abminderung der Widerstandsfähigkeit der Streben lassen sich sonach in folgenden Ziffern einschätzen:

Schwäche der verbindenden Vergitterung	50 %
Einfluß ungleicher Erhitzung beim Brand einschließlich	
Verschwächung des Eisens durch den Brand	25 %
Schlechte Baustoffeigenschaften des Eisens	10 %
Folgen von Ausbau, Beförderung, Zusammenbau usw.	5 %

Die Wiederherstellung des beschädigten Überbaues war verhältnismäßig billig. Sie kostete 51 000 Rubel, d. i. etwa 3,5 % der gesamten Wiederherstellungskosten.

Für die russische Brückentechnik bedeutete der Vorfall einen wertvollen und verwertbaren Hinweis auf die Schwäche der verbindenden Vergitterungen an großen Brücken, auf die Notwendigkeit der Verstärkung gegliederter Stäbe und der Abänderung der bisherigen Berechnung solcher Stäbe. Bisher war bei der Berechnung das Trägheitsmoment der gegliederten, auf Knickung beanspruchten Stäbe unter der Annahme unveränderlich starrer Verbindung der Einzelteile unter sich bestimmt worden. In Wirklichkeit ist eine solche Verbindung nicht vorhanden. Wie die Versuche ergeben haben, ist das wirkliche Trägheitsmoment bedeutend kleiner als das rechnermäßige, bei schwacher Vergitterung drei- bis viermal kleiner. Außerdem war in den Berechnungen bisher die außermitteige Übertragung der Kraft nicht in Betracht gezogen worden. Diese erweist sich aber nach den an den Vorfall bei der Mosyrbrücke anschließenden Untersuchungen als recht bedeutend. Sie muß in der Rechnung berücksichtigt werden. Auch die Spannungen in der verbindenden Vergitterung infolge der Längskräfte wurden bisher vernachlässigt, obwohl sie sehr groß sind. Weiter wurde dem schädlichen Einflusse von ungleichmäßiger Erhitzung der Einzelteile von Brücken durch Brände, wie solche infolge der politischen Verhältnisse in Rußland nicht selten vorkamen, nicht genügend Aufmerksamkeit zugewendet.

Alle diese Umstände verlangen nach einer Umarbeitung der Rechenverfahren für auf Knickung beanspruchte Stäbe, nach Ausarbeitung neuer Rechenverfahren und nach Weiterentwicklung der Knickungstheorie. Der Vorfall an der Mosyrbrücke bildet sonach einen bemerkenswerten Markstein in der Weiterentwicklung der Theorie und des Baues von Brücken. Daß dieser Vorfall gerade zu einer Zeit stattfand, in der eine wesentliche Vergrößerung der Brückenbelastungen, der Längen der Träger und der Einzelteile bevorstand, macht seine Bedeutung besonders gewichtig. Der materielle und moralische Schaden, den der Vorfall hervorrief, ist reichlich aufgewogen durch den Nutzen, den er der Theorie der Ingenieurbauwerke zu geben verspricht.

Die Anschauungen über die Durchbildung und Berechnung von gegliederten Druckstäben, die nach dem Ergebnis der Untersuchungen des Zwischenfalles als nicht haltbar bezeichnet werden, wurden in Deutschland früher wohl ebenfalls als richtig angesehen, sind aber in letzter Zeit als nicht zutreffend erkannt worden. Insbesondere geben die Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft von 1922 und 1925 viel weitergehende Bestimmungen für die Durchbildung und Berechnung mehrteiliger Druckstäbe, denen die Streben der Mosyrbrücke kaum genügt hätten.

³⁾ Prandtl, Zeitschrift d. V. d. I. 1907, S. 1869.

Alle Rechte vorbehalten.

Untersuchungen über Soliditzement.

Von Dipl.-Ing. Walter Haußmann, Stadtbaurat in München.

Vor einigen Jahren ist unter der Bezeichnung Soliditzement eine Zementsorte auf den Markt gekommen, die sich besonders für Straßenbauzwecke eignen soll. Soliditzement wird nach einem im Jahre 1914 dem Spanier Emilio Longan patentamtlich geschützten Verfahren (D.R.P. Nr. 293 124) dadurch hergestellt, daß man dem gewöhnlichen Portlandzement eine seiner chemischen Zusammensetzung angepaßte Menge (etwa 7 bis 10%) gepulverten kieselsäurehaltigen Gesteins beimischt, das zuvor mindestens zwei Stunden lang einer Hitze von 1000° ausgesetzt war. Dieser Zement soll in Verbindung mit Zuschlagstoffen verarbeitet werden, die aufgeschlossene Kieselsäure enthalten, und es soll zwischen Zement und Zuschlagstoff eine chemische Reaktion eintreten, die die Güte des entstehenden Betons günstig beeinflußt. Der Verfasser hatte als Bauleiter der Versuchsstrecke der bayerischen Staatsbauverwaltung auf der Staats-

Im folgenden soll der zum Vergleich herangezogene Vertreter der normalen Portlandzemente mit „Gewöhnlicher Portlandzement“, abgekürzt G. Z., der Vertreter hochwertiger Portlandzemente mit „Hochwertiger Portlandzement“ bezeichnet werden, abgekürzt H. Z. Neben den Normenproben wurden die Versuche mit drei Sandarten durchgeführt. Die Soliditzentrale hatte zur Verfügung gestellt:

1. unter der Bezeichnung „Piesberger Sand“ eine rötliche Sandsorte. Diese wird aus dem Steinbruch bei Piesberg im Teutoburger Walde gewonnen. Der dort gebrochene Stein ist ein Mittelding zwischen Kohlsandstein und Eruptivgestein. Er ist an und für sich hochgradig kieselsäurehaltig, die Kieselsäure ist jedoch passiv;
2. unter der Bezeichnung Granitsand einen aus Mitteldeutschland gebrochenen Sand.

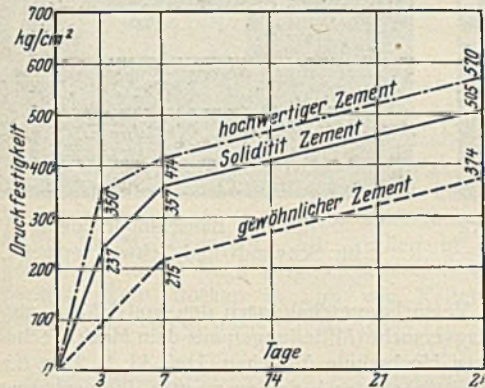


Abb. 1.

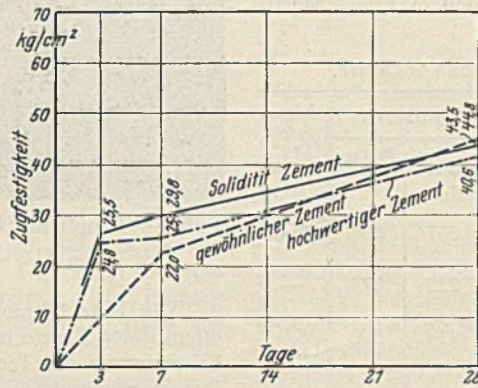


Abb. 2.

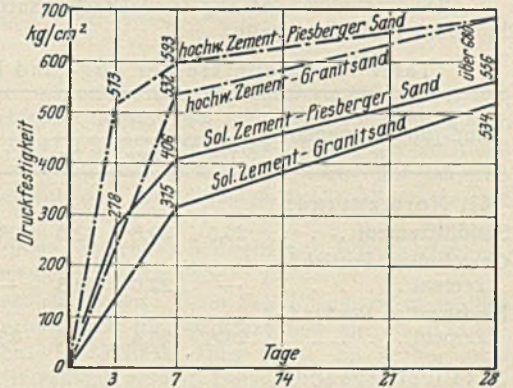


Abb. 3.

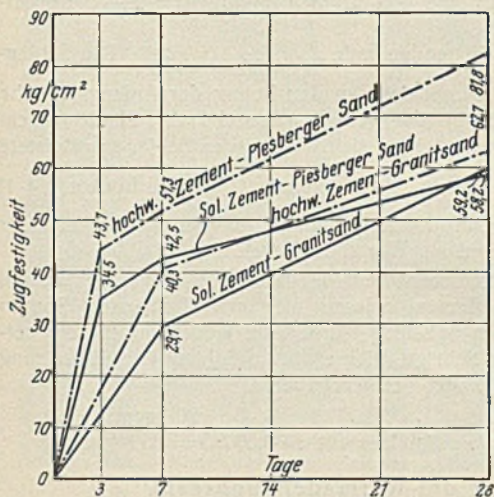


Abb. 4.

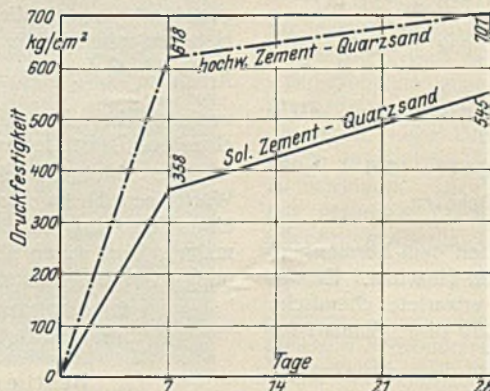


Abb. 5.

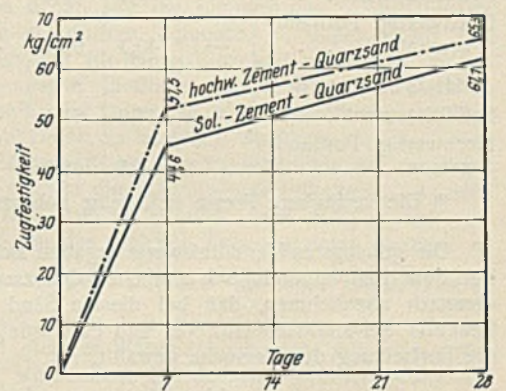


Abb. 6.

straße München—Tegernsee Gelegenheit, eine der ersten Straßenbauausführungen in Solidititbetonbauweise zu studieren, und der gute Erfolg dieser Strecke veranlaßte ihn, die wesentlichen Eigenschaften des Solidititzements durch Versuche festzustellen. Zement und Zuschlagstoffe wurden durch die Deutsche Soliditzentrale zur Verfügung gestellt.¹⁾ Die Versuche gelangten im bautechnischen Laboratorium der Technischen Hochschule München zur Durchführung. Der Umstand, daß im übrigen die Kosten aus eigenen Mitteln des Verfassers bestritten werden mußten, brachte es mit sich, daß die Versuche in kleinstem Rahmen als Mörtelversuche durchgeführt und auch der Zahl nach so beschränkt werden mußten, daß sie nur als Vorversuche angesehen werden können.

Versuchsprogramm.

Es erwies sich als zweckmäßig, die Arbeiten als Vergleichsversuche durchzuführen, dergestalt, daß jeder Versuch mit Solidititzement in gleicher Weise unter Verwendung eines anderen Zementes wiederholt wurde. Dieses Vorgehen schien vor allem deshalb angebracht, weil der unmittelbare Vergleich der Mörtelversuche mit den Werten bekannter Zementsorten ohne weiteres einen Schluß auf das Verhalten des entsprechenden Betons gestattet. Die zum Vergleich herangezogenen Zemente, beides bewährte deutsche Fabrikate, werden hier aus naheliegenden Gründen nicht genannt.

¹⁾ Bei der Durchführung der Versuche wurde Verfasser von Herrn Dipl.-Ing. Treitl, Assistenten am Mechanisch-Technischen Laboratorium, tatkräftig unterstützt, wofür ihm hier wärmstens gedankt sei.

Die Firma Polensky & Zöllner gab einen Quarzsand aus Hirschau in der Oberpfalz her. Die Sande wurden bis auf 7 mm Korngröße ausgesiebt; angestellte Siebproben führten ungefähr auf die Graf-Kurve, bei dem Quarzsand wurde das fehlende feine Korn durch Beigabe von Quarzmehl aus dem gleichen Sand ersetzt. Bei sämtlichen Versuchen wurde ein Mörtel 1 : 3 verwendet. Der Wasserzusatz für die einzelnen Mischungen, der ja neben dem verschiedenen Wasserbedarf der Zemente auch von schwer zu überblickenden Umständen, wie der Feuchtigkeit der Luft usw., abhängig ist, wurde dadurch ermittelt, daß vor jedem Versuch der Wasserzusatz an Probewürfeln mit den verschiedenen Zementen so lange geändert wurde, bis beim Einschlagen mit dem Hammerapparat v. Böhme der Zementschlamm nach ungefähr der gleichen Anzahl von Schlägen (etwa 125) bei den Nuten der Normenwürfel austrat. Die zur Erzielung dieser Beschaffenheit notwendigen Wasserzusätze schwankten zwischen 8,4 und 9,5%.

Obwohl die Zug- und Druckfestigkeit von Solidititmörteln durch die im Auftrage der Deutschen Soliditzentrale ausgeführten Versuche schon genügend geklärt erschien, wurden doch auch vergleichende Zug- und Druckversuche durchgeführt, einerseits um die bisherigen Ergebnisse zu bestätigen, andererseits um von den zur Verfügung gestellten drei Sandarten diejenige für die weiteren Versuche auszuwählen, die die besten Vergleichswerte ergab. Bei dieser Sandart war nämlich anzunehmen, daß bei ihr die chemische Reaktion zwischen Zement und Zuschlagstoff am kräftigsten aufträte und damit auch die weiteren den Solidititzement kennzeichnenden Eigenschaften am ausgeprägtesten in Erscheinung träten.

Die weiteren, mit dieser Sandart dann vorzunehmenden Untersuchungen sollten sich auf Schleif- und Schlagversuche, Ermittlung der Wärmedehnungszahl, Messung des Schwindens und Schwellens, sowie vor allem auf die Bestimmung des Elastizitätsmaßes ausdehnen; auch ein einfacher Korrosionsversuch wurde in das Programm aufgenommen.

Zug- und Druckversuche

Die Versuche wurden einheitlich für alle Sande mit Würfeln und Zugstücken im Normenformat, unter Verwendung der zur Normenprobe gebräuchlichen Geräte und Formen hergestellt und die Körper, wie bei gemischter Normenlagerung, 1 Tag in feuchter Luft, 6 Tage unter Wasser und 21 Tage in Kellerluft gelagert. Das Einformen geschah durch das mit diesen Arbeiten vertraute Personal des bautechnischen Laboratoriums. Es wurden jeweils je fünf Würfel und zehn Zugstücke der Probe unterworfen. Die ersten Versuche wurden in drei Altersstufen, nämlich nach 3, 7 und 28 Tagen vorgenommen, später wurde die 7- und 28-Tage-Probe für ausreichend erachtet.

Die Ergebnisse der Zug- und Druckversuche sind in Tafel 1 sowie in Abb. 1 bis 6 dargestellt.

Tafel 1. Ergebnisse der Zug- und Druckversuche.

Sand- und Zementart	Zugproben			Druckproben			Wasser- zusatz %
	3 Tage	7 Tage	28 Tage	3 Tage	7 Tage	28 Tage	
Mit Normensand:							
Solidititzement . . .	25,5	29,8	43,5	237	357	505	8,4
Gewöhnlich. Portland- zement	—	22,0	44,8	—	215	374	—
Hochwertig. Portland- zement	24,8	25,4	40,6	350	414	570	8,5
Mit Piesbergsand:							
Solidititzement . . .	34,5	42,5	58,2	278	406	556	8,75
Hochwertig. Portland- zement	43,7	51,3	81,8	513	593	über 680*)	8,6
Mit Granitsand:							
Solidititzement . . .	—	29,1	59,2	—	315	534	9,5
Hochwertig. Portland- zement	—	40,3	62,7	—	532	über 680*)	9,5
Mit Quarzsand:							
Solidititzement . . .	—	44,6	61,1	—	358	545	8,4
Hochwertig. Portland- zement	—	51,5	65,3	—	618	701	8,75

*) Die verfügbare Presse ließ keine höheren Drücke zu.

Die günstigsten Verhältniszahlen ergaben sich neben dem Normensand bei dem ihm mineralogisch ähnlichen Quarzsand von Hirschau. Es war demnach anzunehmen, daß bei diesem Sand die erwartete chemische Reaktion am stärksten eintrete, und es wurde deshalb diese Sandart für die Fortsetzung der Versuche gewählt.

Abschleifversuche.

Diese Versuche wurden an 28 Tage alten Würfeln von Normengröße auf einer Bauschingerschen Schleifscheibe (Abbildung 7) von 49 cm Halbmesser mit 30 kg Gesamtdruck, also 0,66 kg/cm² Pressung nach den für Schleifversuche allgemein gültigen Regeln vorgenommen. Die Körper wurden nach je 100 Umdrehungen gewogen und der Gewichtsverlust festgestellt. Die zweiten 100 Umdrehungen fanden statt nach einer Drehung der Körper um 90°.

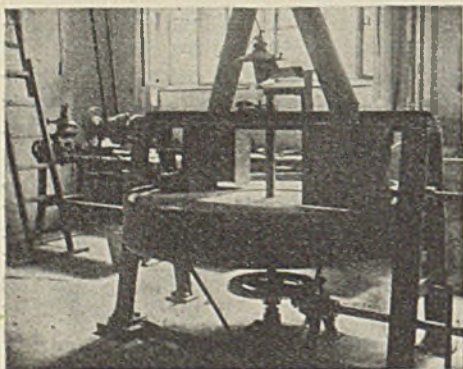


Abb. 7. Bauschingersche Schleifscheibe.

Der durchschnittliche Gewichtsverlust betrug für 200 Umdrehungen beim Solidititzement 0,229 g/cm²
beim hochwertigen Portlandzement . . . 0,220 g/cm².

Er war also annähernd gleich.

Schlagversuche.

Die Versuche wurden ebenfalls an 28 Tage alten Würfeln in Normengröße ausgeführt. Verwendet wurde ein Föppl'sches Fallwerk (Abb. 8) mit 100 kg Fallgewicht.

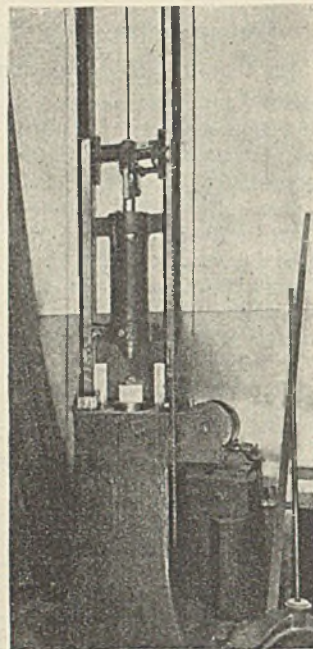


Abb. 8. Föppl'sches Fallwerk für Schlagversuche.

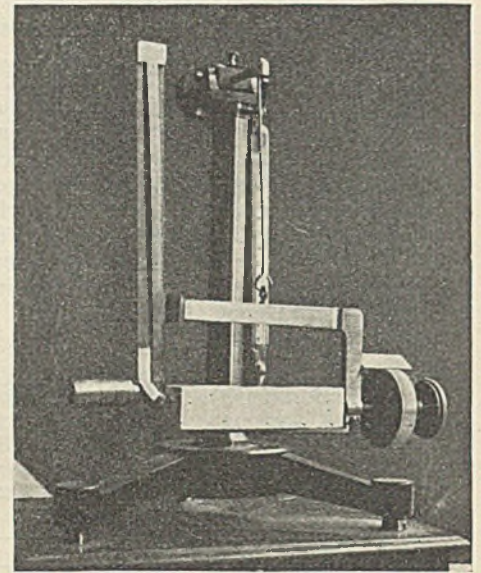


Abb. 9. Bauschingerapparat für Schwind- und Schwellversuche.

Die Durchführung der Versuche geschah nach den von Föppl veröffentlichten Regeln für Schlagversuche (Mitteilungen aus dem Mech.-Techn. Laboratorium der Technischen Hochschule München, Heft 33, S. 22 u. ff.). Danach gilt für die Wahl der Fallhöhe des 1. Schlages unter Voraussetzung eines 100-kg-Fallgewichtes die Regel: Schlaghöhe $d = \frac{v}{50}$ (v Körperinhalt in cm³), somit im vorliegenden Falle $d = \frac{350}{50} = 7$ cm. Die Schlaghöhe wird bei jedem weiteren Schlag um den Betrag der Anfangsfallhöhe gesteigert, so daß die Schläge der Reihe nach aus 7, 14, 21, 28, 35 cm Höhe zu fallen haben. Es berechnet sich die bei den Schlägen geleistete Arbeit zu $\frac{Qd}{2} \cdot n(n+1)$. Hierin ist $Q \frac{d}{2}$ konstant, der Ausdruck $n(n+1)$ veränderlich. Er dient zur Kennzeichnung der Schlagfestigkeit der einzelnen Baustoffe und wird als Wertziffer bezeichnet.

Die Solidititzwürfel waren nach dem 4. Schlag gerade gebrochen, die Würfel aus hochwertigem Zement wiesen hier erst die ersten Spuren einer Zerstörung auf. Beim 5. Schlag wurden sie jedoch vollständig zermalmt. Dort waren also 4 Schläge, hier etwa 4,5 Schläge zur Zerstörung nötig gewesen. Demnach lautet die Wertziffer;

- für Solidititzement 4 · 5 = 20 kgcm,
- für hochwertigen Portlandzement . 4,5 · 5,5 = 25,8 kgcm.

Bestimmung der Wärmedehnungszahl.

Hier wurde weniger angestrebt, die Dehnungszahl für alle Temperaturstufen zu ermitteln, als vielmehr auf einfachste Weise ein Urteil darüber zu gewinnen, ob in diesem Punkte zwischen beiden Zementen wesentliche Unterschiede bestehen. Die Messungen wurden mit Hilfe eines „Bauschinger-Apparates“ (Abb. 9) an Prismen von 10 cm Länge und 5 cm² Querschnitt ausgeführt. Der Bauschinger-Apparat besteht im wesentlichen aus einer Mikrometerschraube mit einem gefederten Fühlhebel als Gegenanschlag. Mit dem Fühlhebel ist ein Zeiger verbunden, den man durch Drehen an der Mikrometerschraube jeweils auf einen bestimmten Teilstrich einer Skala einspielen kann. Auf diese Weise erhält man die Gewähr, daß bei jeder Messung der gleiche Druck der Mikrometerschraube herrscht. Fühlhebel und Schraubenspitze greifen in Körnerlöcher ein, die in Glas- oder Metallplättchen an beiden Enden des Prismas eingebohrt sind.

Die Feststellung der Wärmedehnungszahl mit Hilfe des Apparates ergab, daß sie bei beiden Zementen gleich ist, nämlich = $1,1 \cdot 10^{-5}$.

Schwind- und Schwellversuche.

Diese Versuche wurden ebenfalls als Längenmessungen an 10 cm langen Prismen auf dem Bauschinger-Apparat durchgeführt. Die Körper blieben 1 Tag in der Schalung, dann 2 Tage in feuchter Luft, danach fand die erste Messung statt, sodann kamen die Schwindkörper in Luft von Kellertemperatur, die Schwellkörper in Wasser. Weitere Messungen wurden nach 8 Tagen, 1 Monat und 3 Monaten vorgenommen.

Die Ergebnisse sind in Abb. 10 dargestellt. Ein wesentlicher Unterschied im Schwinden und Schwellen beider Zementarten war nicht festzustellen.

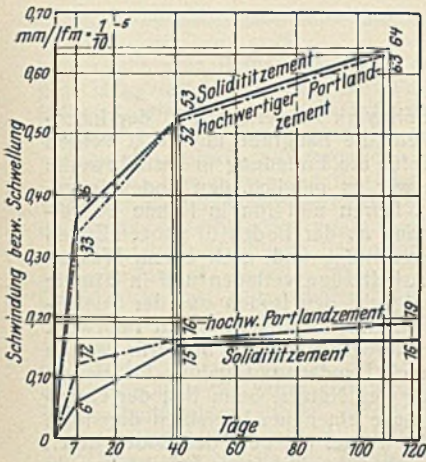


Abb. 10.

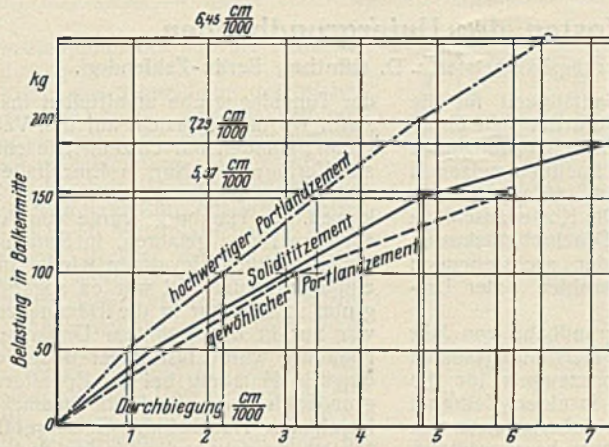


Abb. 12.

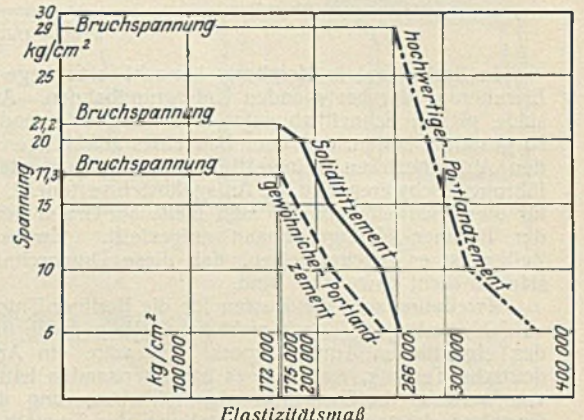


Abb. 13.

Bestimmung des Elastizitätsmaßes.

Die hierzu dienenden Messungen wurden als Balkenbiegeversuche durchgeführt, da die Feststellung des elastischen Verhaltens mittels Zug- und Druckversuches wegen der Schwierigkeit der Zentrierung des Kraftangriffes wesentlich umständlicher ist. Zu den Versuchen wurden unbewehrte Balken von 8 × 10 cm Querschnitt mit 60 cm Stützweite bei 80 cm Länge verwendet. Sie wurden in hölzernen Schalungen eingestampft, nach 1 Tage ausgeschalt und lagerten 7 Tage unter feuchten Säcken, dann trocken in Luft von Kellertemperatur. Die Prüfung geschah auf einer Amsler-Pressen (Abb. 11). Die Belastung bestand aus

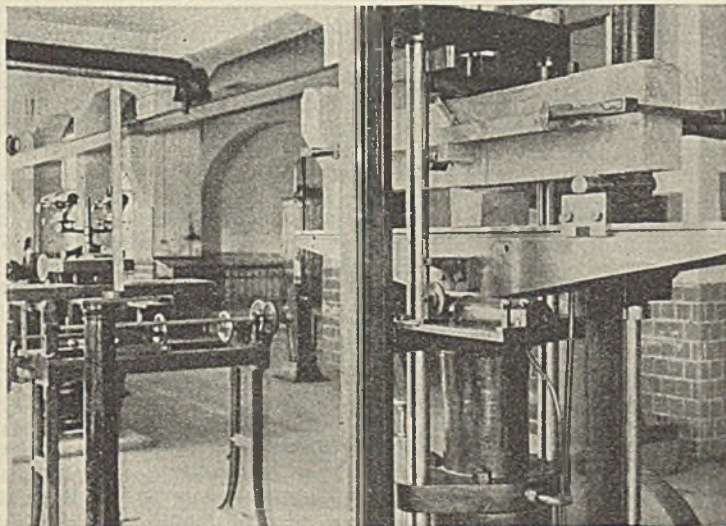


Abb. 11. Versuchsanordnung für Durchbiegungsversuche.

einer in Balkenmitte angreifenden Einzellast, die stufenweise um 80 kg gesteigert wurde. Nach jeder Laststufe wurde entlastet und die bleibende Durchbiegung gemessen.

Zur Messung diente ein in Balkenmitte angebrachter Spiegelapparat mit Fernrohrablesung.

Die Messungen wurden an je drei Balken mit Solidititzement, gewöhnlichem Zement und hochwertigem Zement durchgeführt.

In Abb. 12 sind die gemittelten Durchbiegungen im Verhältnis zur Belastung, in Abb. 13 die daraus errechneten Elastizitätsmaße für die einzelnen Laststufen aufgezeichnet.

Widerstand gegen Säureangriff.

Um ein allgemeines Bild über die Empfindlichkeit gegen Säureangriff zu gewinnen, wurde folgender einfache Versuch angestellt: Stücke von beiden Mörteln wurden in ein Salzsäurebad 1:1 eingelegt. Der mit hochwertigem Zement aufbereitete Mörtel zerfiel nach 24 Stunden zu Sand, der mit Solidititzementmörtel erst nach weiteren 24 Stunden.

Das Ergebnis der Versuche kann in folgenden Einzelurteilen zusammengefaßt werden:

1. Zug- und Druckversuche: Bestätigung der bisher veröffentlichten Ergebnisse, offensichtlich ungleiche Eignung verschiedener Zuschlagstoffe, anscheinend von der verschiedenen Menge und chemischen Beschaffenheit der im Zuschlagstoff enthaltenen Kieselsäure beeinflußt. Das starke Zurückbleiben der Druckfestigkeit läßt darauf schließen, daß der zur Aufbereitung des Solidititzements verwendete Portlandzement dem verglichenen hochwertigen Zement nicht ebenbürtig ist. Selbst wenn das

zugesezte Quarzmehl nur magernde Wirkung hätte, müßten die Druckfestigkeitswerte näher aneinander liegen. Bei 10% Magerung dürfte nach der Rechnungsweise von Graf²⁾ je nach dem Wasserzusatz nur ein Abfall der Druckfestigkeiten von 15 bis 20% stattfinden, wenn der zur Aufbereitung verwendete Zement dem verglichenen hochwertigen Zement ebenbürtig wäre.

2. bis 6. Schleif-, Schlag-, Schwind-, Schwell- und Wärmedehnungsversuche: Ohne bemerkenswerte Unterschiede.

7. Vergleich des Elastizitätsmaßes: Beim Solidititzement wesentlich kleiner; beim Bruch errechnet sich für Solidititzement ein $E = 175000$, beim hochwertigen Zement $E = 266000$. Dies führte im vorliegenden Fall dazu, daß der Solidititzement größere Dehnungen aushielt als der verglichene hochwertige Portlandzement, obgleich die rechnermäßige Biegezugfestigkeit mit 21,2 kg/cm² wesentlich unter der des hochwertigen Zementes (29,0) zurückblieb.

8. Korrosionsversuch: Größere Widerstandsfähigkeit des Solidititzements gegen Salzsäure.

Die Eigenschaften, aus denen sich die Eignung des Solidititzements für den Straßenbau herleitet, dürften demnach in seiner durch den Korrosionsversuch allerdings nur für einen Einzelfall erwiesenen Widerstandsfähigkeit gegen chemische Einflüsse sowie in seiner niederen Elastizitätszahl zu suchen sein. Es kommt ja im Betonstraßenbau weniger darauf an, hohe Druckfestigkeiten zu erzielen, als vielmehr die Rissegefahr infolge des Schwindens und der Temperaturänderungen möglichst zu verringern. Dies wird erreicht durch hohe Zugfestigkeiten, verbunden mit geringem Elastizitätsmaß. Wenn nämlich zwei Körper mit verschiedenem Elastizitätsmaß um den gleichen Betrag gedehnt werden, so

erleidet nach der Formel $\sigma = \frac{\epsilon}{E}$ der mit dem kleineren Elastizitätsmaß geringere Spannungen. Im Straßenbau verringert sich demnach bei gleichem Schwindmaß und gleicher Wärmedehnungszahl mit wachsender Zugfestigkeit und kleiner werdendem Elastizitätsmaß beim Bruch die Rissegefahr. Man kann dann das Verhältnis $\frac{k_{z\text{bruch}}}{E_{\text{bruch}}}$ gleich der spezifischen Dehnung beim Bruch als Maß der Zähigkeit ansehen.

Bei den untersuchten Zementen errechnete sich aus dem Biegeversuch

beim Solidititzement	$k_{z\text{zug}}$ zu 21,2	E zu 175000
„ hochwertigen Zement „ „	20,0	266000
„ gewöhnlichen „ „	17,3	172000;

hieraus ergeben sich die Verhältnisse

$\frac{k}{E}$ für Solidititzement	zu $1,2 \cdot 10^{-4}$
„ „ hochwertigen Portlandzement . . .	$1,12 \cdot 10^{-4}$
„ „ gewöhnlichen Zement	$1,0 \cdot 10^{-4}$.

Der Solidititzement erwies sich also im Gegensatz zu seinen im übrigen wenig abweichenden Eigenschaften in diesem wichtigen Punkte dem verglichenen hochwertigen Portlandzement überlegen.

Ein einwandfreies Urteil darüber, ob und wie die Festigkeitswerte, insbesondere die Zugfestigkeit, durch Beigabe des gebrannten siliziumhaltigen Gesteins beeinflußt werden, konnte im Rahmen der beschriebenen Versuche nicht gewonnen werden. Die Lösung dieser Frage wäre am einfachsten herbeizuführen durch vergleichende Versuche zwischen fertigem Solidititzement und dem zu seiner Aufbereitung verwandten Portlandzement ohne Beigabe des quarzhaltigen Steinmehls. Ein solcher Zement stand mir jedoch nicht zur Verfügung.

²⁾ Graf, Der Aufbau des Mörtels im Beton.

Alle Rechte vorbehalten.

Kosten der Untergrundbahnen.

Von Regierungsbaumeister a. D. Günthel, Berlin-Zehlendorf.

In Berlin und in Hamburg herrscht eine rege Bautätigkeit für die Erweiterung der bestehenden Untergrundbahnen. Andere deutsche Großstädte planen Schnellbahnnetze, die vorausschauend den Bebauungsplan so gestalten sollen, daß dem Bau eines zukünftigen Schnellbahnnetzes in den Außenbezirken keine Hindernisse entgegenstehen, die die Durchführung erschweren und die Anlagekosten verteuern. Die Kostenanschläge für diese Schnellbahnnetze sind meist auf Grund von Durchschnittskosten der Berliner Untergrundbahn aufgestellt. Zweck der nachstehenden Zeilen ist es, nachzuweisen, daß diese Durchschnittszahlen unter Umständen nicht anwendbar sind.

Zweifellos sind die Kosten für die Berliner Untergrundbahn von Jahr zu Jahr gestiegen, jedoch nicht in gleichem Maße die Herstellungskosten des eigentlichen Tunnelkörpers. Es wäre ein Armutszeugnis für die deutsche Technik, wenn sie es nicht verstanden hätte, in einem Zeitraum von beinahe dreißig Jahren durch Verbesserung der Arbeitsweisen die Gestehungskosten für die Herstellung des Tunnelkörpers herabzusetzen.

Als am Ausgang des vorigen Jahrhunderts die von Siemens & Halske erbaute Berliner Hochbahn auf der Strecke zwischen Nollendorfplatz und Zoologischem Garten als Untergrundbahn ausgeführt werden sollte, sah sich der Ingenieur vor eine neue Aufgabe gestellt. Die Firma Siemens & Halske hatte die Budapester Untergrundbahn ausgeführt, die Berliner Verhältnisse waren jedoch wesentlich andere; das Profil des lichten Raumes war erheblich größer und vor allem tauchte der Berliner Tunnel tief in das Grundwasser ein. Diesen Verhältnissen entsprach der erste ausgeführte Tunnelquerschnitt mit starker Sohle und starken Seitenmauern aus Beton. Die Decke bestand aus I-Trägern mit zwischengespannten Betonkappen und wurde durch Unterzüge und Mittelsäulen abgefangen. Dieser Querschnitt hat bei späteren Ausführungen nur geringe Wandlungen erfahren; die Tunnelseitenwände sind durch Hinzufügen von Eisenlagen schwächer gehalten, neuerdings hat man auch die Tunneldecke in Eisenbeton ausgeführt, in Wilmersdorf hat man die Mittelstützen und Unterzüge fortgelassen. Alle diese Maßnahmen haben die Kosten für den Tunnelkörper nur wenig verringert, da die Ersparnisse an Eisen und Beton zum Teil durch die erschwerte Ausführung wettgemacht sind. Eine wesentliche Verminderung der Kosten ist nur bei den Strecken zu verzeichnen, die nicht im Grundwasser liegen; hier entfallen die Kosten für den Einbau, den Betrieb und den Abbau der Grundwasserabsenkungsanlage und die Kosten für die Tunnelsohle. Die Tiefenlage des Grundwasserspiegels unter dem Straßenpflaster beeinflusst die Herstellungskosten für den Tunnelkörper in hohem Maße und muß bei Vergleichen unbedingt berücksichtigt werden; liegt der Grundwasserspiegel unterhalb der Unterkante des Tunnelkörpers, so dürfen bei Aufstellung eines überschläglichen Kostenanschlages die Berliner Durchschnittszahlen nicht herangezogen werden, da im Berliner Netz nur kurze Außenstrecken ohne Sohle ausgeführt werden konnten. Beim ersten Ausbau der Hamburger Untergrundbahnstrecken ist nirgends eine Absenkung des Grundwassers erforderlich gewesen; wo Wasser angetroffen wurde, konnte der Wasserandrang durch offene Wasserhaltung bewältigt werden, oder es handelte sich um verlorenes Tagewasser, das sich in unterirdischen Tonschalen angesammelt hatte und nach Durchschlagen des Randes dieser Schalen in tiefer liegende Sand- und Kiesschichten abfloß. Eine Nordsüdbahn in Köln würde wohl bei bedeutendem Hochwasser im Rhein teilweise ins Grundwasser tauchen, der Tunnel müßte also fast durchgehend mit Sohle ausgeführt werden, ob man sich aber bei der Herstellung des Tunnels zum Einbau einer Grundwasserabsenkungsanlage entschließen würde, bleibt dahingestellt.

Bedeutende Kosten sind durch die Entwicklung der Baugrubeneinfassung erspart worden. Bei der ersten Ausführung rammt man hölzerne Spundwände und bewältigte den Wasserandrang durch offene Wasserhaltung. Bald jedoch machte man sich die Erfahrungen der Versorgung der Städte mit Grundwasser zunutze und legte durch eine dichte Reihe von Brunnen die Baugrube trocken; der bei der Grundwasserversorgung beobachtete nicht allzu steile Abfall der Absenkungskurve war beim Aushub der Tunnelbaugrube eine sehr erwünschte Erscheinung und machte erst die Ausführung der Baugrubeneinfassung mit einzelnen geramten I-Trägern und zwischenliegender Ausbohlung möglich. Diese Baugrubeneinfassung ist zum ersten Male von Siemens & Halske beim Bau des Tunnels unmittelbar neben der Kaiser-Wilhelm-Gedächtnis-Kirche angewandt worden, und sie ist noch heute bei allen Untergrundbahnbauten in Deutschland üblich. Eine weitere wesentliche Herabsetzung der Kosten ist dadurch erreicht, daß die Rammträger gezogen und mehrfach verwendet werden. Diese Entwicklung der Baugrubeneinfassung beeinflusst die Kosten in günstigem Sinne. Wenn trotzdem in Berlin sich die Durchschnittskosten beim weiteren Ausbau des Netzes erhöht haben, so hat das andere Gründe, auf die weiter unten eingegangen wird.

Einen wesentlichen Kostenanteil für die Erstellung des Tunnelkörpers bilden die Erdarbeiten; gerade hier zeigt ein Vergleich zwischen Berlin und Hamburg, daß die örtlichen Verhältnisse ausschlaggebend sind. Auch die äußersten Verzweigungen des Berliner Netzes sind als Hochbahn, als Untergrundbahn oder als Einschnittbahn ausgeführt. Dammstrecken sind nirgends vorhanden, für die Erdmassen mußten deshalb Ablagerungsflächen weit vor den Toren Berlins gefunden werden. Ganz anders bei dem ersten Ausbau des Hamburger Netzes, wo ausgedehnte Dammstrecken die nutzbringende Verwendung des in den Tunnelbaugruben gewonnenen Bodens ermöglichten. In Berlin mußte der Boden mit Lastfuhrwerk abgefahren werden, in den Außenstrecken war es möglich, den Boden in

der Tunnelbaugrube unmittelbar ins Fuhrwerk zu verladen; in der Innenstadt, wo mit Rücksicht auf den Verkehr die Baugrube überdeckt werden mußte, standen nur einzelne Schächte für die Entladung in Lastfuhrwerke zur Verfügung. Nur in Einzelfällen war es möglich, den Boden in geschlossenen Zügen auf eine Kippe zu fahren und ihn in Kähne zu verkippen. In Hamburg wurde von Anfang an der Boden in ganzen Zügen auf eine Kippe gefahren, in Schuten verstürzt und nach einem Wassertransport durch Elevatoren wieder in Arbeitszüge verladen und in Dämme eingebaut; zum Teil war es sogar möglich, den Boden aus der Tunnelgrube unmittelbar in die Dämme zu verfahren. Erdabfuhr mit Fuhrwerk war nur in beschränktem Umfang erforderlich. Aber in Berlin wie in Hamburg wurde bisher der Boden durch Handschacht gelöst, bis neuerdings in Hamburg bei der Erweiterung des Netzes, beim Bau der Untergrundbahn durch die Rothenbaumchaussee ein neues Verfahren durch die Hamburger Hochbahn A.-G. ausgebildet wurde, bei dem der Boden durch Greifer ausgehoben und der Boden über Förderbänder unmittelbar in große Kipper entladen wird und auf bestehenden und neu angelegten Straßenbahngleisen durch elektrische Zugorgane nach den Entladestellen außerhalb der Stadt verfahren wird¹⁾. Mit Handschacht wird alsdann lediglich die Tunnelsohle eingeebnet. Durch diese Bauweise werden die Kosten für die Erdarbeiten erheblich herabgesetzt; in der Rothenbaumchaussee stellten sich ohne Geräteabschreibung und ohne Gleisverlegungskosten die Kosten für Lösen, Laden, Verfahren und Entladen auf rd. 1 R.-M. für 1 m³ gegen 5 R.-M. Durchschnittskosten in Berlin; und wenn auch in Hamburg das Verfahren dadurch begünstigt wird, daß die Hamburger Hochbahn A.-G. ein gemischtwirtschaftliches Unternehmen ist, das gleichzeitig die Hochbahn, die Straßenbahn und die Alsterschiffahrt betreibt, so dürfte diese Bauweise für die Großstädte, die für ein Schnellbahnnetz reif sind, vorbildlich sein, da die Straßenbahnen fast durchweg von den Städten betrieben werden und diese sich voraussichtlich einen maßgebenden Einfluß auf den Bau und den Betrieb ihres Schnellbahnnetzes sichern werden.

Alle obengenannten Umstände tragen zu einer Verminderung der Baukosten für den Tunnelkörper bei. Wenn trotzdem die Durchschnittskosten in Berlin ständig gewachsen sind, so ist das durch die Linienführung begründet. Die erste Untergrundbahn und die ersten Erweiterungen lagen in breiten Straßen, die meist mit einer Mittelpromenade versehen waren; zum Teil führten diese Erweiterungen sogar durch unbebautes Gelände; die Leitungsnetze, insbesondere die tiefliegenden Entwässerungsleitungen, wurden nur wenig berührt, höchstens gekreuzt. Diese günstigen Verhältnisse änderten sich grundlegend, als die Untergrundbahn durch die Innenstadt gebaut wurde und gebaut werden mußte; denn der Fehler, der beim Bau der Wiener Stadtbahn gemacht wurde und der eine Durchquerung der Innenstadt und das Erfassen der Verkehrsschwerpunkte ängstlich vermied, durfte nicht zum zweiten Male gemacht werden. Wenn auch die Friedrichstadt verhältnismäßig breite Straßen hat, so liegen doch die Siele in der Mitte der Straßen und diese Entwässerungsleitungen mußten fast durchweg verlegt werden, zumal früher angestrebt wurde, die Haltestellen möglichst dicht unter die Straßendecke zu legen. Dazu kamen vielfach Häuserunterfangungen und einige Kreuzungen von Wasserläufen, die die Gesamtkosten wesentlich erhöhten. Die Kosten für die 2,3 km lange Strecke Potsdamer Platz—Spittelmarkt betragen 21 Mill. Mark, darin sind die Kosten für die Leitungsverlegung mit rd. 2,5 Mill. Mark und die Kosten für den Grunderwerb mit rd. 3 Mill. Mark enthalten. Diese als Nebenkosten auftretenden, von der Örtlichkeit abhängigen Kosten betragen also über 1/4 der Gesamtkosten. Dazu kommt noch, daß der starke Verkehr in der Innenstadt die Abdeckung der Tunnelbaugrube in ganzen Straßenzügen und damit eine wesentliche Erhöhung der Gesamtkosten nötig machte. Wenn also die für das Untergrundbahnnetz Berlins berechneten Durchschnittszahlen dazu benutzt werden, die Bauwürdigkeit eines Untergrundbahnnetzes in einer anderen deutschen Großstadt zu prüfen, so ist dieses Verfahren unrichtig; denn die Nebenkosten dürfen nicht in voller Höhe auf das Konto „Untergrundbahnbau“ geschrieben werden, da sehr oft zugleich Verbesserungen der Vorflutverhältnisse der Entwässerungsleitungen, bessere Straßensicherung, zweckmäßige und verkehrsregelnde Aufteilung der Straßenfläche von diesen Kosten bestritten werden.

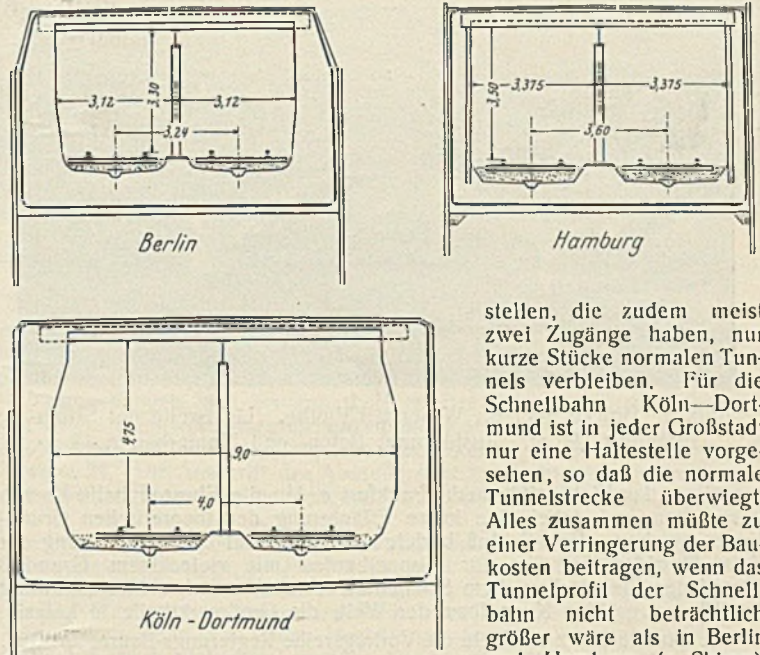
Im Jahre 1914 waren in Berlin von der Hochbahngesellschaft hergestellt 24,3 km Untergrundbahnstrecken mit 97,4 Mill. Mark Gesamtkosten, die Linie Potsdamer Platz—Alexanderplatz von 4 km Länge hat allein 40 Mill. Mark gekostet; berechnet man den Durchschnitt für das ganze Netz, so ergeben sich rd. 4 Mill. Mark/km. Berücksichtigt man die örtlichen Verhältnisse und scheidet die 4 km lange Strecke in der Innenstadt aus, so ergeben sich die Durchschnittskosten für die verbleibenden 20,3 km mit 57,4 Mill. Mark Gesamtkosten zu rd. 2,83 Mill. Mark/km. In Hamburg hat man das klar erkannt und die Kosten für die Erstellung des Schnellbahnnetzes von vornherein getrennt in die Kosten für den eigentlichen Bahnbau, dessen Ausführung man den Firmen Siemens & Halske A.-G. und der Allgemeinen Elektrizitäts-Gesellschaft übertrug, und in die Kosten für den Grunderwerb und die Leitungsverlegungen, die von den zuständigen Behörden der Freien und Hansestadt Hamburg ausgeführt wurden. Mit dem Bau der Schnellbahn wurde zugleich die große Durch-

¹⁾ Vergl. „Die Bautechnik“ 1927, Heft 25, S. 365; B. Siebert, Neues Bauverfahren bei der Untergrundbahn in Hamburg. — Ferner Stein, V. D. I.-Nachrichten, 1927.

bruchstraße vom Rathausplatz nach dem Hauptbahnhof und die Sanierung des Gängeviertels um den Barkhof durchgeführt, und es ist klar, daß jedenfalls diese Kosten nicht auf das Konto der Schnellbahn geschrieben werden dürfen. Die Kosten für den Grunderwerb und die Leitungsverlegungen, Straßenpflasterungen usw. betragen in Hamburg fast die Hälfte der Kosten für den Bau des Schnellbahnnetzes. Das Hamburger Verfahren der Trennung der Kosten schafft Klarheit, da die Schwierigkeiten der örtlichen Verhältnisse erfaßt werden. Die Baukosten des Stammnetzes der Hamburger Hochbahn haben noch nicht 50 Mill. Mark betragen, die Nebenkosten rd. 25 Mill. Mark, die durch Verkauf der verbleibenden Grundstücke fast ganz wieder hereingeholt wurden; ermittelt man also die Durchschnittskosten für 1 km der 28 km langen Hamburger Hochbahn aus der Summe der Baukosten und Nebenkosten zu rd. 2,7 Mill. Mark, so gibt das ein falsches Bild, da die Nebenkosten gedeckt sind; tatsächlich errechnen sich die Durchschnittskosten zu rd. 1,8 Mill. Mark/km. Diese Durchschnittszahlen dürfen jedoch keinesfalls als Vergleichszahlen für Schnellbahnentwürfe anderer Großstädte dienen, da von den rd. 28 km des Hamburger Netzes nur 7,92 km als Untergrundbahn erbaut sind, bei einem Kostenaufwande von rd. 18,3 Mill. Mark, so daß sich die Durchschnittskosten für 1 km Untergrundbahn zu rd. 2,3 Mill. R.-M. ergeben. Die Ermittlung von Durchschnittskosten zum Vergleich mit Berlin gibt daher ein falsches Bild schon in dem Falle, wenn ausgeführte Anlagen, deren Kosten bekannt sind, verglichen werden; in noch weit höherem Maße sind Vergleiche zwischen ausgeführten Anlagen und Entwürfen nicht am Platze. Als Beispiel nehmen wir Köln.

Bei Betrachtung des Stadtplanes springen sofort zwei Linien in die Augen, die das Gerippe für ein zukünftiges Schnellbahnnetz bilden werden, eine Nordsüdlinie und eine Westlinie, die sich am Heumarkt kreuzen. Die Durchführung der Nordsüdlinie ist erst möglich, wenn die Entlastungsstraße für die Hohe Straße geschaffen ist; diese Entlastungsstraße ist aber nicht durch den Bau der Untergrundbahn bedingt, darf daher nicht mit den sehr erheblichen Kosten dieser Straße belastet werden. Die Westlinie kreuzt den Rhein; mit Rücksicht auf das Städtebild kommt nur ein Tunnel in Frage. Die Kosten dieses einen Bauwerks belasten das Untergrundbahnkreuz wesentlich; der Tunnel kostet mindestens 10 Mill. R.-M. Bei einer Länge des Kreuzes von 10 km erhöht sich daher der Durchschnittspreis für 1 km Untergrundbahn um 1 Mill. R.-M.

Zum Schluß noch einige Bemerkungen zu dem bekannten Plane der Rheinisch-Westfälischen Schnellbahn Köln—Dortmund. Über dieses Bauvorhaben ist im vergangenen Jahre in der Fach- und Tagespresse heftig hin- und hergestritten worden. Im Rahmen dieses Aufsatzes interessieren nur die Baukosten, die von der Studiengesellschaft für die Rheinisch-Westfälische Schnellbahn auf Grund durchgearbeiteter Entwürfe für jedes einzelne Bauwerk ermittelt worden sind. Auch in diesem Streit ist die Berliner Untergrundbahn zum Vergleich herangezogen worden, obwohl die Schnellbahn Köln—Dortmund ganz anders geartet ist. Wie bereits bemerkt, hat das Schnellbahnnetz Berlin nur wenige kurze Einschnittstrecken und gar keine Dammstrecken, während die Schnellbahn Köln—Dortmund eine gewöhnliche Eisenbahn mit abwechselnden Damm- und Einschnittstrecken ist und sich von einer normalen Bahn nur dadurch unterscheidet, daß die Einschnittstrecken in den Großstädten überdeckt, d. h. als Tunnel auszuführen sind. Der Vergleich mit der Hamburger Hochbahn hätte daher viel näher gelegen. Ferner sind die Haltestellen in Berlin zwischen Potsdamer Platz und Alexanderplatz durchschnittlich nur 500 m bis herab zu 380 m entfernt, so daß bei der Länge der Halte-



stellen, die zudem meist zwei Zugänge haben, nur kurze Stücke normalen Tunnels verbleiben. Für die Schnellbahn Köln—Dortmund ist in jeder Großstadt nur eine Haltestelle vorgesehen, so daß die normale Tunnelstrecke überwiegt. Alles zusammen müßte zu einer Verringerung der Baukosten beitragen, wenn das Tunnelprofil der Schnellbahn nicht beträchtlich größer wäre als in Berlin und Hamburg (s. Skizze).

Würde man die Kosten der Schnellbahn proportional dem Querschnitt des durchfahrenen Erdreichs ermitteln unter Zugrundelegung von Berliner Durchschnittspreisen, so ist dieses Verfahren in mehrfacher Hinsicht mangelhaft. Erstens können die Durchschnittspreise einer Überlandschnellbahn nicht nach denen einer Stadtschnellbahn bemessen werden, siehe die oben angeführten Vergleichszahlen zwischen Berlin und Hamburg. Zweitens sind, wie früher ausgeführt, die Kosten für die Erdarbeiten ständig gesunken. Der große lichte Raum der Schnellbahn Köln—Dortmund gestattet die Verwendung von Löffelbaggern besonderer Bauart, so daß bei den Erdarbeiten der Handschacht fast vollständig ausgeschaltet ist und die Züge im Tunnel beladen und die gewonnenen Bodenmassen in die anschließenden Dämme eingebaut werden können. Die Kosten der Hamburger Bauweise werden bei diesem Verfahren jedenfalls noch etwas unterschritten. Drittens: Die Kosten für die Tunneldichtung wachsen linear. Viertens: Die Kosten für die Deckenträger wachsen gleichfalls linear. Die Momente verhalten sich zwar wie die Quadrate der Stützweiten, die Gewichte der Deckenträger jedoch wie die Stützweiten (gültig für den Unterschied der Breiten in den verglichenen Tunneln), außerdem sind jetzt höhere Beanspruchungen der Träger zulässig. Diese vier Punkte müßte man selbst bei einem groben Überschlag der Kosten berücksichtigen und andererseits der Verteuerung der Baugrubeneinfassung infolge der schwereren Rammträger Rechnung tragen.

Bei allen derartigen Bahnen, seien es Stadtschnellbahnen oder Überlandschnellbahnen, sind die Verhältnisse von Grund aus so verschieden, daß ohne genaue Kenntnis der Örtlichkeit die richtige Beurteilung eines Entwurfs nicht möglich erscheint.

Vermischtes.

31. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins. (Fortsetzung aus Heft 17; die Abbildung in Heft 17, S. 237, zeigt den monolytischen Eisenbetonschornstein für die städt. Elektrizitäts- u. Gaswerke Kiel-Wik). 4. „Einige neuere Ausführungen größerer Eisenbetonbrücken“ wurden von Dr.-Ing. W. Nakonz durch Lichtbilder erläutert.³⁾ Es handelte sich um die Kohlenhochbahn der Ilse-Bergbau A.-G. auf Grube Eva-Renata und Marga (Abb. 2), die Brücke über die Unterhäupter der Schachtschleusen Andern bei Hannover, die Unterführung der Wiesenstraße und der Kleinbahn C. P. O. Stettin—Pommernsdorf, die Donaubrücken bei Offingen und Thaltingen und die Weserbrücke bei Vlotho (Abb. 3).⁴⁾

5. Den Schluß des ersten Tages bildete der Vortrag von Dipl.-Ing. Finsterwalder (an Stelle von Herrn Dischinger) über die

„Zeiss-Dywidag-Schalengewölbe unter besonderer Berücksichtigung der Großmarkthalle in Frankfurt a. M.“⁵⁾

Anschließend an die auf der Tagung des Deutschen Beton-Vereins im Jahre 1925 gemachten Mitteilungen über „Fortschritte im Bau von Massivkuppeln“⁶⁾

³⁾ Eingehende Ausführungen hierüber werden demnächst in der „Bautechnik“ veröffentlicht.

⁴⁾ Vergl. „Beton u. Eisen“ 1928, Heft 8.

⁵⁾ Vergl. auch Kleinlogel: Die Schalengewölbe der Großmarkthalle Frankfurt a. M. in „Beton u. Eisen“ 1928, Heft 1 u. 2.

⁶⁾ Vergl. „Beton u. Eisen“ 1925, Heft 5, S. 91 und „Handbuch für Eisenbetonbau“, 3. Aufl., XII. Bd., 2. Kap. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1928.

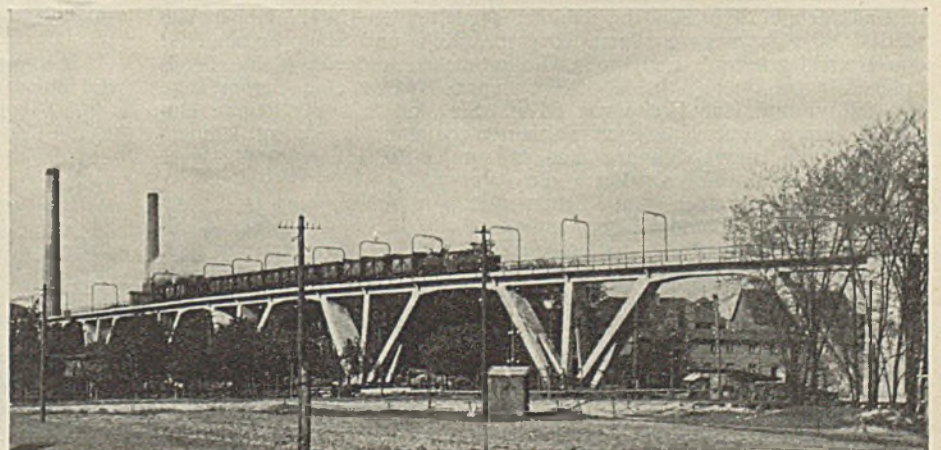


Abb. 2. Kohlenhochbahn der Ilse-Bergbau A.-G. auf Grube Eva-Renata. Ausführung: Beton- und Monierbau A.-G.



Abb. 3. Brücke über die Weser bei Vlotho. Lichtweite der Stromöffnung 60,96 m. Ausführung: Beton- und Monierbau A.-G.

gewölbe), das Elektrizitätswerk Frankfurt a. M., die Flugzeughalle Kowno besprochen und dabei eine kurze Erläuterung der theoretischen Grundlagen gegeben. Den Schluß bildeten Hinweise auf die Verwendung der Zeiss-Dywidag-Gewölbe für Kuppelbauten mit vieleckigem Grundriß (Dresdener Planetarium 4 cm Schalenstärke) und auf den in Ausführung begriffenen größten Kuppelbau der Welt, die Großmarkthalle in Leipzig.

6. Am 28. März eröffnete die Vortragsreihe Regierungs-Baurat Dr. Ing. Petzel, Harburg, mit:

„Bau der Umschlagsanlage für das Deutsche Kali-Syndikat im erweiterten Seehafen von Harburg-Wilhelmsburg“.

Der preußische Hafen Harburg-Wilhelmsburg hat seit der 1908 begonnenen Köhlbrandvertiefung eine bedeutende Entwicklung genommen; gegen 1913 beträgt der Verkehrszuwachs rd. 70%. Mit den hierzu nötigen Erweiterungsbauten zwischen Süderelbe, Rethel und Reiherstieg hat die im Januar 1928 in Betrieb genommene Umschlagsanlage für das Deutsche Kali-Syndikat den Anfang gemacht. Von der deutschen Kaliausfuhr von 800 000 t gingen 1927 rd. 500 000 t über Hamburg. Während bisher die stark hygroskopischen Kalisalze, die sich auf dem Seetransport zu festen Massen zusammenballten, bei ihrer Ankunft mit Spitzhacke und Dynamit gelockert werden mußten, ist hier zum erstenmal versucht worden, diese Schwierigkeiten zu beseitigen durch Beförderung und Lagerung in dichten, gegen Feuchtigkeit geschützten Räumen und durch die Heizung aller Einrichtungen, namentlich der Förderkanäle. Die Anlage besteht aus einer

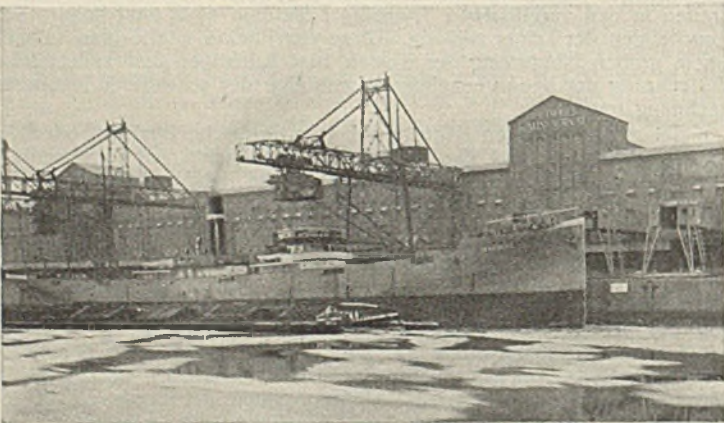


Abb. 4. Ansicht der Kali-Umschlagsanlage an der Rethel.

auf hölzernem Pfahlrost stehenden Ufermauer für zwei große Seedampfer und aus den in 25 m Abstand dahinter angeordneten Lagerschuppen von rd. 100 000 t Fassungsvermögen. Zwischen Kaje und Schuppen sind für den Umschlagsbetrieb drei große Greiferbrücken und vier kleine Bandbrücken angeordnet (Abb. 4). Die Schuppen haben eine Gesamtlänge von 228 m und eine Breite von 64 m. Sie sind in sechs Räume eingeteilt, um die verschiedenen Salzsorten getrennt lagern zu können. Zwischen die Doppelschuppen sind in symmetrischer Anordnung zwei Verladestationen eingeschaltet, die als Speicher für gesacktes Gut dienen und hauptsächlich die Förderanlagen enthalten. Für die Bewegung des Gutes ist ein rd. 6 km langes Förderbandsystem mit 71 Motoren eingerichtet. Die Anlage vermag 400 t loses oder gesacktes Gut in der Stunde zu den Seeschiffen zu bringen. Bei der Ausspeicherung des Gutes aus den Schuppen treten sieben Kratzer in Tätigkeit, die das Salz von den hohen Kalibergen abstreifen und auf die in den Kratzerkanälen laufenden Gurtbänder werfen (Abb. 5). Die Schuppen und Verladestationen sind auf rd. 3400 Eisenbetonpfählen gegründet



Abb. 5. Innenansicht eines Mittelschuppens mit zwei Kratzern.

die zum Schutze gegen Moorwässer einen Inertolanzstrich erhielten. Auch die von den Kalisalzen berührten Betonteile wurden mit einem Inertolanzstrich versehen. In ihrem unteren Teile bestehen die Gebäude aus Eisenbeton mit Dehnungsfugen alle 28 bis 35 m, die Dächer und Obergeschosse sind in Holz ausgeführt. Die Bauzeit betrug nur 1 1/2 Jahre. Der Entwurf stammt vom Wasserbauamt Harburg, die Architektur bearbeitete Hermann Muthesius.

7. Besondere Beachtung wurde dem Vortrage von Professor H. Spangenberg, München, entgegengebracht, der mit Recht zu unseren repräsentativsten Technikern zählt. Mit der bekannten Meisterschaft sprach Spangenberg, dessen gemeinsam mit der Fa. Heinrich Butzer und Architekt Fritz Fuß in Köln aufgestellter Entwurf „Um 1930“ an erster Stelle angekauft wurde (Eisenbeton-Kastenrippen mit schlaffer Bewehrung, Abb. 6), über

„Das Ergebnis des engeren Wettbewerbes für eine Straßenbrücke über die Mosel in Koblenz“.

Die zunehmenden Anforderungen des Straßenverkehrs veranlaßten die Stadt Koblenz im Sommer 1927 zur Veranstaltung eines engeren Wettbewerbes für eine zweite feste Straßenbrücke über die Mosel von 850 m Gesamtlänge, zu dem 8 Eisenbauunternehmen und 6 Betonbauunternehmen eingeladen waren.⁷⁾ Allerdings waren die Bedingungen, unter denen dieser Wettbewerb veranstaltet wurde, kein Ruhmesblatt im deutschen Wettbewerbswesen. Weder die Zusammensetzung des Preisgerichtes (neben 6 Bauingenieuren und 2 Architekten waren 6 Laien aufgestellt, ein Vertreter des Eisenbetonbaues wurde auf die Vorstellungen des Deutschen Betonvereins hin erst nachträglich hinzugezogen!), noch die Höhe der ausgesetzten Vergütungen entsprachen den verlangten Leistungen, was um so schärfer zu verurteilen ist, als schon anlässlich des Kölner Wettbewerbes auf die Auswüchse unseres Wettbewerbswesens hingewiesen werden mußte. Dazu kommt noch, daß im gegenwärtigen Zeitpunkte wenig Aussicht auf Ausführung der Koblenzer Moselbrücke besteht, so daß eine Unsumme wertvollster technisch-wissenschaftlicher und künstlerischer Arbeit nutzlos vertan wurde. Die Firmen des deutschen Eisenbauverbandes hatten daher auch eine Beteiligung an dem Wettbewerb abgelehnt. Der Vortragende behandelte sodann die in diesem Wettbewerb dem deutschen Wölbbrückenbau gestellten Probleme⁸⁾ in erschöpfender Weise, wobei die von 12 Bewerbern eingereichten 15 Lösungen in 3 Gruppen gegliedert wurden:

1. Volle Tonnengewölbe mit einem mittleren Baukostenwert von $K_m = 5,62$ Mill. R.-M. (3 Entwürfe). In diese Gruppe gehört auch der vom Preisgericht zur Ausführung empfohlene Entwurf der Fa. Grün & Bilfinger A.-G. und Baudirektor Abel in Köln (Abb. 7).

2. Aufgelöste Bogenkonstruktionen in Eisenbeton unter Verwendung von Lehrgerüsten mit $K_m = 3,85$ Mill. R.-M. (6 Entwürfe).

⁷⁾ Vergl. „Die Bautechnik“ 1928, Heft 8. Prof. Kayser, Darmstadt, wird demnächst den Wettbewerb in „Beton u. Eisen“ besprechen.

⁸⁾ Vergl. auch Spangenberg: „Über einige grundsätzliche Fragen bei der Konstruktion gewölbter Brücken“. „Die Bautechnik“ 1927, Heft 25 u. 26.



Abb. 6. Entwurf der Fa. Heinrich Butzer (Köln-Dortmund) und Professor Spangenberg (München) in Verbindung mit dem Architekten Fritz Fuß in Köln. An erster Stelle zum Ankauf empfohlen.

3. Rippenbogen mit steifer Bewehrung, also ohne Lehrgerüste, mit $K_m = 5,15$ Mill. R.-M. (6 Entwürfe).

Da für die eigentliche Strombrücke zwei Öffnungen von je 115 m und eine Öffnung von 107 m Lichtweite vorgeschrieben war, so ergaben sich mit Rücksicht auf die Höhenlage und die Steigungsverhältnisse des Straßenzuges für die drei Strombogen Pfeilverhältnisse unter 1 : 10. Damit mußten die Kühnheitszahlen $k = \frac{l^2}{f}$

dieser Bogen die bis jetzt bei Eisenbetonbogenbrücken erreichten Höchstwerte von $k = 1000$ (bei der Tiberbrücke in Rom, 1911) und $k = 1007$ (bei der Rhônebrücke bei Yenne, 1916) nicht unerheblich überschreiten ($k_m = 1200$, $k_{max} = 1385^9$). Erschwert wurde die Lösung noch durch die zahlreichen Versorgungsleitungen, die auf der Brücke unterzubringen waren, sowie durch die Forderung, daß außer dem ersten Ausbauzustand der Brücke mit 18 m Gesamtbreite auch eine spätere Verbreiterung um 6 m zu entwerfen war. Sämtliche Entwürfe sahen Dreigelenkbogen mit Stahlgelenken vor, nur ein Entwurf verwendete den Eingelenkbogen. Der hohe Ernst der Auffassung, der aus dem Vortrage herauszuhören war, bestärkte die Zuhörer in dem Bewußtsein, daß der deutsche Wölbbrückenbau einer solchen Aufgabe in technischer und künstlerischer Hinsicht vollauf gewachsen ist. (Fortsetzung folgt.)

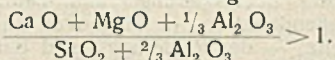
Änderungen des Normblattes DIN 1025, Bl. 2. Das Wagenbau-I-Eisen: IW 100,85 (Rungeneisen) ist für den Wohnungsstahlskelettbau als geeignet anerkannt worden. Bei der Nachprüfung der statischen Profilwerte dieses Profils haben sich einige Ungenauigkeiten ergeben. Die genauen Werte sind: $G = 16,4$ kg/m (statt 16,3 kg/m), $J_y = 75,1$ cm⁴ (statt 89,7 cm⁴), $W_y = 17,7$ cm³ (statt 21,1 cm³), $i_y = 1,90$ cm (statt 2,08 cm), $k = 5,78$ (statt 4,80).

Die Gebührenordnung (G. O.) für Abschätzung industrieller Betriebseinrichtungen ist mit dem Datum des 1. Januar 1928 in neuer Fassung erschienen und damit die G. O. vom 10. November 1925 außer Kraft gesetzt. Die Neufassung unterscheidet sich von der bisherigen dadurch, daß statt einer einzigen Gruppe nunmehr drei Gruppen von Anlagen (geteilt nach der Schwierigkeit der Abschätzung) vorgesehen sind. Die wichtigsten Betriebe, die diesen drei Gruppen zugeteilt sind, werden in der G. O. einzeln aufgeführt. Die Gebühren sind in Reichsmark für den Neubeschaffungswert zur Zeit der Abschätzung (wie bisher) angegeben, und zwar in 22 Stufen von 50 000 R.-M. bis 10 000 000 R.-M. Die Gebühren der einfachsten Stufe 1 entsprechen den bisherigen Gebühren, für die beiden schwierigeren Stufen steigen sie entsprechend höher. Die übrigen Bestimmungen entsprechen im wesentlichen den bisherigen. Im übrigen ist für Leistungen nach der Zeit, etwaige Reisen usw. sinngemäß die G. O. der Ingenieure (zurzeit vom 1. Juli 1927) anzuwenden.

Die Neufassung ist vom Verlage Julius Springer, Berlin W 9, Linkstraße 23/24, zum Preise von 30 Pf. das Stück zu beziehen.

Änderung der Begriffserklärung von Hochofenzement. Auf Grund der mit den Fachverbänden der deutschen Zementindustrie gepflogenen Verhandlungen hat der Reichsverkehrsminister folgender geänderter Fassung der Deutschen Normen für einheitliche Lieferung und Prüfung von Hochofenzement, Abschnitt I, Begriffserklärung von Hochofenzement, zugestimmt: „Hochofenzement ist ein hydraulisches Bindemittel, das bei einem Gehalt von 15 bis 69 % Gewichtsteilen Portlandzement aus basischer Hochofenschlacke besteht, die durch schnelle Abkühlung der feuerflüssigen Masse gekörnt ist. Hochofenschlacke und Portlandzement werden miteinander fein gemahlen und innig gemischt.“

Zur Herstellung von Hochofenzementen dürfen nur beim Eisenhochofenbetrieb gewonnene Schlacken von folgender Zusammensetzung verwendet werden:



Die Hochofenschlacke darf nicht mehr als 5 % Mn O enthalten. Der beigemischte Portlandzement wird gemäß der Begriffserklärung der Normen für Portlandzement hergestellt.

Zusätze zu besonderen Zwecken, namentlich zur Regelung der Abbindezeit, sind in Höhe von 3 % des Gesamtgewichts begrenzt, um die Möglichkeit von Zusätzen lediglich zur Gewichtsvermehrung auszuschließen.

Der Hochofenzement der Vereinswerke steht unter der regelmäßigen Kontrolle des Vereins Deutscher Hochofenzement-Werke, dessen Mitglieder sich gegenseitig verpflichtet haben, den Hochofenzement genau nach der vorstehenden Begriffserklärung und den folgenden Bedingungen herzustellen.*

Preis Ausschreiben zur Bekämpfung des Straßenlärms. Der großstädtische Straßenverkehr schädigt die Bewohner empfindlich durch seinen Lärm. Mit Hilfe des Schallmessers von Barkhausen ist es möglich, die Stärke der einzelnen Schallquellen zu bestimmen. Eine solche Bestimmung ist auch schon durch unmittelbare Beobachtung möglich. Danach wäre die Aufgabe zu stellen, die stärksten und störendsten Lärmquellen zu ermitteln und Vorschläge zu machen, wie man sie zweckmäßig dämpfen kann. Als Beispiele seien folgende Geräusche genannt: Lärm der Straßenbahnwagen infolge Erschütterung der Wagen, desgl. infolge Radreibung in Gleiskrümmungen; Kraftomnibusse, Erschütterung des Wagens; Kraftomnibusse und Kraftwagen, Lärm durch ungenau arbeitende

⁹) Die zurzeit bei Augsburg im Bau befindliche Lechbrücke hat ein $k = 915$.

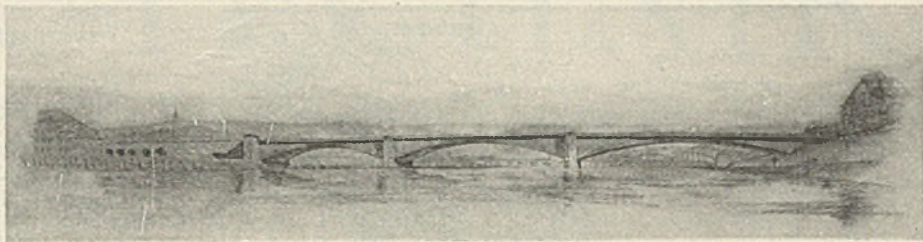


Abb. 7. Entwurf der Fa. Grün & Bilfinger A.-G. (Mannheim) mit Architekt Abel (Köln). Zur Ausführung empfohlen.

Motor- und Getriebeteile; Krafträder, Auspuff und Getriebe; Kraftfahrzeuge, Warnungssignale; Müllabfuhrwagen, Umstürzen der Müllkasten; Straßenhändler, insbesondere Zeitungshändler, Ausschreien der Ware.

Bewerbungen sind bis zum 1. Dezember 1928 in deutscher Sprache mit einem Kennwort einzureichen an das Kuratorium der Zusatz-Stiftung zu Zeitlers Studienhaus-Stiftung, La. Stift. II Zeitler, Berlin C 2, Poststr. 16, Zimmer 24. Die Anschrift des Absenders ist in geschlossenem Umschlage mit gleichem Kennwort beizufügen. Als Preis sind 800 R.-M. ausgesetzt.

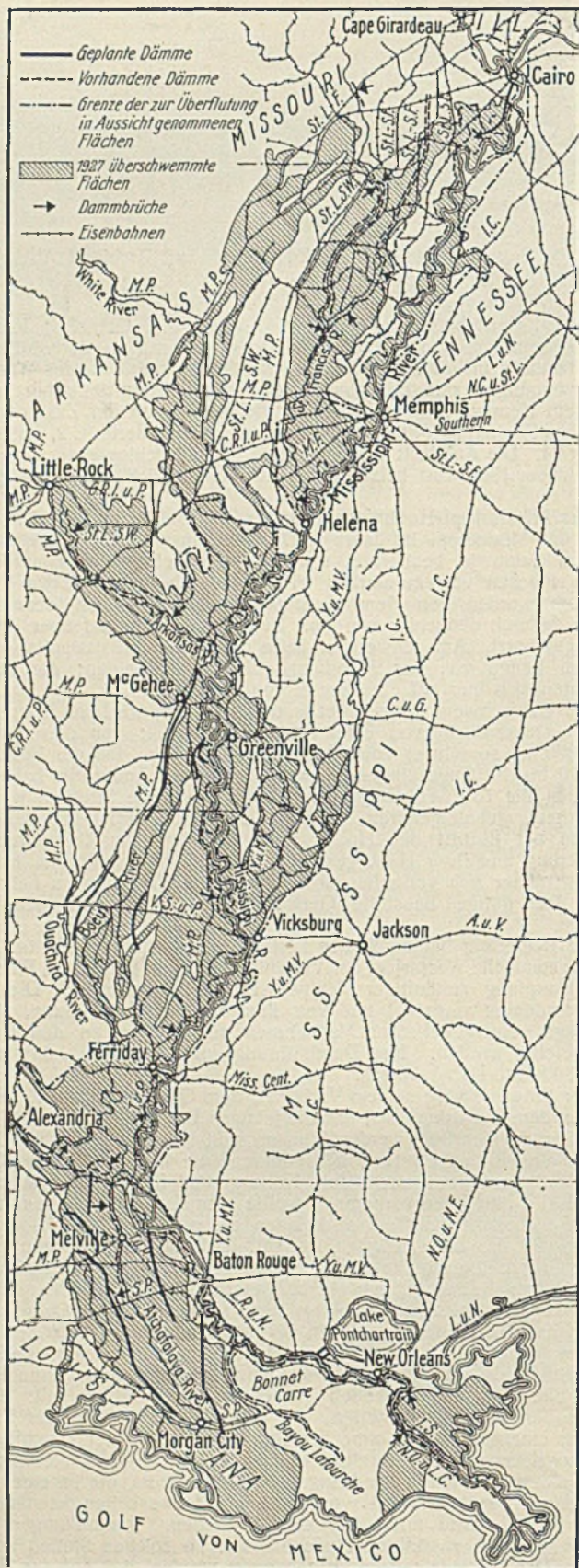
Das Mississippi-Hochwasser und seine Bekämpfung. Das Hochwasser des Mississippi im Jahre 1927 hatte einen Umfang erreicht, wie er bisher kaum je beobachtet worden ist. Infolge von Dambrüchen wurden Flächen von zusammen 46 600 km² überflutet. Etwa 3/4 Mill. Menschen wurden von dem Hochwasser betroffen, von denen etwa 600 000 dadurch obdachlos wurden. Der Schaden wird auf über 300 Mill. Dollar geschätzt. Am schwersten hatte das untere Mississippital in etwa 1000 km Länge von der Mündung aufwärts zu leiden; die Schäden erstreckten sich hier auf eine Breite von etwa 80 km.

Das Überschwemmungsgebiet (s. den Lageplan) wird von Eisenbahnen in einer Gesamtlänge von etwa 7200 km gekreuzt; von diesen wurden etwa 5000 km so schwer vom Hochwasser getroffen, daß der Betrieb auf ihnen 10 bis 120 Tage eingestellt werden mußte. Andererseits haben sich aber auch die 13 Eisenbahngesellschaften, denen die Strecken im Überschwemmungsgebiet gehören, stark an den Rettungsarbeiten beteiligt, indem sie bei Eintritt des Hochwassers Hilfszüge zur Abförderung der Bevölkerung und ihrer Habe gestellt haben; ferner trugen sie, nachdem das Hochwasser sich verlaufen hatte, eifrig zum Wiederaufbau bei, indem sie die dazu nötigen Baustoffe, Geräte usw. zum großen Teil unentgeltlich anführten.

Die Regierung hat durch den Leiter des Ingenieurwesens im Heere, dem der staatliche Wasserbau der Vereinigten Staaten untersteht, Planungen zur Bekämpfung zukünftiger Hochwässer aufstellen lassen. Diese sind dem Präsidenten vorgelegt und von ihm mit der Empfehlung, sie zur Grundlage gesetzgeberischer Maßnahmen zu machen, an den Kongreß weitergeleitet worden. Ihre Durchführung wird, auf zehn Jahre verteilt, gegen 300 Mill. Dollar kosten.

Der Entwurf, nach seinem Verfasser, dem General Jadwin, benannt, geht von dem Gedanken aus, daß die jetzigen Dämme, die den Mississippi eindeichen, nicht erhöht werden können, weil sich schon jetzt gezeigt hat, daß sie eine Bodenbelastung herbeiführen, die hier und da die Grenze des Zulässigen überschreitet. Ihre Höhe genügt für ein Hochwasser, wie es etwa alle fünf Jahre vorkommt; wollte man aber durch sie eine weitergehende Sicherheit schaffen, so müßten sie um etwa 2 bis 4 m erhöht werden. Da das nicht möglich ist, soll das Hochwasser, wenn es eine gewisse Grenze überschreitet, an bestimmten Stellen aus dem eingedeichten Flußbett abgeleitet und durch ein besonderes Hochflutbett dem Golf von Mexiko zugeführt werden. 32 500 m³/Sek. sollen unterhalb Cairo, wo der Ohio in den Mississippi einmündet, bis in das Mündungsgebiet bei Bonnet Carré im eigentlichen Flußschlauch abfließen; was darüber hinausgeht, soll das Hochflutbett aufnehmen, das durch natürliche Bodenerhöhungen und durch neue Dämme im zweiten Treffen begrenzt werden soll. Gleichzeitig sollen an einigen Stellen, wo die jetzigen Dämme das Flußbett allzusehr einengen, die Dämme zurückgerückt und so der Durchflußquerschnitt zwischen ihnen verbreitert werden, so daß auch an diesen Stellen ein ungehinderter Abfluß der Menge gewährleistet ist, die im eigentlichen Flußschlauch verbleibt. Die vorhandenen Dämme sollen verstärkt und, wo es zulässig und nötig ist, erhöht werden. Auskolkungen sollen beseitigt und die zukünftige Flußsohle soll an solchen Stellen befestigt werden. Das Flußbett soll so ausgebaggert werden, daß auf der 1560 km langen Strecke von Cairo bis New Orleans ein mindestens 91,5 m (300 Fuß) breites und 2,75 m (9 Fuß) tiefes Fahrwasser vorhanden ist.

Von anderer Seite sind ebenfalls Pläne zur Beseitigung der Hochwassergefahr des Mississippi aufgestellt worden; sie werden aber von General Jadwin verworfen, teils weil sie unausführbar sind, teils weil ihr Erfolg unsicher ist, teils weil ihre Ausführung zu kostspielig wäre und zu viel wertvolles Land in Anspruch nähme. So ist vorgeschlagen worden, Rohrleitungen anzulegen, durch die stündlich 10 Mill. m³ Wasser von Cairo in das Meer gepumpt werden sollen. Ferner liegen Planungen vor, die das ganze Bett des Mississippi durch Baggern vertieft, andere, die es durch Hinausrücken der Dämme verbreitert sehen wollen; wieder andere wollen Seitenkanäle anlegen, und auch die Geradlegung des Stromstrichs, Beseitigung des Pflanzenwuchses und Aufforstung des Niederschlaggebiets werden gefordert. Natürlich müßten manche dieser Maßnahmen mindestens in gewissem Umfange Hand in Hand mit dem Plan von Jadwin ausgeführt werden.



Tal des Mississippi. Hochwasser 1927 und zukünftiger Ausbau.

Zwischen Cape Girardeau oberhalb Cairo und Helena unterhalb dieser Stadt soll das Flußbett so ausgestaltet werden, daß das gewöhnliche Hochwasser nicht über die Ufer tritt. Für außerordentliche Hochwässer soll jedoch ein Überschwemmungsgebiet geschaffen werden, das sich am Mississippi auf 56 km oberhalb Cairo und am Ohio auf 50 km oberhalb des Zusammenflusses der beiden Ströme erstreckt. Cairo kommt auf diese Art bei ungewöhnlichem Hochwasser in einen großen See zu liegen, soll aber vor dem Eindringen des Wassers in die Stadt durch Dämme geschützt werden. Unterhalb Cairo soll das Überschwemmungsgebiet bis Helena reichen und 3 bis 40 km breit sein. Die Eisenbahnen, die dieses ganze Gelände durchschneiden, müßten natürlich, wo sie nicht schon hochwasserfrei sind, so verlegt werden, daß ihre Gleise nicht überflutet werden können. Ihre Dämme müßten so befestigt werden, daß Unterspülungen und sonstige Beschädigungen nach menschlichem Ermessen ausgeschlossen

wären, und zahlreiche große Durchlässe müßten einen Ausgleich des Wasserstandes diesseits und jenseits der Dämme ermöglichen.

Weiter unterhalb soll das Hochwasser des Arkansasflusses, der gemeinsam mit dem Weißen Fluß etwas oberhalb Mc Gehee von Westen her in den Mississippi einmündet, am Eintritt in den Hauptwasserlauf gehindert werden, indem es durch eine „Schmelzsicherung“ im Damm in ein Hochwasserbett hinter dem Damm geleitet wird. Auf diesem Wege soll es fließen, bis es sich mit dem Wasser des Roten und des Quachitaflusses vereinigt, die zusammen oberhalb Baton Rouge in den Mississippi münden. Man nimmt an, daß ein solches Hochwasserbett etwa alle zwölf Jahre gefüllt werden wird. Auf dieser Strecke sind teils natürliche Erhebungen des Geländes vorhanden, die das Hochwasserbett begrenzen, teils müssen Dämme angelegt werden. Die Städte Mc Gehee und Arkansas City werden eingedeicht. Auch in diesem Gebiet, das das Bœuf-Becken heißt, liegen einige Eisenbahnstrecken, die den neuen Verhältnissen entsprechend umgebaut werden müssen.

Auf dem Ostufer des Mississippi soll auf diesem Teil seines Laufes ebenfalls Gelände zur Aufnahme des Hochwassers bereitgestellt werden; in dieses Becken sollen der Sunflower- und der Yazoofluß ihr Wasser ergießen. Es wird sich von 65 km oberhalb Vicksburg bis in die Nähe von Baton Rouge erstrecken. Auf dem gegenüberliegenden Westufer beginnt das Flutbecken etwa 25 km nordöstlich von Ferriday, reicht bis in die Stadt Alexandria und bis an die Mündung des Quachitaflusses. Von dem gewaltigen Umfange der Planungen verschafft schon allein die Angabe einen Begriff, daß das zur Überflutung in Aussicht genommene Gelände hier rd. 100 km breit ist.

Der auf dem rechten Ufer des Mississippi herabkommende Hochwasserstrom wird in das Tal des Atchafalayaflusses eingeleitet. Auch dessen Ufer sollen in großer Ausdehnung Hochwasser aufnehmen. Bei mittlerem Hochwasser soll dieser Fluß die ihn begleitenden Dämme nicht überfluten, und das Flutgelände auf seinen beiden Ufern ist so bemessen, daß es nur selten mehr als zur Hälfte in Anspruch genommen werden wird. Geschieht dies aber, so wird dafür gesorgt, daß das Wasser, ohne die Mississippimündung zu berühren, östlich davon selbständig ins Meer fließt.

Die Kosten für den Ausbau des Mississippitals sollen auf die Städte und Staaten im Überschwemmungsgebiet umgelegt werden, und die Eisenbahnen werden davon einen beträchtlichen Anteil zu tragen haben; er wird von der Zeitschrift „Railway Age“ auf 65 bis 75 Mill. Dollar geschätzt. Am schwersten betroffen werden in dieser Beziehung die Gegend von Morgan City am Atchafalayaflusse und von Bonnet Carre auf dem gegenüberliegenden Ufer. Die Umgebung von Morgan City ist voll von Sümpfen und Lagunen. Die Süd-Pacific-Eisenbahn müßte hier ihren Damm erhöhen und ihn auf gegen 30 km Länge mit weiten Öffnungen versehen, um das Hochwasser durchzulassen und so die Gefahr, die die Hochflut mit sich bringt, von sich selbst und ihrer Umgebung abzuwenden. Ähnliche Maßnahmen werden auch andere Eisenbahnen zu treffen haben. Bei Bonnet Carre soll im Damm des Mississippi ein Überfall angelegt werden, über den das Wasser zwischen Dämmen nach dem Pontchartrainsee abgeführt werden soll. Der Wasserlauf von 5 km Breite und 13 km Länge soll 7000 m³ Wasser in d. Sek. aufnehmen. Er wird an beiden Enden und in der Mitte von Eisenbahnen gekreuzt. Ihn für diese zu überbrücken wird 9 bis 10 Mill. Dollar kosten. Zweck dieses Überfalls und Abflusses ist der Schutz der Stadt New Orleans. Wenn dort das Wasser einen gewissen Stand überschreitet, wird das Überfallwehr geöffnet und so lange offen gehalten, bis dieser Stand wieder erreicht wird. Man nimmt an, daß das Wehr alle fünf Jahre ein bis drei Monate lang in Tätigkeit treten wird.

Personalnachrichten.

Preußen. Ernannt sind: zum Oberregierungs- und -baurat der Regierungs- und Baurat Weidner bei der Elbstrombauverwaltung in Magdeburg.

Versetzt sind: der Oberregierungs- und -baurat (W.) Oppermann von der Wasserstraßendirektion in Hannover an die Rheinstrombauverwaltung in Koblenz; — der Regierungs- und Baurat (W.) Kurt Lohse vom Wasserbauamt Norden an die Wasserstraßendirektion in Hannover.

Überwiesen ist: der Regierungs- und Baurat (W.) Fähndrich vom Wasserbauamt in Stettin an die Wasserbaudirektion daselbst.

Übertragen ist: dem Regierungsbaurat (W.) Dr.-Ing. Repke in Stettin die Vorstandsstelle beim Wasserbauamt daselbst.

Die Staatsprüfung hat bestanden: der Regierungsbauführer Gerhard Hoefs (Eisenbahn- und Straßenbaufach).

In den Ruhestand getreten sind: der Oberregierungs- und -baurat (W.) Strauß bei der Wasserbaudirektion in Stettin und der Regierungsbaurat (W.) Aschmoneit, Vorstand des Wasserbauamts in Labiau.

Die Entlassung aus dem Staatsdienst ist dem Regierungsbaumeister (W.) Günther Schulze (beurl.) auf seinen Antrag erteilt worden.

Gestorben: der Wasserbaudirektor i. R. Lindner in Potsdam, früher Wasserbaudirektor der Märkischen Wasserstraßen, und der Regierungs- und Baurat i. R. Oskar Rimek in Charlottenburg, früher Vorstand des Wasserbauamts in Nakel.

INHALT: Neue Vorschriften für die Umgrenzung des lichten Raumes für deutsche Normal-spurbahnen. — Eine bemerkenswerte Erfahrung bei der Erprobung einer russischen Eisenbahnbrücke. — Untersuchungen über Söldtiltzeiment. — Kosten der Untergrundbahnen. — Vermischtes 31. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins. (Fortsetzung) — Änderungen des Normblattes DIN 1025, Bl. 2. — Gebührenordnung (G. O.) für Abschätzung industrieller Betriebs-einrichtungen. — Änderung der Begriffserklärung von Hochofenzement. — Preisausschreiben zur Bekämpfung des Straßenlärms. — Mississipi-Hochwasser und seine Bekämpfung. — Personal-nachrichten.