

Alle Rechte vorbehalten.

Der Ausbau des Oder-Spree-Kanals.

Von Oberregierungs- und -baurat Ostmann, Potsdam.

A. Vorgeschichte bis zur Vollendung des Oder-Spree-Kanals.¹⁾

Die Herstellung einer schiffbaren Verbindung zwischen Oder und Spree reicht bis in die Zeit von 1660 zurück, wo Friedrich Wilhelm, der Große Kurfürst, den Müllrose, später nach seinem Erbauer genannten „Friedrich-Wilhelm-Kanal“ beginnen ließ. Bereits im Jahre 1669 konnte er in Betrieb genommen werden. Noch heute dient diese Schifffahrtsstraße von Schlaubehammer bis zur Oder, wenn auch in erweiterter Form und mit verbesserten Schleusenanlagen, dem Verkehr. Abzweigend aus dem Brieskower See, 8 km oberhalb Frankfurt (Abb. 1), wurde der 24 km lange Kanal im Schlaubetal aufwärts bis nach Müllrose geführt, von wo aus er den schmalen, nur 10 km breiten, zwischen den Stromgebieten der Oder und Elbe liegenden Landrücken durchschnitt und bei Neuhaus in den Wergensee einmündete. Mittels elf Schleusen, die auf acht vermindert wurden, stieg der Kanal bis zu seiner Scheitelhaltung bei der ehemaligen Schleuse Müllrose empor, um aus dieser sich mit zwei, später einer Schleuse auf der Westseite über Buschschleuse—Neuhaus zur Spree abzusenken (Abb. 1 u. 2).

Über 200 Jahre hat dieser Kanal als Verkehrsweg gedient und nicht wenig zum wirtschaftlichen Aufschwung des Brandenburgisch-preußischen Staates, insbesondere auch von Berlin, beigetragen. Als jedoch, begünstigt durch die Erfolge des Krieges 1870/71, sich auch in Oberschlesien die Industrie und vor allem der Kohlenbergbau mehr und mehr entwickelte, der seinen Absatz natürlich auch in der Richtung Berlin suchen mußte, stellte sich die Unzulänglichkeit dieser Verbindung zwischen Spree und Oder immer mehr heraus.

Daher entschloß sich der preußische Staat, diese Wasserstraße umzugestalten, indem er durch Gesetz vom 9. Juli 1886 12,6 Mill. Mark zur Herstellung des sogenannten Oder-Spree-Kanals bereitstellte. Diese aus dem Seddinsee, einer Ausbuchtung der Dahme-Wasserstraße oberhalb Cöpenick, abzweigende und oberhalb Fürstenberg in die Oder einmündende Wasserstraße besteht aus drei Teilen. Die beiden Endstrecken von Seddinsee bis Große Tränke (km 45 bis 69) und Flutkrug bis Fürstenberg (km 89 bis 132) sind neugestochene Kanalsrecken, letztere allerdings unter Erweiterung des alten Friedrich-Wilhelm-Kanals von Buschschleuse bis Schlaubehammer (11,3 km Länge). Das Mittelstück von Große Tränke bis Flutkrug (km 69 bis 89) dagegen, an dem die Stadt Fürstenwalde liegt, brauchte als vorhandene Flußstrecke lediglich in seiner Schiffbarkeit verbessert zu werden.

Die Einmündung des neuen Kanals in die Oder bei Fürstenberg, d. h. 22,5 km oberhalb der Einmündung des Friedrich-Wilhelm-Kanals, erlaubte es, unter Ausnutzung des Geländes die Schleusen in einzelnen Stufen

mit stärkerem Gefälle anzuordnen als beim Friedrich-Wilhelm-Kanal, der in seinem östlichen Teile lediglich eine Kanalisierung des Schlaubeflusses darstellte.

Da die Scheitelhaltung noch um 0,5 m tiefer gelegt wurde, als die des Friedrich-Wilhelm-Kanals (Neuhaus—Müllrose) gewesen war — der Kanalpeil der Scheitelhaltung liegt jetzt auf N. N. + 40,82 —, so ergab sich der Abstieg zur Spree bei Kersdorf mit einer Stufe von 1,24 bis 3,10 m Höhe, je nach dem in der Spree zwischen Fürstenwalde und Kersdorf vorhandenen Gefälle.

Der Abstieg zur Oder, dessen Höhe je nach den Wasserverhältnissen der Oder zwischen 9,4 und 14,20 m schwankt, wurde in drei Teile zerlegt,



Abb. 1.

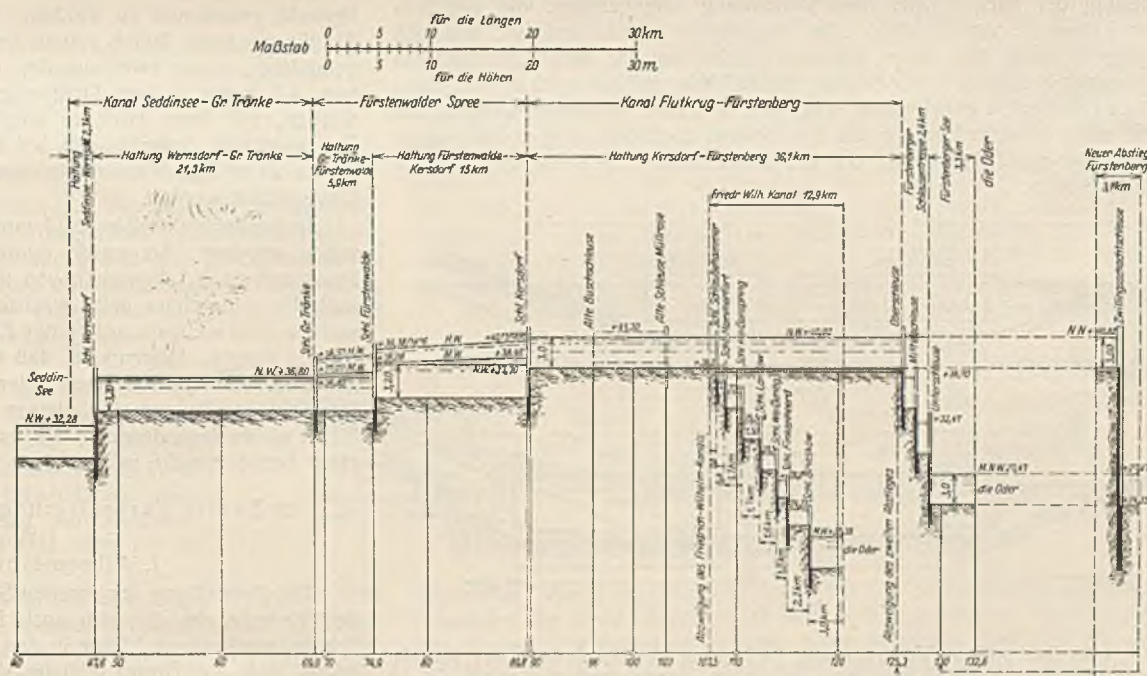


Abb. 2.

deren jeder bei mittleren Wasserständen der Oder eine Höhe von 4,16 m aufweist. Demzufolge haben die beiden oberen Schleusen in der Regel gleichmäßig 4,16 m Gefälle, während das der unteren zwischen 1,08 und 5,88 m schwankt (Abb. 2).

Die Schleuse bei Fürstenwalde mußte wegen des dort vorhandenen Mühlenstaues erhalten bleiben, das Gefälle der Müggelspree von Große Tränke bis nach Cöpenick wurde durch eine bei Wernsdorf eingebaute Schleusenanlage von 3,7 bis 4,7 m Gefälle ausgeglichen und die Müggelspree bei Große Tränke gegen den Kanal durch ein Schützenwehr, das lediglich

¹⁾ Ausführlich beschrieben in Z. f. B. 1890, S. 370 u. f.

den jeweiligen Abfluß nach der Müggelspree zu bewirken und bei geringen Zuflüssen der Spree den Wasserstand zwischen Wernsdorf und Fürstenwalde zu regeln hatte, abgeschlossen werden.

Da die Fürstenwalder Spree von Flutkrug bis Große Tränke nach wie vor der Hochwasserabführung mit zu dienen hat, während die Kanalhaltung Große Tränke bis Wernsdorf mit Rücksicht auf die darin enthaltenen Dichtungstrecken und die Brückenüberführungen einen ständigen Wasserspiegel erhalten mußte, wurde in Große Tränke noch eine Schleuse angelegt. Diese wird nur in den vier bis fünf Monaten als Schleuse benutzt, wo trotz geöffneten Wehrs bei Große Tränke der Normalstau der Haltung Wernsdorf—Große Tränke auf der Spreestrecke Große Tränke—Fürstenwalde infolge starker Wasserführung überschritten wird.

Die Schleusen erhielten bei 2,5 m Drempeltiefe eine nutzbare Länge von 58 m und eine Breite in der Kammer von 9,6 m, in den Häuptern von 8,6 m. Die Brücken wurden durchweg mit zwei Öffnungen von je 10 m lichter Weite angelegt, von der aber noch 1,10 m auf den ausgekragten Leinpfad entfiel. Die Durchfahrhöhe bei Normalwasser wurde mit 3,5 m bemessen.

B. Der Ausbau des Oder-Spree-Kanals auf seinen gegenwärtigen Zustand.

a) Erste Verbreiterung des Kanals, 1895 bis 1897.

Der Verkehr auf der neuen Wasserstraße entwickelte sich in den nächsten Jahren außerordentlich, wie aus Abb. 7 ersichtlich ist. Aus der Aufstellung geht auch hervor, daß die Zahl der großen Fahrzeuge, d. h. derjenigen über Finowmaß, sowie die Zahl der Dampfschiffe in noch höherem Verhältnis zunahm als die Zahl der Fahrzeuge selbst.

Der bei der Anlage des Kanals hergestellte Querschnitt bot die Möglichkeit einer bequemen Schifffahrt mit Finowkähnen, selbst wenn sie bis 1,5 m Tiefe geladen und auch in Schleppzügen gefahren wurden. Auch bei Begegnungen ließ er noch ausreichenden Spielraum. Aber bereits die auf den Kanal übergehenden Berliner Maßkähne (46 m Länge, 6,6 m Breite bei 1,5 m Tiefgang) verursachten Verkehrsschwierigkeiten. Zwar blieb eine Begegnung von Schleppzügen, in denen derartige Fahrzeuge vorhanden waren, zur Not noch möglich. Dagegen stieß das 8 m breite Schiff um so mehr auf Schwierigkeiten, als die Schifffahrt bestrebt war, diese Fahrzeuge bis zum vollen Tiefgang, d. h. bis 1,75 m auszunutzen. Bereits im Jahre 1894, also kaum vier Jahre nach der Betriebseröffnung der neuen Wasserstraße, sah sich daher der preußische Staat gezwungen, der Frage der Verbreiterung des Kanals näherzutreten, wofür rd. 2 Mill. Mark erforderlich waren. Schon im Frühjahr 1895 wurde mit den Arbeiten begonnen; ihre Vollendung war für 1896 in Aussicht genommen, und zwar mit Rücksicht darauf, daß in diesem Jahre die Kanalisierung der oberen Oder ihrer Vollendung entgegenging, die ebenfalls für Fahrzeuge von Breslauer Maß eingerichtet wurde und die, wie sich später bestätigt hat, einen starken Aufschwung der nach Oberschlesien gehenden Schifffahrt erwarten ließ. Beide Wasserstraßen mußten aber unter allen Umständen gleichwertig sein, und es mußte vermieden werden, daß ein nennenswerter Verkehr mit 8 m breiten und 55 m langen Fahrzeugen den Oder-Spree-Kanal traf, ehe die Arbeiten für die Verbreiterung vollendet waren.

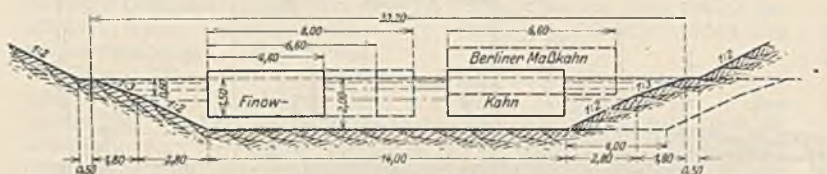


Abb. 3.

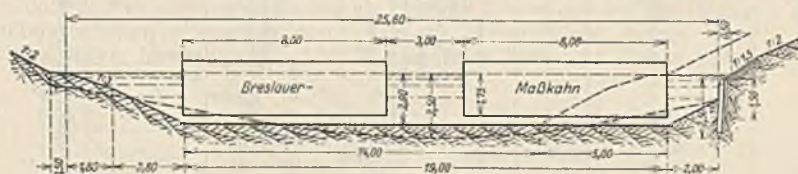


Abb. 4.

Für eine spätere Verbreiterung hatte man bei der Anlage des Kanals das Maß von 4 m für ausreichend gehalten (Abb. 3). Die Erfahrungen hatten aber gelehrt, daß es zweckmäßig war, diese Verbreiterung möglichst über 4 m hinaus zu vergrößern. Man griff daher zu dem aus Abb. 4 ersichtlichen Mittel, indem nicht, wie ursprünglich angenommen war, die Böschung 4 m parallel verschoben, sondern nach dem Vorbilde am Dortmund-Ems-Kanal eine steile Ufersicherung aus Stülpwänden mit darübergelagerten Eisenbetonplatten angeordnet wurde. Auf diese Weise hat man 1 m Sohlenbreite und mehrere m² wasserführenden Querschnitts gewonnen. Die Mehrkosten, die die steilen Wände verursachten, wurden durch Ersparnisse bei den Erdarbeiten annähernd wieder aufgewogen.²⁾

²⁾ Vergl. Z. f. B. 1899, S. 603 ff.

Gleichzeitig mit den Verbreiterungsarbeiten wurde in dem am Wergensee errichteten Pumpwerk Neuhaus ein zweiter Pumpensatz aufgestellt, wodurch die lieferbare Wassermenge von 3 m³/Sek. bis auf 7 m³/Sek. erhöht wurde.

b) Herstellung der zweiten Schleusen.

Wie Abb. 7 zeigt, gab die Verbreiterung des Kanals dem Verkehr einen neuen, kräftigen Anstoß, namentlich wuchs auch die Zahl der Dampfer und großen Schiffe weiterhin in viel stärkerem Verhältnis als die Gesamtzahl der Schiffe. Dadurch wurden einerseits die Schleusungen einzelner Fahrzeuge immer häufiger — die vorhandenen Schleusen faßten zwei Finowkähne, aber nur einen Kahn über Finowmaß —, andererseits mußte die Schifffahrt, wenn sie die Vorteile des Schleppbetriebes voll ausnutzen wollte, Wert darauf legen, die an den Schleusen entstehenden Aufenthalte möglichst abzukürzen. Hierzu kam noch der Umstand, daß die Schifffahrt von der Oder infolge der dortigen, die Schifffahrt außerordentlich stark beeinflussenden Wasserverhältnisse immer stoßweise eintraf. Die dadurch bedingten Übelstände und Verzögerungen mußten sich natürlich ebenfalls von Jahr zu Jahr an den einzelnen Schleusen um so stärker vermehren, je größer ihr Gefälle war und je näher die Schleusen nach Berlin zu lagen, wo sie außer dem Verkehr von der Oder noch den des Friedrich-Wilhelm-Kanals und den zunehmenden örtlichen Verkehr des Oder-Spree-Kanals mit aufzunehmen hatten. Infolgedessen wurde zunächst in Wernsdorf und Kersdorf, und zwar in der Zeit von 1901 bis 1904 je eine zweite Schleusenanlage mit einem Kostenaufwande von je 500 000 Mark erbaut. Die Schleusen haben ebenfalls nur Abmessungen für 55 m lange und 8 m breite Kähne erhalten; die Kammerweite von 9,6 m ist jedoch auch in den Toren durchgeführt. Die Schleusen sind mit mechanischen Zugeinrichtungen (Spillanlagen), Leitwerken, Heberfüllung und Wasser-Sparanlagen (Sparbecken) eingerichtet, so daß es möglich wurde, die Schleusungsdauer von 30 auf 25 Minuten zu verkürzen.³⁾

In den Jahren 1903 bis 1906 wurden auch die drei Schleusen in Fürstenberg durch Errichtung zweiter Anlagen leistungsfähiger gestaltet, in Große Tränke wurde das zweite Bauwerk erst in den Jahren 1910 bis 1912 hinzugefügt. Die bei den zweiten Schleusen angewendete Bauweise, die Baugrube der Kammer und des Unterhauptes durch zwei innere Längswände in drei Felder zu unterteilen, um auf diese Weise der verschiedenartigen Beanspruchung des Baugrundes gerecht zu werden, hat sich als unzureichend erwiesen. Denn dadurch sind in Fürstenberg z. B. Wasseradern längs den Mittelwänden entstanden, die an einzelnen Stellen zu Unterlaufigkeiten geführt haben.

In Wernsdorf und Große Tränke brauchte infolge der günstigeren Wasserversorgung aus der Fürstenwalder Spree auf Wasserersparnis nicht Bedacht genommen zu werden. Vielmehr wurde diese Haltung für die Abführung eines Teiles (20 m³/Sek.) des Sprechochwassers in Aussicht genommen, wozu zwischen den neuen und alten Schleusen Freiarchen von 4,5 bzw. 4,3 m Lichtweite mit Schützenverschlüssen eingebaut wurden, mit deren Hilfe es möglich ist, die Müggelspree zu entlasten. Das geschieht dadurch, daß bei Große Tränke der Fürstenwalder Spree bis zu 20 m³/Sek. Wasser entnommen und bei Wernsdorf in den Seddinsee hinabgeführt werden.

In den Jahren 1912 bis 1914 wurde schließlich die neue Schleuse Fürstenwalde angelegt. Sie wurde erforderlich, weil die alte Schleuse, die nur Finowmaß hatte, abgesehen von ihrem mangelhaften baulichen Zustande auch für den immer mehr wachsenden Verkehr mit größeren als Finowschiffen nicht mehr als vollwertige Entlastung der großen Schleuse angesehen werden konnte. Hierzu kam, daß ein weiteres starkes Anwachsen des Verkehrs auf dem Kanal, besonders der großen Schiffe, erwartet werden mußte. Der Schleusenbau an sich, dessen Kosten 407 000 Mark betragen haben, bietet nichts Besonderes.⁴⁾ Die nutzbare Kammerlänge beträgt 67,7 m bei einer Breite von 9,6 m und einer Drempeltiefe von 3 m.

c) Zweite Verbreiterung und Vertiefung des Kanals (1907 bis 1914).

1. Allgemeine Gesichtspunkte.

Die Herstellung der zweiten Schleusen wirkte weiterhin lebend auf den Verkehr ein, der sich auch fernerhin nicht nur nach der Zahl der Schiffe, sondern wie bisher in den großen Fahrzeugen beträchtlich erhöhte (vergl. Abb. 7). Dieser lebhaftere Verkehr hatte natürlich einen geregelten und lebhaften Schleppbetrieb zur Voraussetzung, und dieser wieder bedurfte zur Erzielung einer Mindestgeschwindigkeit von 4 bis 5 km/Std., die zur Beschleunigung der Schleppzüge und vor allem zur ausreichenden Steuerfähigkeit der Fahrzeuge erforderlich ist, eines ausreichenden Kanalquerschnitts. Dies umso mehr, als natürlich mit der Vermehrung des Verkehrs sich auch die Zahl der Begegnungen von Schleppzügen häufte. Der nach der Verbreiterung von 1895 bis 1897 vorhandene Querschnitt (s. Abb. 4) ergab 45,20 m² Wasserfläche. Dieser ermöglichte zwar dem einzeln fahrenden

³⁾ Einzelheiten über diese Bauwerke s. Z. f. B. 1906, Sp. 497 bis 524.

⁴⁾ Vergl. Zentralbl. d. Bauverw. 1916, S. 336 bis 340.

500-t-Schiff und zur Not dem Schleppzug mit solchen im Anhang ein leidliches Vorwärtskommen, war aber bei Begegnungen unzureichend und mußte sich daher schon nach wenigen Jahren geradezu verhängnisvoll für die Schifffahrt auswirken. Die Schrauben der Schlepper erzeugten an den Ufern, besonders vor der Stülpwand am nördlichen Ufer und am ganzen südlichen flachen Ufer starke Abbrüche und spülten den losgespülten Boden nach der Mitte des Querschnitts. Dadurch bildeten sich ganz unregelmäßige Querschnitte heraus, an vielen Stellen wurde die nutzbare Wasserbreite und -tiefe eingeschränkt, so daß die Tauchtiefe der Schiffe, die ursprünglich bei Herstellung des Kanals mit 1,75 m angenommen worden war, fortschreitend, zuletzt bis auf 1,50 m, der Tiefgang der Dampfer bis auf 1,35 m und die Fahrgeschwindigkeit der Schleppzüge auf 3 km/Std. verringert werden mußte. Doch auch diese Hilfsmittel vermochten nicht den weiteren Verfall der Böschungen und die weitere Bildung von Barren im Kanal nennenswert aufzuhalten. Immer schwieriger gestaltete sich die Fahrt der beladenen Fahrzeuge, immer häufiger traten Stockungen und Störungen bei den Begegnungen auf. Stellenweise wurde durch die Uferabbrüche auch die Dichtung beschädigt, wodurch Verwässerungen der anliegenden Ländereien eintreten.

Alle diese Erscheinungen wiesen gebieterisch auf eine gründliche Instandsetzung und Erweiterung des Oder-Spree-Kanals hin, wenn er weiterhin, zumal bei dem stark zunehmenden Verkehr seinen Zweck als vollwertige Schifffahrtstraße erfüllen sollte. Die dazu erforderlichen Arbeiten wurden im Jahre 1907 zunächst für die Strecke Seddinsee—Große Tränke und 1910 auch für die Strecke Große Tränke—Fürstenberg in Angriff genommen und im Jahre 1914 vollendet. Dadurch wurde der Oder-Spree-Kanal in den Zustand gebracht, den er noch heute hat und der, wenigstens für den Verkehr mit Breslauer Maßkähnen (55 · 8 · 1,75 m), ausreichend erscheint, solange nicht eine Steigerung des Verkehrs eintreten wird, die den Umfang desjenigen des Jahres 1912 (4 456 000 t bei 40 200 Fahrzeugen) wesentlich übertrifft.

Die Linienführung des Kanals wurde bei dieser Erweiterung im allgemeinen beibehalten. Nur an einzelnen Stellen (so bei km 90,3 bis 92,6), wo die Krümmungen weniger als 400 m Halb. hatten und sich infolge der Unübersichtlichkeit des hochliegenden oder bewaldeten Geländes für den Verkehr besonders ungünstig auswirkten, wurde der Kanalzug durch Durchstiche verbessert. Im übrigen wurden für den Kanalquerschnitt in den Krümmungen unter 700 m Halb. noch besondere Verbreiterungen angeordnet, deren Maß nach der Formel $b = 2(r - \sqrt{r^2 - (55/2)^2})$ bestimmt wurde. Diese betragen bei einem Halbmesser von 400 bis 500 m $b = 2$ m, von 500 bis 600 m $b = 1,5$ m, von 600 bis 700 m $b = 1,0$ m. Der Übergang zur normalen Strecke ist dabei jederseits auf eine Länge von 55 m (Kahnlänge) bewirkt worden.

Soweit wie möglich wurde die Erweiterung auf den Kanalstrecken diesmal auf der Südseite ausgeführt, um die in den Jahren 1895 bis 1897 am Nordufer eingebrachte Ufersicherung beibehalten zu können.

2. Arbeiten auf der Scheitelstrecke Flutkrug—Fürstenberg (km 89 bis 132).

Sie erhielt den aus Abb. 5 ersichtlichen Querschnitt. Dabei wurde darauf Bedacht genommen, möglichst die links dargestellte flache Uferausbildung zu wählen, weil sie eine billige Unterhaltung und eine gute Standsicherheit gewährleistete. Nur in den tiefer eingeschnittenen Geländeteilen, wo die Kosten für Grunderwerb und Erarbeiten die Wirtschaftlichkeit begrenzten, wurde die steilere, rechts dargestellte Befestigung angeordnet.

Die flache Ufersicherung bestand aus einem 30 cm starken Steinbewurf, der auf der dreifachen Kanalböschung ausgebreitet wurde, und zwar in feineren unteren Lagen von Rüdersdorfer Kalksteinbruch und etwas gröberen oberen Lagen von Elbsandstein. Sie reicht von 1 m unter bis 0,5 m über Normalwasserstand und erforderte einen Aufwand von etwa 1,3 m³ Steinen je lfd. m.

Die als Fuß für das steile Ufer bei der Verbreiterung von 1895 bis 1897 gewählte Anordnung hatte die an sie geknüpften Erwartungen nicht voll erfüllt. Folgende Übelstände hatten sich im Laufe der Jahre bei den Unterhaltungsarbeiten bemerkbar gemacht:

1. Die Wände erwiesen sich mit 1,5 m Länge als zu kurz. Schon bei kleinen Auskolkungen, wie sie Schleppdampfer jederzeit einmal verursachen können, gaben sie nach und brachten die darüberliegenden Platten zum Einstürzen.
2. Die aus Rundhölzern bestehenden Holme gaben den Tafeln keine ausreichende Anlehnung.
3. Die Befestigung der Holme untereinander durch Bügel war unzureichend. Die Bügel rosteten durch, wenn sie nicht schon durch das quellende Holz gesprengt waren. Eine Bolzenbefestigung hätte wahrscheinlich eine bessere Verbindung bewirkt.

4. Die Befestigung der Holme auf den Pfählen durch Mittelzapfen erwies sich als unvorteilhaft, weil ihre Herstellung zuviel Arbeit erforderte und schwer zu beaufsichtigen war.

5. Die Entfernung der Pfähle mit 2,5 m voneinander war zu groß, besonders an den Stellen, wo das Grundwasser den Kanal speiste, und wo die Böschungen daher zum Rutschen neigten.

6. Die Verbindung von Schwarten und ungesäumten Brettern zu Bretttafeln hatte, besonders an solchen Stellen, wo der Kanal in feinen Sand eingeschnitten war, das Durchspülen und dadurch die Lockerung des dahinter anstehenden Bodens begünstigt und infolgedessen an vielen Stellen Einstürze der Betonplatten verursacht. In derselben Weise wirkte sich der Umstand aus, daß man die einzelnen Bretttafeln stumpf aneinandergestoßen und die Fuge nicht durch ein Brett gedichtet hatte.

7. Die Standfähigkeit der Stülpwände wurde dadurch ungünstig beeinflusst, daß die Wand selbst senkrecht stand, während die vorgeschlagenen Pfähle in Neigung 1:10 gesetzt waren. Auf diese Weise hatten die Tafeln nur oben einen, und dazu einen mangelhaften, Stützpunkt und gaben unten, sobald der Boden nur in geringem Umfange gelockert oder weggespült wurde, einzeln, und zwar in verschiedener Weise nach. Da obendrein die Fuge zwischen den einzelnen Tafeln nicht gedichtet war, entstanden zwischen ihnen vielfache Öffnungen und Lücken, durch die die Ausspülung des dahinter anstehenden Bodens weiterhin begünstigt wurde.

Da diese Erfahrungen nicht gegen die Anordnung einer Holzwand mit vorgesetzten Pfählen, sondern nur gegen die Art der früheren Ausführung sprachen, hielt man an dem Grundgedanken der Ufersicherung von 1895 bis 1897 fest und nahm lediglich in der Anordnung und Ausführung Rücksicht auf die Betriebserfahrungen. Demzufolge wurden, indem man im allgemeinen auf vorgesetzte Rundpfähle verzichtete, Spundpfähle von 2,5 m Länge aus Bohlen von abwechselnd 5 und 8 cm Stärke in der Weise gerammt, daß die dünneren Bohlen stets Führung in keilartigen Nuten der starken Bohlen erhielten. Diese Wände, die die Neigung 1:10 gegen die Senkrechte bekamen (Abb. 5), wurden durch Kantholzer 20/25 cm verholmt und diese unter sich durch halbe Zapfen und kräftige Eisenbolzen verbunden. An einzelnen Stellen, wo starker Bodendruck herrschte oder der Boden zum Rutschen neigte, wurden noch Pfähle vorgesetzt oder Verankerungen vorgenommen. Gegen den Holm, der mit seiner Oberkante 20 cm unter Normalwasser angeordnet wurde, lehnten sich Eisenbetonplatten von 7 bis 8 cm Stärke und 1 × 0,5 m Größe auf einer 20 cm starken Schotterbettung. Diese liegt auf der Tondichtung, die hinter der Spundwand bis zur Kanalsohle hinabreicht. Auf diese Schotterbettung wurde besonderer Wert gelegt, einmal, um Ausspülungen des Untergrundes zu verhindern, falls der Verband der Platten sich lockern sollte, und zweitens, um bei höherstehendem Grundwasser dessen Abführung in den Kanal zu erleichtern. Die Neigung der Platten, die früher 1:1,5 betrug (Abb. 4), wurde auf 1:1,25 und stellenweise sogar auf 1:1 verstärkt, um an Einschnittbreite zu sparen, hauptsächlich aber, weil man die Erfahrung gemacht zu haben glaubte, daß der über den Platten liegende, in 1:2 geböschte Rasen über der steileren Betonwand sicherer lagere und vor allem besser gegen Abspülungen durch Dampferwellen geschützt sei als über einer flacheren Betonplatte. Die an diese Art der Befestigung geknüpften Erwartungen haben sich im allgemeinen erfüllt. Infolgedessen werden die Uferwände, die aus den Jahren 1895 bis 1897 an der Nordseite noch vorhanden und jetzt (1927) abgängig sind, durch Holzwände der vorbeschriebenen Art ersetzt.

Der wasserführende Querschnitt erhielt auf 11 m Sohlenbreite eine

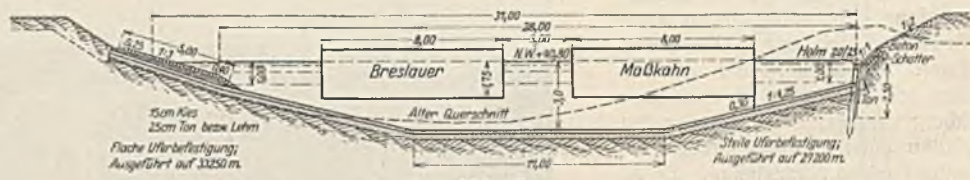


Abb. 5.

Wassertiefe von 3 m. Die anschließenden 1:4,25 geneigten Böschungen schneiden die steile Ufersicherung bei 1 m Wassertiefe an. Bei Anordnung der flachen Ufersicherung erreicht diese Böschung den Fuß der Stein-schüttung ebenfalls in 1 m Wassertiefe. Auf diese Weise ergab sich eine Wasserspiegelbreite von 28 m bei Anordnung der steilen, von 31 m bei der einseitigen und von 34 m bei Anordnung der beiderseitigen flachen Ufersicherung (Abb. 5). Der so gewonnene wasserführende Querschnitt beträgt 67,5 m², so daß sich für das eingetauchte Schiff bei größtem zugelassenen Tiefgang von 1,75 m ein Eintauchverhältnis von 67,2:8 · 1,75 = 4,79 ergibt. Bei Begegnungen ist demnach jetzt fast immer noch dasselbe Verhältnis vorhanden, wie es bei Anlage des Kanals für den einzelnen Kahn bemessen war (36,4 m²).

Die nutzbare Wasserbreite in 2,05 m Tiefe, d. h. also in der Tiefe, wo vollbeladene Fahrzeuge noch 0,30 m Wasser unter dem Boden haben,

beträgt somit 19 m, so daß in den seltenen Ausnahmefällen, wo zwei vollbeladene Schiffe aneinander vorüberfahren müssen, für die Begegnung noch ein Zwischenraum zwischen den Fahrzeugen von 3 m, sonst aber stets mehr vorhanden ist (Abb. 5).

Besondere Sorgfalt mußte der Aufrechterhaltung der in dieser, der Scheitelstrecke des Kanals vorhandenen künstlichen Dichtung gewidmet werden. Bei der ersten Anlage des Oder-Spree-Kanals hatte man geglaubt, mit einer einfachen Lehmschlammung diese durchweg in feinen Sand eingeschnittene Kanalstrecke dichten zu können. Diese Annahme hatte sich jedoch als irrig erwiesen. Schon bald nach der Fertigstellung des Kanals machten sich an zahlreichen Stellen der angrenzenden Niederungen, und zwar teilweise bis zu 5 km Entfernung vom Kanal, Verwässerungen bemerkbar, zu deren Beseitigung im Laufe der Jahre bedeutende Mittel an Entschädigungen für den Ausbau von Grabennetzen und für Nachdichtungen hatten aufgewendet werden müssen, abgesehen von den Kosten für die Wasserhebung, die diese unnötig zu beschaffenden Wassermengen jahraus, jahrein erforderten. Es wurden daher von vornherein diejenigen Flächen, deren Verwässerung beim Ausbau mit Sicherheit zu erwarten war, in Größe von rd. 100 ha angekauft und im übrigen eine gründliche Dichtung und ein großzügiger Ausbau des gesamten Entwässerungsnetzes durchgeführt. Als Dichtung wurde auf 22 km Länge, wo der Grundwasserstand unter dem Kanalwasserspiegel lag, eine Lehmschicht von 25 cm Stärke mit darüberlagernder 15 cm starker Kiesschutzschicht eingebracht. Diese Arbeit geschah, da ja der Kanal während der Erweiterungsarbeiten nicht gesperrt werden durfte, in der Weise, daß der Lehm aus den Förderprahnen über Bord geworfen wurde. Seine Beschaffenheit und Zusammensetzung, insbesondere sein Sandgehalt war so gewählt, daß der Lehm, sobald er im Wasser lag, zerfiel und eine zähe, den Boden überziehende zusammenhängende Schicht bildete. Während der winterlichen Schifffahrtspause hatte man anfangs eine Strecke von 800 m unter Wasserhaltung im Trockenem mit Ton gedichtet. Doch da dieses Ergebnis nicht günstiger ausfiel als die im Naßverfahren erzielten Dichtungen, wogegen die Kosten die doppelte Höhe erreichten, so wurde für die Zukunft das Naßverfahren beibehalten, das obendrein einen flotten Baufortschritt gewährleistete. Die Dichtung wurde auf den zu dichtenden Strecken jederseits um 200 m weiter ausgedehnt, als die Lage des Grundwassers zum Kanalwasserstand erfordert hätte. Im Anschluß daran wurde noch eine Strecke weiter (rd. 200 m) die Sohle in etwa 8 bis 10 cm Stärke mit Lehm überschlämmt. Eine besondere Kiesschutzdecke ist auf den geschlämmten Strecken nicht aufgebracht worden und hat sich auch im Laufe der Zeit nicht als erforderlich erwiesen.

Auf der Scheitelstrecke führten 13 Brücken über den Kanal, die bei der ersten Herstellung des Oder-Spree-Kanals als Brücken mit je zwei Öffnungen von je 10 m Lichtweite hergestellt worden waren. Die Mittelpfeiler, die sich als schwere Verkehrshindernisse erwiesen hatten, wurden endgültig beseitigt und die Brücken als neue Bauwerke mit 40 m Lichtweite in einer Öffnung in der Nähe der bisherigen so über den Kanal gespannt, daß sie bei Normalwasser eine lichte Höhe von 4,0 m freiließen. Von den 13 Brücken sind zwei in Eisenbeton, die übrigen mit eisernen Überbauten ausgeführt worden. Vier von ihnen, die im Zuge von Haupt- und Kreisstraßen liegen, haben eine Fahrbahnbreite von 7,5 m, die übrigen als Bauwerke in untergeordneten Straßenverbindungen und Feldwegen eine solche von 4,5 m erhalten. Besondere Fußwege sind nirgends angelegt worden.⁵⁾ — Außer den Brücken waren fünf einfache und ein Doppeldüker tiefer zu legen und zu verlängern. Diese Arbeiten, durch die einerseits die Schifffahrt im Kanal nicht gestört werden durfte, die andererseits aber auch der Aufrechterhaltung der Vorflut für die betreffenden Wasserläufe Rechnung tragen mußten, waren trotz ihres geringen Umfanges zum Teil mit großen Schwierigkeiten und hohen Kosten verbunden.

Bei Anlage des Oder-Spree-Kanals hatte man an der Sandfurtbrücke (km 93,3), sowie bei Schlaubelhammer (km 108,5) und 300 m oberhalb der Oberschleuse Fürstenberg Sicherheitstore eingebaut, die verhindern sollten, daß bei etwaigen Dammbrüchen die angrenzenden Kanalstrecken trocken-liefen und die Schifffahrt in größerem Umfange in Gefahr geriete. Infolgedessen waren diese Sicherheitstore, die ähnlich wie die Brücken aus je zwei Öffnungen, aber nur von je 8,6 m lichter Weite bestanden, selbsttätig eingerichtet. Diese Sicherheitstore hatten sich infolge der geringen Lichtweiten ebenso wie die Brücken im Laufe der Zeit als um so größere Verkehrshindernisse erwiesen, als die 8 m breiten Kähne zunahmen, ganz abgesehen davon, daß sie infolge ihrer empfindlichen Bauweise im Anfang häufig schon in Tätigkeit traten, wenn ein Dampfer starke Wellenbewegung erzeugte. Die Beseitigung dieser Sicherheitstore konnte um so unbedenklicher vertreten werden, als innerhalb von zwei Jahrzehnten die Standfähigkeit und Dichtigkeit der Dämme sich außerordentlich verbessert hatte. Lediglich an Stelle des alten Sicherheitstores bei Fürstenberg wurde ein Nadelwehr von 60,7 m Lichtweite auf einem Beton-Grundbett zwischen Spundwänden eingebaut, das dazu dient, den alten Abstieg bei den winterlichen Ausbesserungen trocken-zulegen und so die Möglichkeit zu schaffen, auch den oberen Vorhafen und die Leitwerke einer gründlichen Prüfung und Instandsetzung zu unterziehen. (Schluß folgt.)

⁵⁾ Näheres siehe Zentralbl. d. Bauverw. 1914, Nr. 69, Aufsatz von Ahlefeld, „Alte und neue eiserne Brücken über den Oder-Spree-Kanal“.

Alle Rechte vorbehalten.

Neuere Verstärkungen von Massivbrücken für die Deutsche Reichsbahn, Gruppe Bayern.

Von Oskar Muiy, Direktor und techn. Leiter der Wayss & Freytag A.-G., Niederlassung Halle (Saale), früher München.

Durch die erneute Vergrößerung der Verkehrslasten wurde die Deutsche Reichsbahn in den letzten Jahren in erhöhtem Maße veranlaßt, die konstruktiven und statischen Verhältnisse ihrer Brückenbauwerke nachzuprüfen und die Baumaßnahmen zu treffen, die zur Sicherung des Betriebes notwendig sind. Die Eigenart der Aufgaben und die Fortschritte der Ingenieurtechnik brachten es mit sich, daß hierfür teilweise neue Wege beschritten wurden. Die vorhandenen alten Bauwerke sind nur in Stein und Eisen ausgeführt, und erst in den letzten Jahren ist man dazu übergegangen, in geeigneten Fällen auch Eisenbetontragwerke unter Gleisen herzustellen. Es ist anerkennenswert, daß auch die Gruppe Bayern, die bisher den Erfahrungen der übrigen Stellen mehr abwartend gegenüberstand, durch die Ausführung nachstehender vom Verfasser vorgeschlagener Konstruktionen dem Eisenbeton ein wichtiges Anwendungsgebiet zugewiesen hat.

1. Eisenbahnviadukt Kläham bei km 91,357 Bahnlinie München—Regensburg.

Der zweigleisige Viadukt (Abb. 1) wurde in den 50er Jahren des vorigen Jahrhunderts in Ziegelstein mit teilweiser Muschelkalkverblendung erbaut. Er besteht aus fünf halbkreisförmigen Bogenöffnungen von je 7,30 m Spannweite und 13 m Höhe und ist auf Pfahlrosten gegründet. Im Laufe der Zeit kamen letztere, insbesondere die oberen 6 cm starken durch-

gehenden Dielenbeläge zum Faulen, da kein Grundwasser vorhanden war; dies wurde vielmehr bei Baubeginn erst in 6 m Tiefe erbahrt, während die Pfahlköpfe nur 3 m unter Gelände lagen. Durch das Nachgeben des faulenden Holzes senkten sich die Pfeiler teilweise, wodurch in den 73 cm starken Gewölben, im Verein mit den im Laufe der Zeit vergrößerten Nutzlasten, gefährliche Längs- und Querrisse, letztere besonders in den Bogenvierteln, verursacht wurden. Auch in den unzulässig hoch beanspruchten Pfeilerschaften ergaben sich Beschädigungen bedenklicher Art. Die bauseitig getroffenen Gegenmaßnahmen, wie das Einziehen von Ankern, Ausbetonierung der Gewölberücken usw., konnten dem Fortschreiten der Zerstörung nicht Einhalt gebieten, da sie der Grundursache nicht entgegentraten, der kranken Fundierung. Die fugenlos durchgehende Hinterbetonierung der Gewölbe, als deren Verstärkung und als bessere Übertragung des

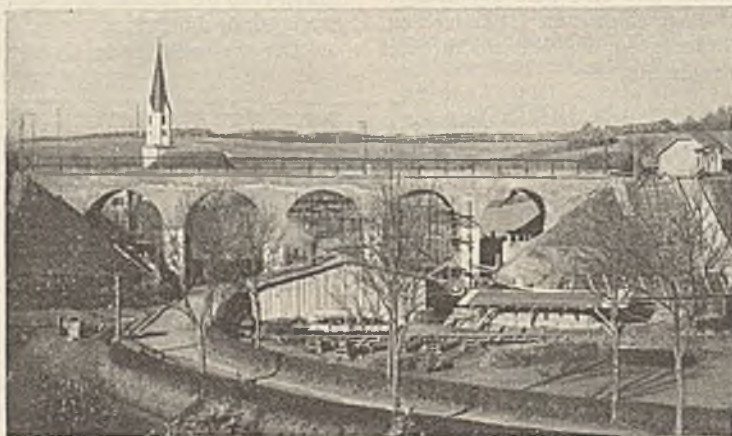


Abb. 1. Viadukt Kläham. Alter Viadukt mit Baustelleneinrichtung.

wagerechten Schubes gedacht, hatte sogar den Nachteil, daß dadurch ihre elastischen Eigenschaften stark verringert oder aufgehoben wurden und dadurch die Rissebildungen bei Temperaturwechsel und den aufgetretenen Kämpferschiebungen ungünstig beeinflusste.

Die Beschädigungen waren im Jahre 1924 so weit vorgeschritten, daß die Aufsichtsbehörde, die Reichsbahndirektion Regensburg, den Plan faßte, den Viadukt abzurechen und durch einen Neubau in Eisen zu

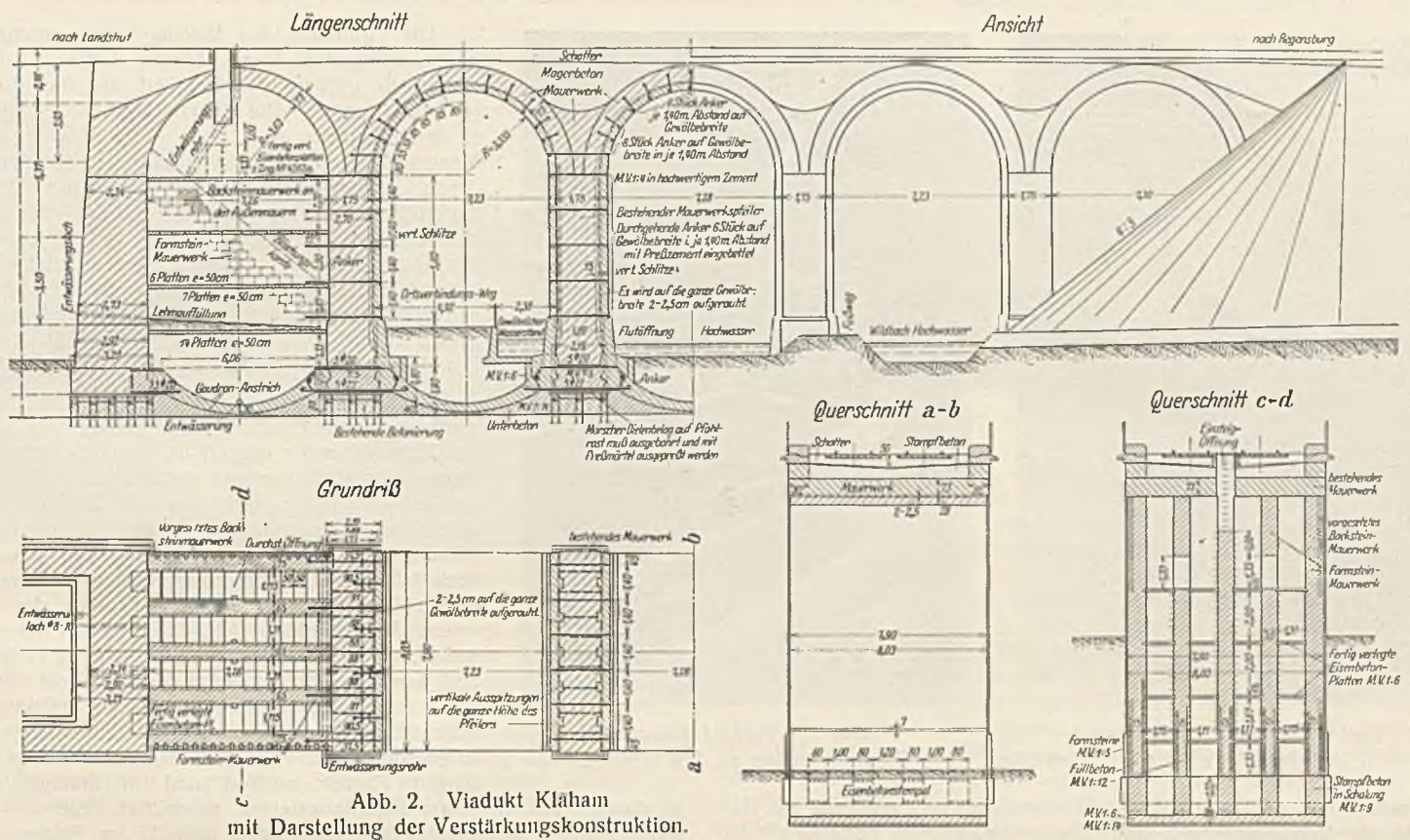


Abb. 2. Viadukt Kläham mit Darstellung der Verstärkungs-konstruktion.

ersetzen, um so mehr, als die inzwischen durchgeführte Berechnung für Lastenzug *N* ergeben hatte, daß Aufbau und Fundierung hierfür keinesfalls genügen. Da man bei der Gruppenleitung aus wirtschaftlichen und architektonischen Gründen das alte Bauwerk, das sich besonders gut in die Landschaft einfügte, gern erhalten hätte, schlug die Wyss & Freytag A.-G., Niederlassung München, auf Veranlassung des Brückenreferats beim Baukonstruktionsamt daselbst eine konstruktive Lösung vor, die bei voller Garantieübernahme durch die Firma und ohne Störung des architektonischen Gesamtbildes die Schäden behob und der neuen Vergrößerung der Verkehrslasten Rechnung trug. Es ist das Verdienst der Gruppenleitung, dem Vorschlage zugestimmt und damit die Grundlagen für eine Reihe ähnlicher Bauaufgaben gefunden zu haben.

Die Wiederherstellung des Bauwerks konnte nur bei radikaler Durchführung den zielgesetzten Erfolg haben. Es wurde daher bei ihrer Berechnung von der statischen Mitwirkung des alten Aufbaus von vornherein abgesehen und die vorhandene Gründung mit den der Auflösung verfallenen Holzrosten als illusorisch betrachtet. Zu diesem Zweck wurden nach Abb. 2 in die drei mittleren Bogenöffnungen neue Eisenbetongewölbe mit anschließenden Pfeilerwänden und umgekehrten Fundamentgewölben eingebaut.

Die letzteren sind so ausgebildet, daß sie die gesamten Lasten aus Verkehr und Eigengewicht des neuen und alten Aufbaus mit Sicherheit auf den Baugrund übertragen, so daß eine weiter fortschreitende Zerstörung der alten Fundierung keinen Einfluß auf die Standsicherheit des Bauwerks hat.

Die aufgehenden Eisenbetongewölbe sind 30 cm stark, beiderseits mit je 5 R.-E. 16 mm bewehrt und mit dem alten Bauwerk durch eiserne 22 mm starke Anker verbunden, die in Bohrlöcher mit Preßzementmörtel zugfest eingebettet sind. Die 30 cm starken seitlichen Wandverstärkungen der Pfeiler sind ebenfalls durch 22 mm starke, durch den ganzen Schaft hindurchgehende Rund-eisenanker miteinander verspannt. Zur weiteren guten Versteifung und Verbindung mit dem alten Mauerwerk sind in letzterem schwalbenschwanzförmige Nuten eingehauen, die vom Fundament bis zum Traggewölbe durchlaufen. Außerdem wurden sämtliche durch den Einbau berührten Mauerflächen durch Preßluftmeißel etwa 2,5 cm stark aufgeraut. Traggewölbe und Seitenwände sind in hochwertigem Zement in Mischung 1:4 hergestellt. Abb. 3 zeigt die Konstruktion und Bewehrung des ganzen Einbaues, Abb. 4 die am Bau verlegte Bewehrung des Traggewölbes für die zweite Brückenhälfte und Abb. 5 die Preßluftarbeiten am alten Mauerwerk mit Auspressen der eisernen Wandanker.

Die Bodengewölbe, für die normaler Portlandzement in

Mischung 1:6 verwendet wurde, sind mit 30 cm Scheitelstärke auf Unterbeton ausgeführt. Es war vorgesehen, daß die Gewölbe an den Kämpfern mit Verzahnung in das alte Fundamentmauerwerk eingreifen sollten, um die Last der alten Pfeiler aufnehmen zu können. Während der Ausführung stellte sich jedoch heraus, daß die Fundamente aus sehr schlechtem Bruchsteinmauerwerk bestanden, dessen Mörtelverband verwittert war und daher keine Festig-

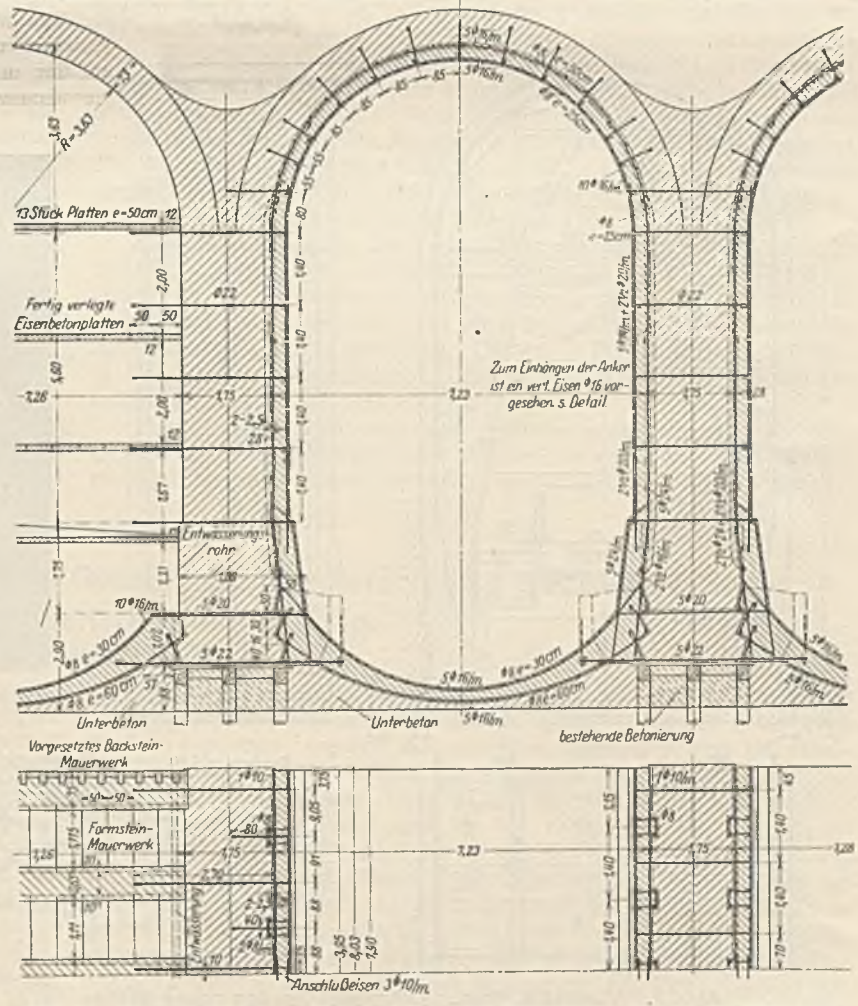


Abb. 3. Viadukt Kläham. Konstruktion und Bewehrung des neuen Einbaues.

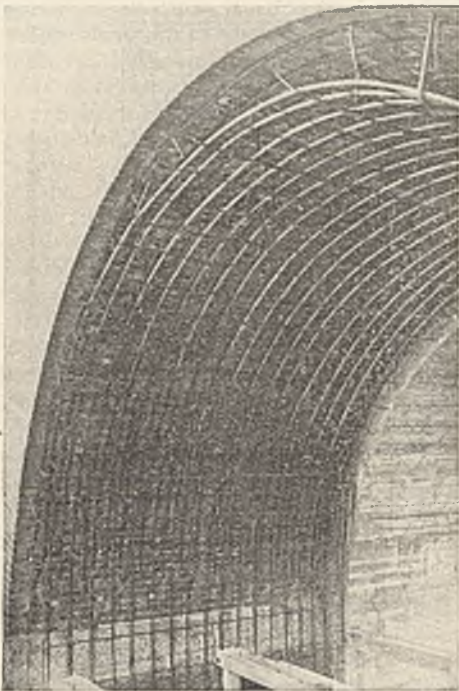


Abb. 4. Viadukt Klähäm. Bewehrung des Traggewölbes u. fertigbetonierte erste Gewölbehälfte.

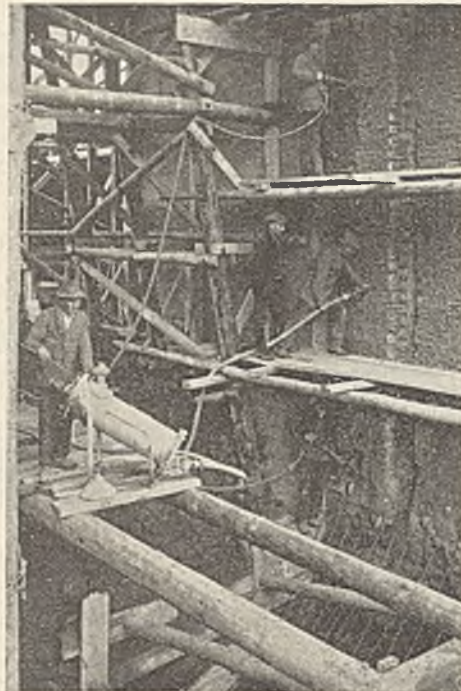


Abb. 5. Viadukt Klähäm. Preßluftarbeiten an den Pfeilern.

keit mehr besaß, so daß es nicht möglich war, durch Bearbeitung die Herstellung der Verzahnung und damit einen einwandfreien Verbund mit den neuen Gewölben zu bewirken; außerdem erschien es unzulässig, die großen Gewölbedruckkräfte auf dieses wenig feste Mauerpolster abzusetzen. Man entschloß sich daher zur Unterfangung der alten Pfeiler durch je vier Eisenbetonträger, deren Stirnflächen ebenfalls mit Verzahnung ausgebildet wurden und die für sich imstande sind, den ganzen Gewölbedruck aufzunehmen. Bei dem erforderlichen Fundamentausruch wurde auch gleichzeitig der verfaulte Dielenbelag entfernt. Abb. 6 zeigt die eingebaute Stempel und das dazwischenliegende schlechte Mauerwerk.

Die Gründung der Bodengewölbe geschah auf trockenem gelben bzw. blauen Letten, der eine wesentlich größere Tragfähigkeit als die ihm zugemutete besitzt. Die Betonierung wurde zuerst bis zu den Kämpfern, also ohne Anschluß an das alte Mauerwerk durchgeführt, worauf die beiden seitlichen Betonwände hergestellt und das Gewölbe hinterfüllt wurde. In einem Versuchsfalle brachte man eine weitere Belastung auf, wobei jedoch bei genauester Messung keine Bodenzusammenpressung festgestellt werden konnte. Beim Betonieren der aufgehenden Wände wurde sodann der Kämpferanschluß an die alten Fundamente bewirkt. In Abb. 3 ist die Bewehrung der Gewölbe dargestellt.

Die Verstärkung der beiden Endöffnungen wurde auf eine grundsätzlich andere Art als die der Mittelöffnungen ausgeführt. Ein Ab- bzw. Unterfangen der Widerlager war wegen der unverhältnismäßig hohen Kosten nicht möglich. Es mußte daher eine Konstruktion gefunden werden, die auf die Mitwirkung der Widerlager verzichtet und damit unbeeinflusst bleibt durch eine etwaige Senkung derselben infolge fortschreitenden Faulens des Pfahlrostes. Dies wurde erreicht durch je vier Betonlängswände, die die Endöffnungen scheibenartig verspannen und damit in der Lage sind, den Erddruck und den Schub des benachbarten Gewölbes aufzunehmen, während die Gewölbewirkung der Endöffnung selbst aufgezehrt wird. Die Wände sind auf gewölbeartigen Platten fundiert und in Stampfbeton in Mischung 1:12 zwischen Betonformsteinen ausgeführt. Sie sind durch fertig verlegte wagerechte Eisenbetonplatten von 12 cm Stärke in vier Etagen gegen den seitlichen Erddruck der Dammböschungen versteift. Während der Hochführung der Mauern hatten die druckfesten Platten die Stelle der wagerechten Querverbolzung einzunehmen. Die Hohlräume zwischen den Wänden sind durch entsprechende Öffnungen und Steigleisen zu begehen und die äußeren Mauerstirnflächen mit Klinker verkleidet.

Der Berechnung des Einbaues wurde Lastenzug N mit 25 t Achsdruck und 50% Stoßzuschlag sowie die festgesetzten Brems- und Anfahrkräfte zugrunde gelegt. Es wurde die ungünstige Annahme gemacht, daß das alte Mauerwerk statisch nicht mitwirkt, so daß der Einbau für sich die gesamten Verkehrslasten aufnimmt. Hierdurch wird die Rechnung einfach und klar, und die vorhandene Sicherheit ist in Wirklichkeit größer, als es jene voraussetzt. Das alte Gewölbe soll lediglich sich selbst tragen und

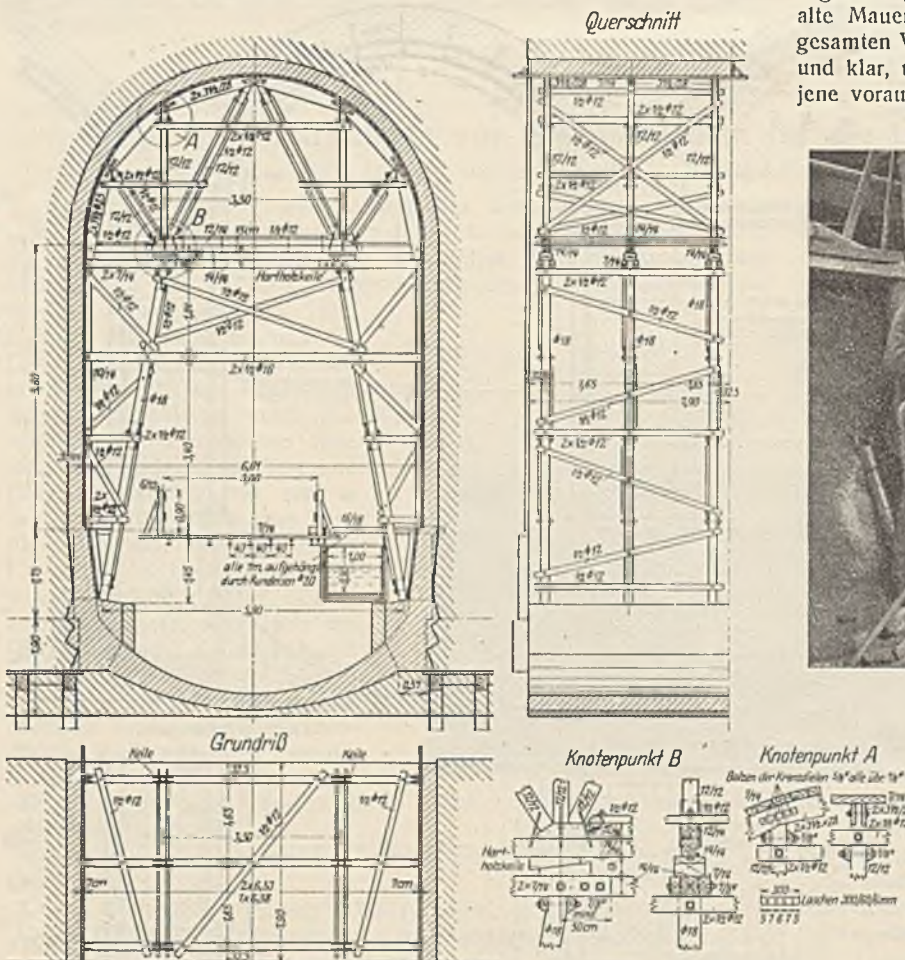


Abb. 7. Viadukt Klähäm. Lehrgerüst für den neuen Einbau mit Abfangung von Bachlauf und Straße.

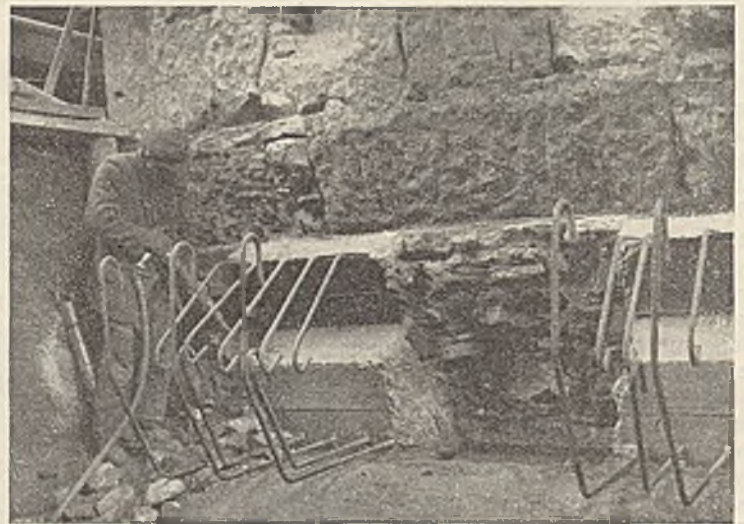


Abb. 6. Viadukt Klähäm. Eisenbetondruckstempel unter den alten Pfeilern.

als Zwischenkoffer die Verkehrslasten auf das neue Gewölbe übertragen. Letzteres ist als eingespannter Bogen nach dem von Mörsch angegebenen Verfahren berechnet, wobei die Kämpfer mit 25° Zentriwinkel angenommen sind. Die ermittelten Spannungen für den symmetrisch bewehrten Querschnitt und den ungünstigsten Belastungsfall ergeben sich zu $\sigma_b = 50$ und $\sigma_e = 1200$. Die beiden Wandverstärkungen eines Pfeilers sind durch die Verankerungen und Rippen unverschieblich und knicksicher festgehalten. Sie bilden daher zwei zusammenwirkende Kraftstäbe, die ohne Mit-

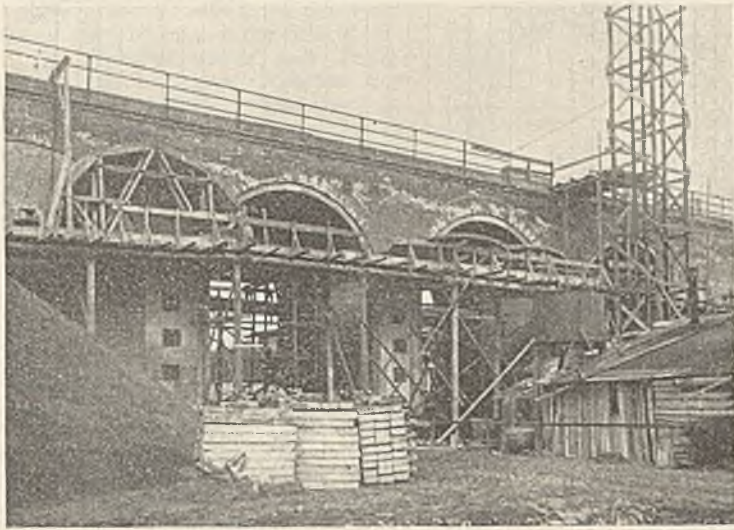


Abb. 8. Viadukt Kláham. Fertige erste Brückenhälfte.



Abb. 9. Ansicht des wiederhergestellten Viaduktes Kláham.

wirkung des Pfeilerquerschnitts den Kämpferdruck des neuen Gewölbes aus Verkehrslast, die in Schienenoberkante wirkenden Brems- und Anfahrkräfte und das Eigengewicht des Einbaues aufzunehmen haben. Die sich hieraus ergebenden Kraftresultierenden erzeugen nach dem Hebelgesetz in den einzelnen Höhenschnitten der Verstärkungen teils reine Zug- bzw. Druckkräfte, nach denen sich die Bemessung ergab. Auf den stärkst beanspruchten wagerechten Schnitt in Sockelhöhe entfällt bei $R = 273 \text{ t}$ ein $M_m = 900 \text{ tm}$, das in den Wandstäben eine Betonpressung von 21 kg/cm^2 und eine Zugkraft von 57 t hervorruft, wofür eine lotrechte Bewehrung von 48 cm^2 , natürlich in beiden Wänden, eingelegt wurde.

Die Bodengewölbe haben sämtliche Auflasten einschließlich des alten Bauwerks aufzunehmen, womit die alten Fundamente sicherheitshalber von der Lastübertragung ausgeschaltet sind. Hiermit ergibt sich eine Bodenpressung von $2,08 \text{ kg/cm}^2$ und bei 30 cm Scheitelverstärkung eine Betonpressung von 22 kg/cm^2 . Die Gewölbe sind beiderseits mit $5 \text{ R.-E. } 16 \text{ mm}$ bewehrt und ergeben neben ihrer konstruktiven Notwendigkeit zur Übernahme der Last eine erwünschte Verspannung der Pfeiler.

Die Ausführung der schwierigen Arbeit fiel in den Winter 1924. Die Verstärkung wurde in zwei Etappen, für je eine Brückenhälfte durchgeführt, wobei jeweils das in Frage kommende Ferngleis außer Betrieb gesetzt wurde. Mit der Baustelleneinrichtung und dem Erdaushub wurde Ende Oktober 1924 begonnen. Da elektrischer Strom nicht zur Verfügung stand, mußte eine besondere Kraftstation eingerichtet werden, bestehend aus einer 35-PS-Lokomotive für den Antrieb der Betonmaschine, des Maschinenaufzugs und der Betriebswasserpumpe. Als Betoniermaterial wurde Deggendorfer Donaukies verwendet, der an der Dammböschung durch unmittelbaren Abwurf entladen wurde. Der unter dem Viadukt durchlaufende Mühlbach ist zur Ausführung des anliegenden Bodengewölbes durch ein großes Holzgerinne abgefangen und die nebenan liegende Straße zur Aufrechterhaltung des Verkehrs überbrückt worden. Im Schutze der Abfangung wurde das Gewölbe und die neue Bachumschließung hergestellt. Die Anordnung ist aus Abb. 7 zu ersehen, in der auch die aufgehende Rüstung dargestellt ist. Letztere wurde nur häufig ausgeführt und für den zweiten Bauabschnitt durch Lockerung einiger Stäbe seitlich verschoben. Im übrigen ist die Rüstung nach den bekannten

Grundsätzen durchgebildet. Das Untergerüst samt Wandabsteifung benötigte 5% , das Obergerüst 7% des umbauten Raumes.

Der Beton für den Aufbau wurde in Muldenkippern mittels Fahrstuhles und wagerechter Fahrbrücken gefördert. Die beiden Seitenwände einer Öffnung wurden in zwei Schichten betoniert, während das Gewölbe in einer Schicht geschlossen werden konnte. Hierbei wurde der untere Gewölbebeton bis zu einem Zentriwinkel von etwa 30° seitlich von Hand eingebracht, der folgende bis zu einem Winkel von etwa 60° mittels eiförmiger gelenkiger Blechrohre, die von oben durch die alten Gewölbe hindurch eingeführt und gefüllt wurden, während das noch im Scheitel verbleibende Gewölbestück von rd. 3 m Breite von oben durch die $80/100 \text{ cm}$ große Öffnung mit Überdruck geschlossen werden konnte. Durch geeignete Zusammensetzung und Konsistenz des Betons und unter ständigem Klopfen der Schalung mit Preßluftschlämmern wurde ein völlig dichter Anschluß des Betons an das alte Mauerwerk, auch unmittelbar im Scheitel, erreicht. Abb. 8 zeigt die fertige erste Brückenhälfte.

Die drei mittleren Gewölbe der ersten Brückenhälfte waren bereits am 20. Dezember 1924 fertiggestellt, wobei bis zu 15° Kälte betoniert werden mußte. Neben den üblichen Vorsichtsmaßnahmen wurden die Bogenöffnungen mit Strohmatte verhängt und der dadurch abgeschlossene Raum leicht erwärmt. Der Beton hatte bereits nach einigen Tagen große Festigkeit und zeigte nach der allgemeinen Ausschalung Mitte Januar eine vorzügliche Qualität, was auch von der Bauherrschaft anerkannt wurde. Durch die rasche Vollendung der ersten Brückenhälfte hat die Reichsbahn die Kosten für den Einbau einer schweren Stützrüstung erspart, die sie in der befahrenen zweiten Hälfte mit Rücksicht auf die Betriebssicherheit für den Fall vorgesehen hatte, daß die erstere nicht bis Ende 1924 fertiggestellt werden konnte. Weitere bedeutende Ersparnisse haben sich für die Baubehörde durch die Ausführung unseres Entwurfs dadurch ergeben, daß die Entfernung der alten Brücke und die Herstellung der ursprünglich vorgesehenen Eisenkonstruktion auf mehr als das Doppelte der für die Wiederherstellung aufgewendeten Kosten zu stehen gekommen wäre.

Ende Januar wurde der Verkehr auf die verstärkte Brückenhälfte umgelegt und hierauf der zweite Bauabschnitt in weiteren $2\frac{1}{2}$ Monaten beendet. Mit der vorhandenen Preßluftanlage wurden auch die Risse im alten Mauerwerk ausgepreßt. Die alten Backsteinsichtflächen sind nach Ausbesserung erhalten geblieben. Die neuen Eisenbetongewölbe treten in ihrer Wirkung unauffällig zurück, so daß das frühere Gesamtbild nahezu unverändert geblieben ist (Abb. 9).

Der Viadukt bietet nach seiner Wiederherstellung nunmehr volle Gewähr für ein tragfähiges und sicheres Bauwerk, das auch etwaigen künftigen Laststeigerungen anstandslos gewachsen ist. (Schluß folgt.)

Das ω -Verfahren der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft zur Berechnung gedrückter Stäbe aus Holz in zeichnerischer Darstellung.

Alle Rechte vorbehalten.

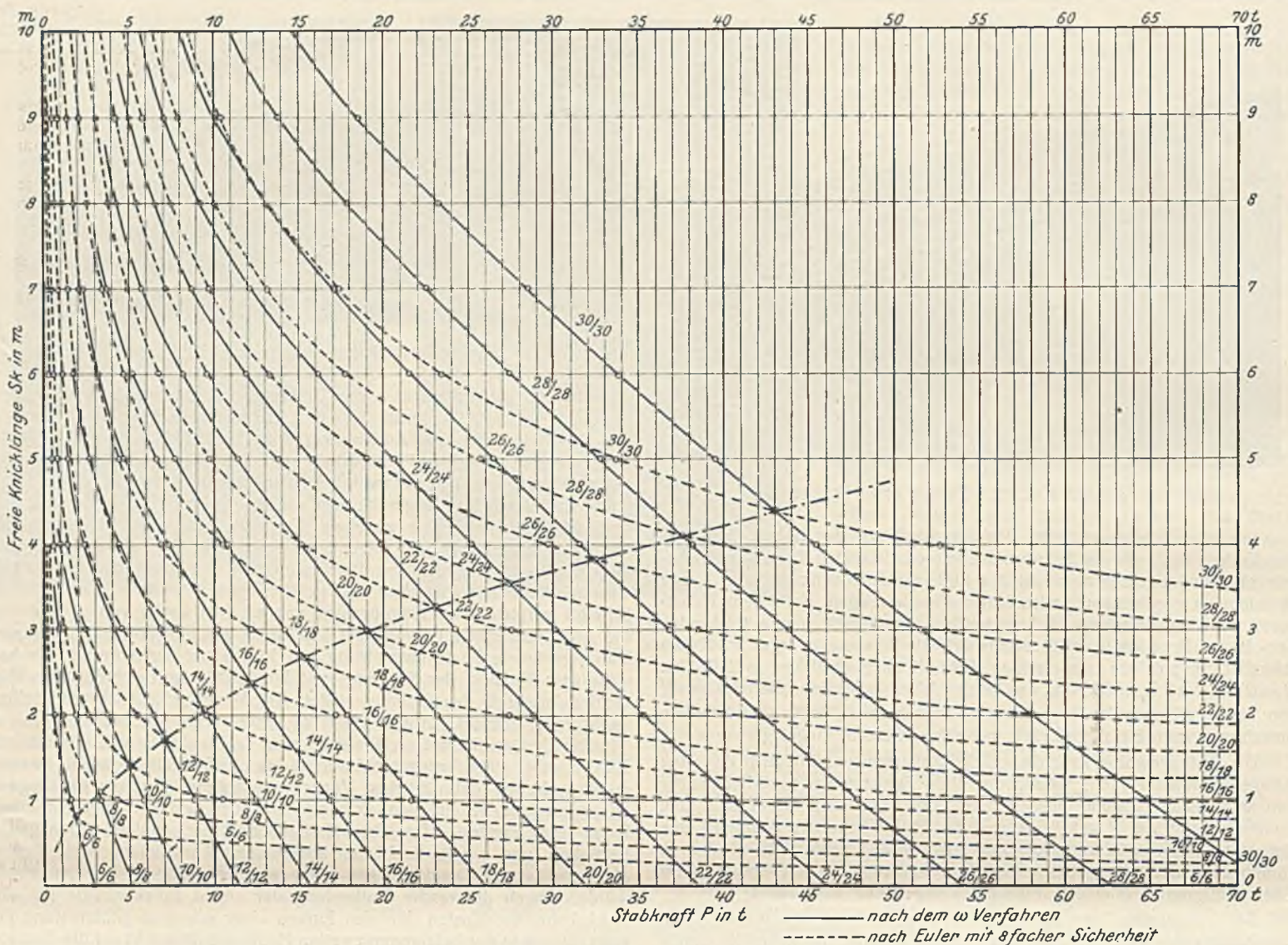
Von Dr.-Ing. W. Stoy, Holzminden.

Die von der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft durch Verfügung der Hauptverwaltung vom 12. Dezember 1926 herausgegebenen „Vorläufigen Bestimmungen für Holztragwerke (BH)“ sind bereits verschiedentlich besprochen worden, u. a. von Reichsbahnoberrat Dr.-Ing. K. Schächterle, Stuttgart, den man wohl zum Teil als ihren geistigen Urheber ansprechen darf, in der „Bautechnik“ 1927, Heft 2 u. 7. Bezüglich der Berechnung gedrückter Stäbe schließen sie sich an das ω -Verfahren, das für Flußstahl durch ministerielle Verordnung vom 25. Februar 1925 vorgeschrieben ist, an. Durch neuere Versuche der Eidgen. Materialprüfungsanstalt in Zürich ist die auf Grund der Tetmajerschen Versuche angenommene Knickspannungslinie bestätigt worden. Entsprechend den Vorschriften für Eisenbauwerke sind auch für Holz „Gebrauchsformeln“ sowohl für rechteckigen wie für quadratischen Querschnitt aufgestellt worden. Diese Formeln gelten aber nur für den elastischen Bereich; sie liefern ferner Querschnitte, bei denen

die zulässige Grenze der Spannungen gewöhnlich etwas überschritten wird (bei Nadelholz zwischen 80 und 85 kg/cm^2). Auf den „elastischen Bereich“ angewandt, ergeben sich, besonders wenn λ den Wert 100 erheblich überschreitet, Abmessungen, die wesentlich zu groß sind.

Auf der umstehenden Tafel ist die Übersichtlichkeit der zeichnerischen Darstellung benutzt und für die Praxis die Abhängigkeit der freien Knicklänge s_k , der Stabkraft P und des Querschnittes dargestellt. Die entsprechenden Schaulinien sind ausgezogen und endigen dort, wo λ den Wert 150 erreicht. Um die Darstellung möglichst übersichtlich zu gestalten, sind nur quadratische Querschnitte von $6/6$ bis $30/30$ berücksichtigt, und zwar in den Abstufungen, wie sie die Reichsbahnvorschriften auf S. 12, Tafel 1, vorschreiben, mit Weglassung der Werte $7/7$ und $9/9$.

Da aber auf Grund der amtlichen Hochbauvorschriften vom 24. Dezember 1919 die Eulerformel mit 7- bis 10facher Sicherheit für Holz noch



Tafel zur Querschnittbestimmung gedrückter Stäbe aus Holz nach dem ω -Verfahren der „Vorläufigen Bestimmungen für Holztragwerke (BH).“

gültig ist, erschien es erwünscht, die gleichen Beziehungen in zeichnerischer Darstellung aufzutragen. Die Schaulinien, die bekannten Hyperbeln, sind — Sicherheitsgrad 8 — gestrichelt eingezeichnet. Diejenigen Punkte, bei denen sich nach dem ω -Verfahren und nach der Eulerformel die gleichen Querschnitte ergeben, sind durch eine strichpunktierte Kurve miteinander verbunden. Der Sicherheitsgrad, der nach Euler 8 ist, sinkt auf dieser

Schaulinie nach dem ω -Verfahren auf 4,13 bei einem Schlankheitsgrade λ von rd. 51. Unterhalb dieser Kurve wird die zulässige Stabkraft bei gegebener Knicklänge und gegebenem Querschnitt nach Euler größer, während sich oberhalb die Verhältnisse natürlich umkehren. Die Tafel ist für den praktischen Gebrauch beim Berechnen gedrückter Stäbe bestimmt sowohl nach dem ω -Verfahren wie nach der Eulerformel.

Alle Rechte vorbehalten.

Vom Bau des Shandaken-Tunnels.¹⁾

Der Shandaken-Tunnel bildet einen Teil der Catskill-Wasserversorgungsanlage für die Stadt New York,²⁾ er verläuft zwischen Prattsville und Shandaken in vorwiegend nordsüdlicher Richtung, jedoch im Grundriß mehrfach geknickt und ist mit 29 km der längste eigentliche Tunnel überhaupt. Vorgeschlagen wurde er bereits 1886, entworfen seit 1903, ausgeführt ist er von November 1917 bis Oktober 1924. Sein Querschnitt ist hufeisenförmig, im lichten 3,5 m hoch und 3,12 m breit; seine Wasserführung ist auf 28,5 m³/Sek. berechnet, mit Ausnahme des nördlichen Endes wird er als Freispiegelstollen betrieben (Abb. 1).

Bemerkenswert ist seine Bauausführung von sieben Zwischenschächten aus, die 120 bis 190 m tief und je 2,1 bis 4,3 km voneinander entfernt

sind. Ihr lichter Durchmesser beträgt 4,3 m, sie sind ebenso wie die ganze Tunnelstrecke mit Beton ausgekleidet und können beim Betriebe der Wasserleitung als Standrohre wirken.

Mit Ausnahme der südlichen 160 m liegt der Tunnel in Felsen, teils in grobkörnigem grauem Sandstein, der schwer zu bohren, aber tragfähig ist, teils in rotem Sandstein, rotem oder grauem Tonschiefer, die sich gut bohren und schießen ließen, aber fast stets eine Auszimmerung verlangten. An einigen eingelagerten leetigen oder schlammigen Schichten fanden Wassereintritte statt, bis zu 640 l/Min., aber nach wenigen Tagen auf etwa $\frac{1}{3}$ abnehmend; sonst war der Tunnel sehr trocken. Die Temperatur konnte während des Baues durchgehends auf 15° gehalten werden, obwohl die Überlagerungshöhe zwischen 60 und 660 m wechselte.

Die Schächte wurden 1918 und 1919 durch einen besonderen Unternehmer abgeteuft; zwischen ihrer Fertigstellung und dem Vortrieb der anschließenden Tunnelstrecken lag jedesmal eine Pause von einigen Monaten. Die Anordnung der Bohrlöcher im Schacht zeigt Abb. 2, die Bohrlöcher waren zwischen 2,2 und 3,0 m tief, der Sprengstoffverbrauch betrug im Mittel 1,8 kg f. 1 m³ gelöstes Gestein. Die Wandungen wurden verkleidet mit Beton 1:2 $\frac{1}{3}$:4 $\frac{2}{3}$; dabei wurde teils Quetschsand und Steinschlag von den Ausbruchmassen, teils Grubenkies und Feldsteine verwendet. Die wasserführenden Stellen konnten durch Einspritzen von Zementmilch (25 l auf 34 l Wasser) gedichtet werden, in einem Falle wurden gegen 400 l mit etwa 4 at eingepreßt. Die Geschwindigkeit des Abteufens war etwa

¹⁾ Nach einem Bericht von R. W. Gausmann in „Proceedings Am. Soc. Civ. Eng.“ vom Mai 1927.

²⁾ Vergl. „Die Bautechnik“ 1927, Heft 8.

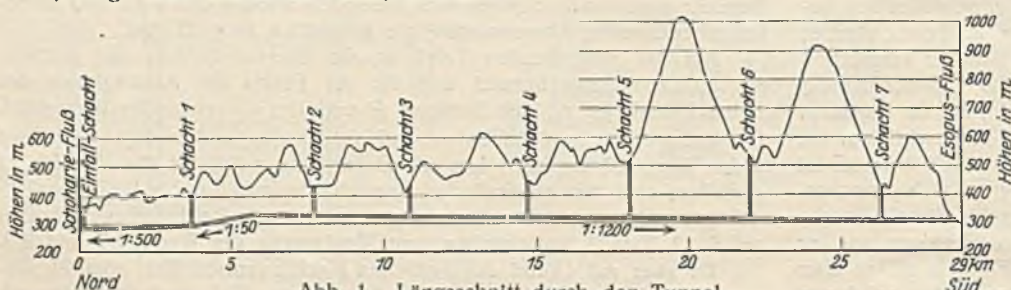


Abb. 1. Längsschnitt durch den Tunnel.

Die Geschwindigkeit des Abteufens war etwa

1 m/Tag bei drei Schichten täglich und 14 Mann in jeder Schicht, die des Betonierens etwa 1,8 m in jeder Schicht.

Der Tunnel wurde nach Fertigstellung der einzelnen Schächte von diesen aus beiderseits vorgetrieben, sowie vom südlichen Mundloch, jedoch nicht vom nördlichen Einfallschacht aus. Zwischen diesem und Schacht I nötigte das gebräuchete Gestein zum Aufsuchen größerer Tiefen, so daß diese Strecke später als Druckstollen betrieben werden muß (vgl. Abb. 1).

Der Vortrieb geschah teils durch Firststollen, besonders in festem Gebirge, teils mit sofortigem Vollausbuch, besonders in weniger festem Gestein, anfangs auch mit Sohlstollen. Gebohrt wurde im Stollen mit hydraulisch betriebenen Ingersoll-Bohrmaschinen und sechsackigen Kronenbohrern, die kurz hinter der Krone eine Verjüngung hatten, um das Abbrechen der Spitzen zu verhüten, im Vollausbuch mit Preßluftbohrern. Gesprengt wurde mit einem schwer gefrierenden Gelatine-Dynamit, für die Zündung wurden elektrische Zündmaschinen, anfangs auch Zündschnüre verwendet; der Sprengstoffverbrauch war im Mittel 1,2 kg f. 1 m³ gelösten Gesteins.

Gefördert wurde mit Rollbahn von 762 mm Spurweite und Wagen von etwa 0,75 m³ Inhalt, die zu sechs oder sieben gleichzeitig im Schacht zutage gebracht und dort in 3-m³-Wagen ausgekippt und elektrisch abgefördert wurden. Die Tunnellokomotiven hatten etwa 4 t Gewicht, 450 kg Zugkraft, Sammler von insgesamt 85 bis 125 V und 8 bis 10 km/Std. Geschwindigkeit. Geladen wurde vom Firststollen aus durch Rolllöcher, beim Vollausbuch mittels Transportbandes.

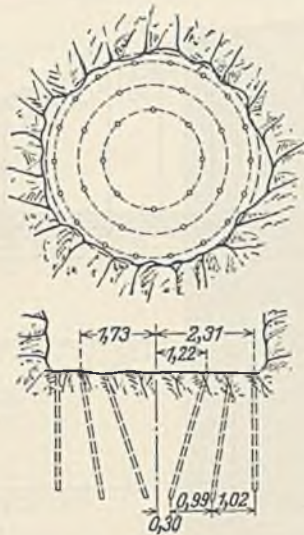


Abb. 2. Anordnung der Bohrlöcher im Schacht.

der Bohrmaschinen mit etwa 6 at in Rohren von 101 mm Lichtweite zugeleitet wurde. Das eingedrungene Wasser wurde aus dem Schachtsumpf mit einer Saug- und einer Druckpumpe von 460 l/Min. Leistung herausgeschafft, die gesamte Pumpenarbeit war 190 Mill. mt = 0,7 Mill. PS-Std. netto.

Für diese Maschinen und für die Beleuchtung mußte die elektrische Energie mit einer besonderen Leitung von 77 km Länge zugeführt werden, und zwar Drehstrom von 33 000 V und 60 Perioden. Auf 1 m³ Tunnelausbruchmassen wurden durchschnittlich 35 kWh verbraucht.

Der monatliche Fortschritt der Ausbrucharbeiten betrug an jeder Arbeitsstelle im Durchschnitt 125 m, im Höchstfalle 185 m, eine Steigerung von 2,5 auf 3,0 m je Arbeitsschicht wurde hauptsächlich durch ein Prämiensystem erzielt.

Eine Besonderheit ergab sich für den Tunnelausbruch nahe dem Südende durch das Anschneiden ganz loser erdiger Massen, die zu Gertriebezimmerung mit Verkleidung der Brust nötigten und nur einen Fortschritt von etwa 0,3 m täglich ermöglichten.

Die Wandungen des Tunnels wurden in ganzer Länge mit Beton 1 : 2¹/₃ : 4²/₃ ausgekleidet, der über Tage größtenteils aus den ausgebrochenen Sandsteinmassen bereitet, am Fuß der Schächte aus Fallrohren in die Förderwagen geladen und an der Sohle und den Seitenflächen des Tunnels von Hand, im Scheitel durch Preßluft eingebracht wurde unter Verwendung fahrbarer eiserner Schalungen. Bei Kälte wurde das trockene Gemisch durch Dampfheizung aufgetaut (etwa 9 m² Heizrohrfläche unter jeder Mischbühne) und das Wasser mit Frischdampf vorgewärmt. Die leeren Zementsäcke wurden maschinell ausgeklopft und abgesaugt und dabei aus je 170 Stück noch ein Sack Zement gewonnen. Die mittlere Druckfestigkeit der zylindrischen Betonprobekörper war 104,5 kg/cm² nach 28 Tagen. Aus Stichproben wurde ermittelt, daß durch das Einblasen des Betons im Scheitel die Hohlräume im First viel besser ausgefüllt wurden als beim Einbringen von Hand (89% gegen 76%); 34 bis 40 m³ Preßluft genigten, sechs Karrenladungen von zusammen 4,15 m³ in 10 Minuten einzublasen. Die Leistung im Betonieren war etwa 28 m/Tag, bei besonders kurzen Förderwegen einmal 36,5 m täglich bei drei Schichten. Insgesamt wurden 162 000 m³ Beton eingebaut, und zwar 5,3 bis 8,5 m³/lfdm Tunnel, bezahlt aber wurden nach dem vorgeschriebenen Ausbruchquerschnitt nur 140 000 m³.

Zuletzt wurde in allen ausgezimmerten Tunnelstrecken, sowie in 6,7 km der nicht ausgezimmerten Strecken durch Einpressen von Zementmörtel hinter die Betonwandungen ein dichter Anschluß an das Gebirge hergestellt, wobei in den Strecken mit verloraener Auszimmerung (s. Abb. 4) durch diesen luftdichten Abschluß zugleich deren Fäulnis verhindert wurde. Die abgefangenen Wasseradern wurden größtenteils in derselben Weise abgedichtet, nur zum Teil ließ man das Wasser, wenn es brauchbar war, weiter in den Tunnel einlaufen. Auch dieser Zementmörtel wurde größtenteils über Tage gemischt (im Verhältnis von 25,6 l Zement : 40,7 kg gesiebt Sand : 20,8 bis 26,5 l Wasser), aus Fallrohren von 203 mm Durchm. am Fuß der Schächte in die Förderwagen gefüllt und dann unter fortwährendem Umrühren in Behälter gepumpt, aus denen er mit 2,1 bis 5,3 at, in losem Gebirge mit höchstens 1,4 at eingepreßt wurde, und zwar durch ausgesparte Löcher der Betonauskleidung, die alle 12 bis 15 m hauptsächlich an beiden Seiten der Firstwölbung vorgesehen waren. Hierbei zeigten sich Schwindrisse in Abständen von 5 bis 10 m ebenso wie undichte Arbeitsfugen am Durchtreten der Zementmilch; es gelang, sie durch dieses Verfahren dicht zu schließen. Insgesamt wurden so 18 000 m³ Zementmörtel eingepreßt, und zwar im Mittel 1,25 m³/lfdm Tunnel in den ausgezimmerten und 0,26 m³/lfdm in den nicht ausgezimmerten Tunnelstrecken.

Vor der Inbetriebnahme wurde der Tunnel sorgfältig gereinigt, die Wandungen mit Meißeln abgestoßen, desgleichen in den Schächten, die zuletzt mit Eisenbetonplatten abgedeckt wurden. Der Tagesfortschritt einer Reinigungskolonie von 10 Mann betrug bei zehnstündiger Arbeitszeit 38 m.

Die Belegschaft überschritt ein Jahr und sieben Monate lang 1000 Mann, die Höchstzahl war 1500.

Die Gesamtkosten betragen 54,3 Mill. R.-M. oder 1770 R.-M./lfdm und 2¹/₂ Mill. R.-M. für Einlauf- und Auslaufbauwerk; der Tunnel allein kostete 1430 R.-M./lfdm Strecke mit leichter Zimmerung (Abb. 3) und 1680 R.-M./lfdm Strecke mit dauernder Auszimmerung (Abb. 4); 1 sigdm Schacht kostete 5070 R.-M. ohne die Abdeckung. Hiervon entfielen etwa 80% auf das Abteufen, während beim Tunnel etwa 65,7% auf den Ausbruch, im Mittel 2,5% auf die Zimmerung, 28,2% auf das Betonieren und 3,2% auf das Einpressen von Zementmilch entfielen.

Nach den Bauerfahrungen wäre eine größere Lichtweite der Schächte bei einem größeren Abstand von 8 bis 9 km wirtschaftlicher gewesen, auch hätte auf diese Längen die Anlage eines zweiten Fördergleises im Tunnel große Erleichterung und Verbilligung gebracht. R. Fischer.

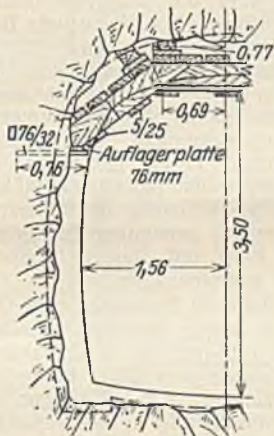


Abb. 3. Leichte Tunnelauszimmerung.

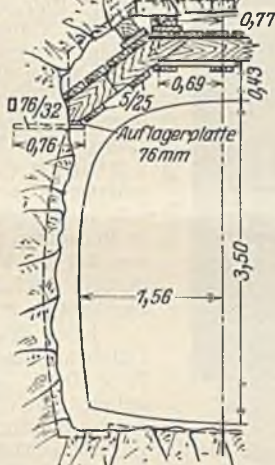


Abb. 4. Dauernde Tunnelauszimmerung.

Die Tunnelzimmerung beschränkte sich auf Strecken, wo die Firste aus Tonschiefer oder aus besonders dünnbankigen Sandsteinen bestand oder wo Steinschläge aufgetreten waren. An diesen Stellen wurde nur zum Schutze gegen herabfallende Steine eine ganz leichte Zimmerung, meist ohne Hinterpackung vorgesehen, die vor dem Betonieren entfernt wurde (Abb. 3); in den nichttragenden Strecken wurde dagegen die Zimmerung außerhalb des Ausbruchquerschnittes angeordnet, sorgfältig mit Steinen hinterpackt und beim Betonieren nur zum geringen Teil zurückgewonnen (Abb. 4). Insgesamt wurden 47,7% der Tunnellänge ausgezimmert, und zwar 7% mit der leichteren Zimmerung nach Abb. 3. Bei der langen Zwischenzeit bis zum Betonieren faulte das Holz an einigen Stellen, so daß immerhin 31 Gespärre nur deswegen ersetzt werden mußten.

Zur Tunnellüftung diente Druckluft von 0,5 bis 0,7 at, die mit einer 152 mm weiten Metallschlauchleitung zugeführt wurde, sowie für die Zeit unmittelbar nach dem Sprengen die Preßluft, die zum Betrieb

Vermischtes.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W8). Das am 24. September ausgegebene Heft 18 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Dipl.-Ing. BDA. K. H. Fischer: Neuer Wohnhausblock in Waidmannslust. — Architekt Paul Pott: Neuere Landhäuser. — Architekt Reim: Eigenheim in Frohnau. — Dipl.-Ing. Castner: Siedlung und Rauchplage. — Dr. Selle: Umsatzsteuerfreiheit bei Lieferungen und Leistungen in Siedlungsgesellschaften und Heimstätten.

Die 58. o. Hauptversammlung des Zentral-Vereins für deutsche Binnenschifffahrt e. V. findet am Freitag, den 7. Oktober 1927 in Duisburg, und zwar in der Duisburger Tonhalle statt. Von 10 Uhr ab werden Vorträge gehalten, u. a. spricht Syndikus Erich Schreiber über „Binnenschifffahrt und Wasserstraßen im Rahmen der deutschen Verkehrs- und Wirtschaftspolitik“ und Geh. Baurat Prof. Dr.-Ing. Chr. de Thierry über „Amerikanische Wasserstraßenprobleme“. Anfragen werden erbeten an den Zentral-Verein für deutsche Binnenschifffahrt e. V., Berlin NW 40, Herwarthstraße 3 a, Fernsprecher: Hansa 2744, 2745, 2755.

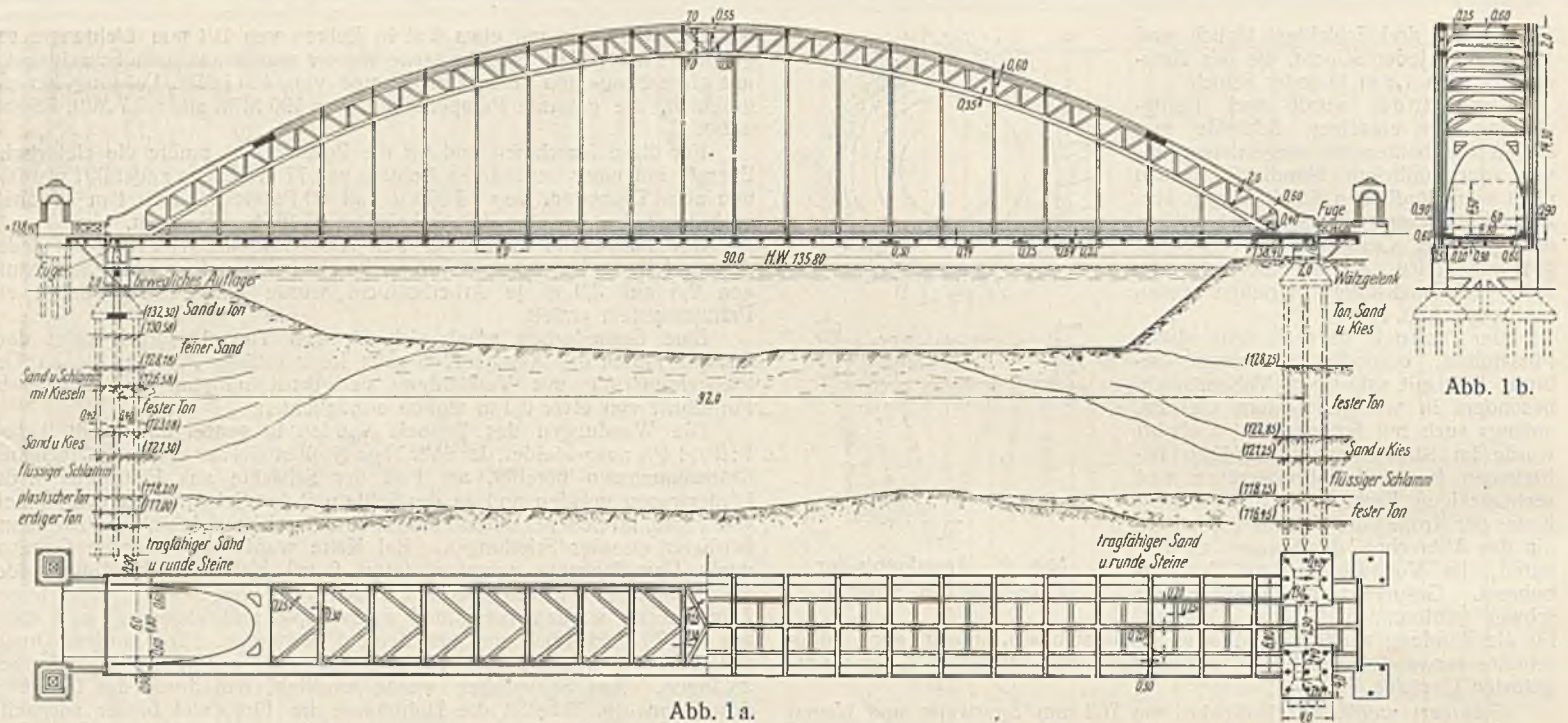


Abb. 1 a.

Abb. 1 b.



Abb. 2.

Eine 92 m weitgespannte Eisenbeton-Bogenbrücke ist nach den Entwürfen des bekannten französischen Brückenbauers Zivilingenieur H. Lossier, Argenteuil, im Auftrage der Generaldirektion der öffentlichen Arbeiten der Regierung von Tunis über den Oued Mellègue ausgeführt worden. Das in Abb. 1 im Entwurf und in Abb. 2 in fertigem Zustande dargestellte Bauwerk hatte eine eiserne Fußgängerbrücke im Zuge der Straße von Tunis nach Souk-Ahras, etwa 6 km von Souk el Arba, zu ersetzen. Für seine Ausführung hatte eine engere Ausschreibung stattgefunden, auf Grund deren man sich für den Lossierschen Vorschlag eines Eisenbeton-Fachwerkbogens mit parallelen Gurtungen und mit Zugband entschied:

Tragfähiger Baugrund findet sich an der fraglichen Stelle erst auf etwa 20 m unter HW in Gestalt von Sand und grobem Kies. Er ist an den Ufern von schlammurchsetzten, ungleichen Kiessandlagen bedeckt, die im Flußbett eine Stärke von etwa 12 m erreichen. Die Fahrbahn hat eine nutzbare Breite von 6 m, wovon 4,80 m auf die Fahrbahn, je 0,60 m auf die beiden Gehwege gerechnet sind. Sie wird von zwei durch Zugbänder versteiften Bogenträgern von 92 m Stützweite gehalten, die aus dem parabolisch gekrümmten Bogen von 15,30 m Pfeilhöhe, dem einen Teil der Fahrbahn bildenden Zugbänder und 22 Hängestangen gebildet werden und (s. Abb. 1) im Obergurt durch einen V-förmigen Querverband versteift sind. Jeder der beiden Bogenträger ist an einem Ende gelenkig, am anderen auf einem Segment-Rollenlager gelagert, das gleichzeitig die senkrechte Richtung der Stützkraft und die freie Beweglichkeit des Bauwerks unter dem Einfluß der Temperatur- und Schwindwirkungen sichert. Jedes der beiden Widerlager besteht im Prinzip aus zwei miteinander verstreuten Pfosten (Abb. 1 b), der untere Teil liegt als gemeinsame Sohlplatte unmittelbar auf Eisenbetonpfählen von achteckigem Querschnitt von 40 cm Durchm. des umschriebenen Kreises, die mit 18 m mittlerer Länge bis auf den tragfähigen Grund reichen. Die Fahrbahn besitzt ein Kragstück, das die Verbindung zwischen Bauwerk und Erdreich zu vermitteln und die Einwirkung des wagerechten Erddrucks auf die Widerlager zu verhindern hat.

Die Fahrbahnplatte ruht auf 4 m weit entfernten, mit den Hängestangen fest verbundenen Querträgern; drei innere Längsträger und die

beiden an den Außenseiten angeordneten Zugbänder wirken als Versteifung und lastverteilend. Über die günstige statische Wirkung dieser Anordnung hat Lossier in „Génie Civil“ vom 24. August 1912 berichtet. Auch Emperger geht in einem Aufsatz in „Beton u. Eisen“ 1927, Heft 19, auf ihre Vorteile ein.

Die Hängestangen sind auf Zug berechnet und haben einen Querschnitt von 16×20 cm; als Bewehrung dienen 12 Rundestangen 16 mm Durchm.

Die Bogen sind zur Verminderung des Eigengewichts gitterartig ausgebildet und in Schmelzzement Lafarge im Mischungsverhältnis 300 kg Zement auf 1 m^3 Beton (im Bauwerk gemessen). Die tatsächlich zulässige Druckspannung wurde mit 112 kg/cm^2 ermittelt, aus Sicherheitsgründen sind jedoch nur 90 kg/cm^2 in Rechnung gestellt. Die Auflösung des Querschnitts war bei der Verwendung des genannten Zements auch deshalb wichtig, weil sonst mit starken Temperaturerhöhungen zu rechnen gewesen wäre.

Jedes Zugband enthält 90 Rundestangen von 27 mm Durchm., eingebettet in einen Betonquerschnitt von 70×80 cm. Die Stöße sind versetzt und werden gesichert durch Übergreifungen von $30 d$ Länge sowie durch Anordnung von Haken. Am Widerlager gehen die Rundstäbe des Zugbandes fächerförmig auseinander und bilden dadurch im Beton des Bogens eine feste Verankerung. Ki.

Technische Hochschule Berlin. Das Vorstandsmitglied der David Grove A.-G., Privatdozent Dipl.-Ing. Dr. Melchior Wierz ist zum a. o. Professor für Heizungs- und Lüftungstechnik ernannt worden.

Neue Erdrutsche am Panamakanal. Nach einer Meldung des „Panama Canal Record“ vom 22. Juni 1927 sind am Panamakanal zwei neue Erdrutsche von erheblichem Ausmaß, wenn auch zunächst ohne schwerwiegende Folgen eingetreten: Am 17. Juni hat sich ein Teil der westlichen Böschung am Gaillard-Einschnitt bei Culebra gelöst, so daß etwa 7600 m^3 Erd- und Felsmassen kanalwärts abgerutscht sind. Eine weitere größere Bewegung trat hier am 20. Juni ein; es fielen dabei über 15000 m^3 in das Kanalbett, mit dessen Räumung bereits ein Bagger begonnen hat.

Weit umfangreicher erscheint das zweite Rutschgebiet, auf der anderen Seite bei Cucaracha südlich von Golden Hill, zu sein, das etwa 18 ha umfaßt und wo die Bewegungen in der Nacht des 19. Juni begannen, eine Geschwindigkeit von etwa 15 cm stündlich hatten und in der Hauptsache bis zum Morgen des 22. Juni rd. 69000 m^3 förderten, von denen freilich nur 6100 m^3 in die eigentliche Schiffahrtrinne gelangt sind. Zur Ruhe kamen die Rutschungen an dieser Stelle erst etwa am 27. Juni, bis zu welcher Zeit die vorgenannten Rutschmassen — vorzugsweise Fels und Geröll — auf annähernd 80000 bzw. 7600 m^3 angewachsen waren. Ki.

Die Erdbebensicherungen beim Bau der Mitsui-Bank in Tokio sind sowohl wegen der räumlichen Ausdehnung des monumental gehaltenen Gebäudes von $108,80 \times 49,50$ m Grundfläche und $36,27$ m Höhe bemerkenswert, als auch wegen der besonderen Maßnahmen, die nach eingehenden Vorstudien bei dem Entwurf und der Ausführung getroffen wurden. Es sei daher — auch als Ergänzung zu den Mitteilungen von Briske in der „Bautechnik“ 1927, Heft 30 u. 32¹⁾ — im nachstehenden ein Auszug aus einem

¹⁾ „Die Bautechnik“ 1925, Heft 14: Kittel, Das Erdbeben vom September 1923 und der Wiederaufbau in Yokohama. — „Beton u. Eisen“

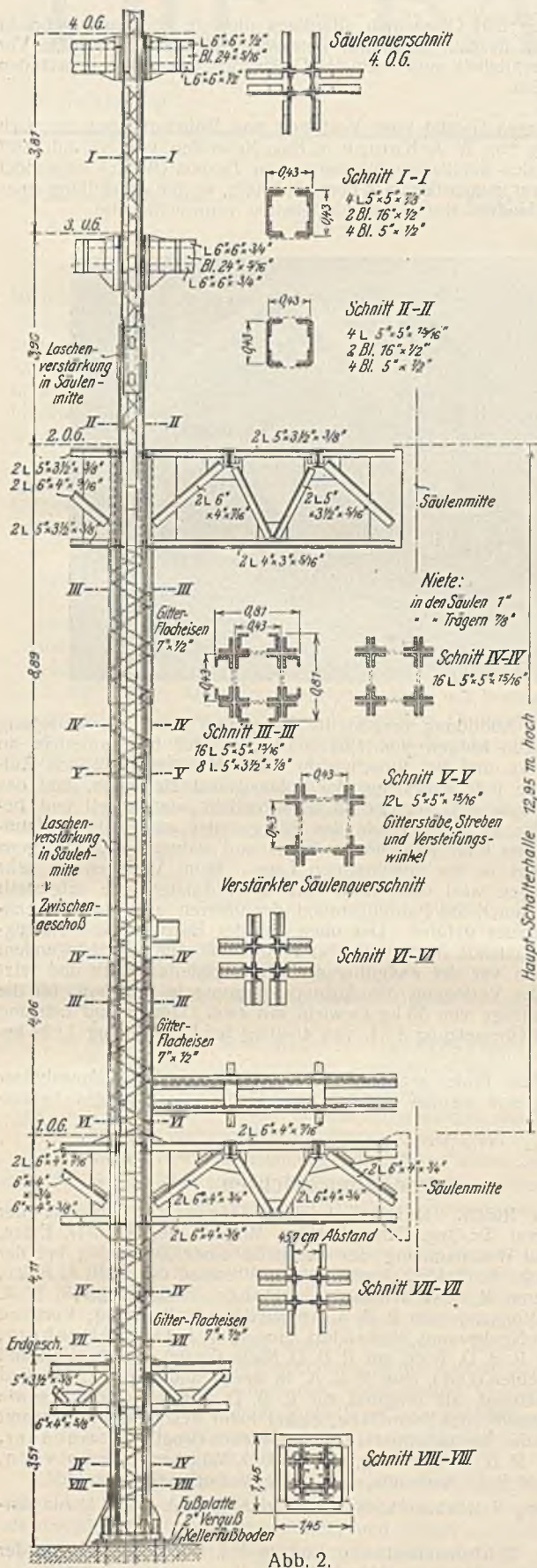


Abb. 2.

Bericht der New Yorker Ingenieurfirma Pickworth & Weiskopf in Eng. News-Rec. vom 23. Juni 1927 gebracht, von der die gesamten Entwurfsarbeiten ausgeführt wurden.

Nach der neuesten Fassung der einschlägigen japanischen Bauordnung ist, während nach den dortigen Erfahrungen die lotrechten Kräfte vernachlässigt werden dürfen, die durch ein Erdbeben auf ein Gebäude ausgeübte Seitenkraft mit $\frac{1}{10}$ seines Gesamtgewichtes anzunehmen. Dadurch entstehen erhebliche Biegebungsbeanspruchungen, zu deren Aufnahme nach

1925, Heft 6: Viscardini, Erdbebensichere Gründungen. — „Die Bautechnik“ 1925, Heft 37 u. 38: Kittel, Bautechnische Beobachtungen und Folgerungen bei dem neuen Erdbeben in Californien (s. a. „Beton u. Eisen“ 1925, Heft 23).

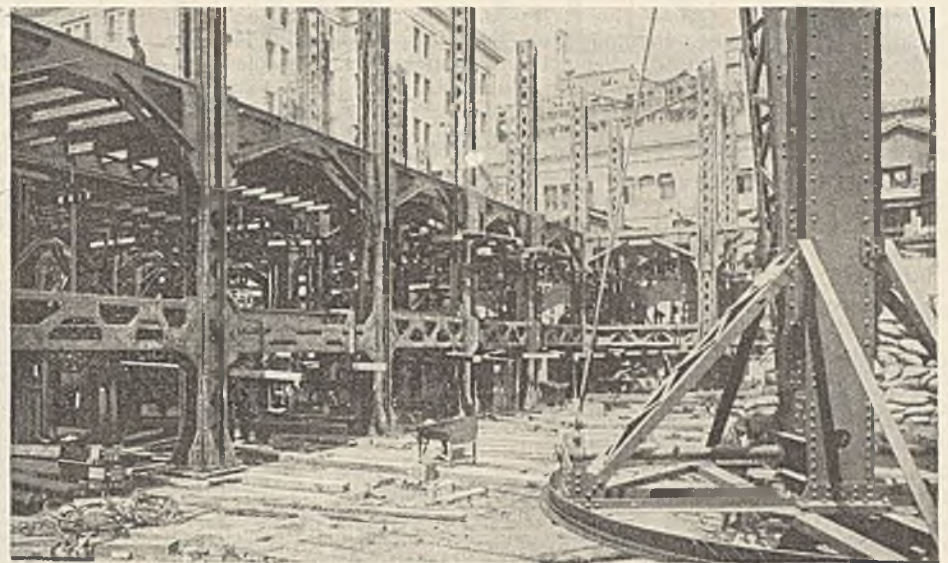


Abb 4.

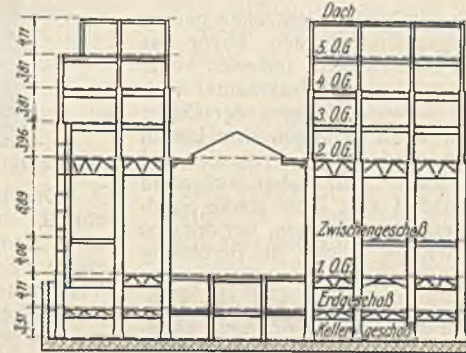


Abb. 1.

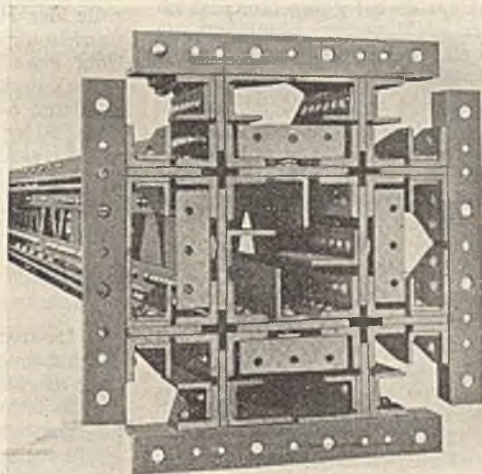


Abb. 3.

Blechträger verwendet wurden: In allen Fällen waren sie jedenfalls als Zwillingsträger ausgebildet, deren jeder an eine der beiden Seiten der Stützen angeschlossen war und die beide miteinander durch Bleche und Winkel verstrebt waren.

Die Steifheit der Deckenkonstruktion war in erster Linie dadurch gewährleistet, daß die gesamten wagerechten Kräfte auf die Säulen übertragen wurden. Außerdem sind das ganze zweite Geschoss und die zwischen den Lichthöhen liegenden Teile der oberen Stockwerke noch durch eine besondere Diagonalverstrebung gesichert.

Als Gründung diente eine 1,20 m starke Eisenbetonplatte, die die aufzunehmenden Lasten gleichmäßig über den Boden verteilte. Zusammen mit den ebenfalls in Eisenbeton hergestellten Kellerstützmauern bildet sie ein monolithisches Ganzes gegen die Wirkung etwaigen Wasserandrangs und befördert gleichzeitig die Verteilung der Erdstöße auf das gesamte Bauwerk. Die auf den Boden ausgeübte Pressung beträgt etwa $2,1 \text{ kg/cm}^2$, was ungefähr der Hälfte der durch Versuche nachgewiesenen tatsächlichen Tragfähigkeit entspricht.

Ki.

Werkstofftagung Oktober 1927, Berlin. In Ergänzung der Mitteilung in der „Bautechnik“ 1927, Heft 16, S. 242, sei noch bemerkt, daß die Werkstoffschau vom 22. Oktober bis 13. November in der Neuen Ausstellungshalle am Kaiserdamm (Berliner Messe-Amt), die Werkstoff-

vorträge vom 24. Oktober bis 5. November in der Technischen Hochschule, Charlottenburg, stattfinden werden. Von besonderem Interesse für Bauingenieure dürfte die Reihe 13 der Vorträge sein, die die Werkstoffe im Eisen- und Schiffbau umfaßt; u. a. sprechen am 27. Oktober vorm. Geh. Baurat Dr.-Ing. chr. G. Schaper über „Die Streckgrenze als Berechnungsgrundlage für den Konstrukteur“ und Direktor Dr.-Ing. chr. O. Erlinghagen über „Vergleiche über das Verhalten von St 37, St 48 und Si-Stahl beim Brückenbau“. Aus Reihe 14 (am 27. Oktober nachm.) ist hinzuweisen auf die Vorträge von Reichsbahnrat Dr.-Ing. R. Kühnel über „Die Abnutzung von Schienen und Radreifen“ und von Dr.-Ing. K. Daeves über „Witterungsbestandigen Stahl für Eisen- und Straßenbahnbau“.

Alles Nähere über Zweck und Ziel der Werkstofftagung, ihre Organisation und die neue Einteilung der Werkstoffschau, das ausführliche Vortragsprogramm sowie genauere Ausführungen über das herauszugebende Werkstoffhandbuch enthält die Druckschrift WT 4, die am 1. September im Umfange von 40 Druckseiten erschienen ist und von der Geschäftsstelle der Werkstofftagung, Berlin NW 7, Ingenieurhaus, kostenfrei jedem auf Wunsch geliefert wird.

Linoleumböden auf Betondecken. (Mitteilung des Deutschen Beton-Vereins E. V. an seine Mitglieder.) Die Unterlage, auf der das Linoleum verlegt werden soll, muß hart, eben und trocken sein und auch trocken bleiben. Wo diese Voraussetzungen erfüllt sind, darf Linoleum ohne weiteres auf der Oberfläche von Betondecken verlegt werden.

Ist die Oberfläche der Betondecken von vornherein nicht eben genug, so muß sie durch Abziehen mit Zement geglättet werden, bevor das Linoleum aufgebracht wird. Von solchen Decken wird indessen keine große Schallsicherheit zu erwarten sein — wie dies in Fabrikräumen vielfach auch nicht erforderlich ist —, da bei Beanspruchungen der Decke durch schwere Tritte oder Erschütterungen beim Bewegen von Lasten die ganze Decke in Schwingungen versetzt wird, die das an sich fast schalltote Linoleum allein nicht dämpfen kann. Wo daher außerdem Schallsicherheit verlangt wird, soll man zunächst eine 3 cm starke Sandschicht und darauf einen Zement- oder Gipsestrich aufbringen, der mit den Wänden wegen der etwaigen Schallübertragung nicht in Berührung stehen darf.

Hat die Oberfläche der Betondecke offene Hohlräume, wie dies z. B. bei Schlackenbeton der Fall sein kann, so müssen diese Öffnungen ebenfalls durch Abziehen der Fläche mit Zement geschlossen werden. Bei Aufbringen einer Sandschicht auf solche offene Hohlräume aufweisende Oberfläche würde die Gefahr bestehen, daß der Sand nach seiner Austrocknung in die Hohlräume hinabrieselt. Dem darauf gebrachten Estrich würde dadurch die Unterlage entzogen und er leicht unangenehme Sprünge erhalten, die sich mindestens im Linoleumbelag bemerkbar machen, wenn nicht der Estrich schließlich gar in Stücke zerbricht.

Linoleum ist am dauerhaftesten, wenn es fest aufgeklebt ist. Damit das Klebemittel auf die Dauer haftet, muß die Unterlage durchaus fest und trocken sein und trocken bleiben. Solange der Beton noch Feuchtigkeit enthält und abgibt oder ausschwitzt, ist es bedenklich, Linoleum darauf zu verlegen. Eine unmittelbar auf dem Zement aufgebraachte Gipschicht schützt nach den vorliegenden Erfahrungen nicht gegen die noch vorhandene Feuchtigkeit.

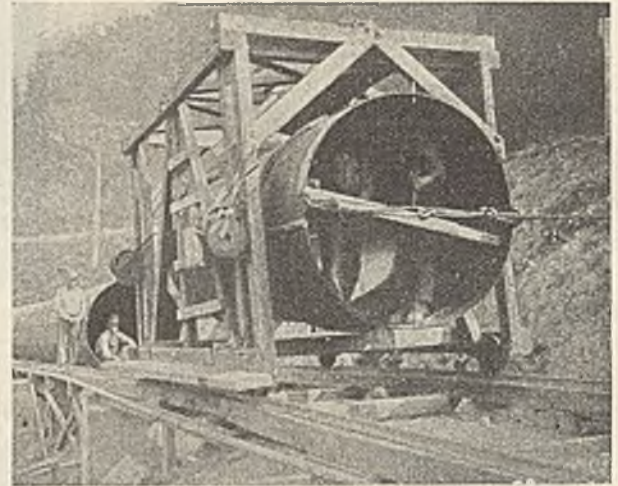
Wird das Linoleum auf ungenügend trockener Unterlage verlegt, oder auf Decken, die nachträglich, z. B. über feuchten Kellerräumen oder gar Erdreich, Feuchtigkeit anziehen oder ausschwitzen, so besteht die Gefahr, daß sich unter dem luftundurchlässigen Linoleum Feuchtigkeit sammelt. Bei Betondecken wird solche Feuchtigkeit noch dazu regelmäßig mit Alkalien versetzt sein, die zunächst den Kitt (Kopalharzkitt) — der übrigens auf feuchter Unterlage schlecht haftet — durch Verseifung zerstören, dann aber auch die Linoleummasse selbst angreifen können. In solchen Fällen muß die dem Zutritt von Feuchtigkeit ausgesetzte Decke oder der Estrich mit einer für Feuchtigkeit undurchdringlichen Schutzschicht versehen werden, die am besten aus einem 1,5 cm starken Überzug von hartem Trinidad-Asphalt besteht, auf die das Linoleum verlegt wird. Auch eine in den Stößen überklebte Dachpappe oder ein isolierender Anstrich kann unter Umständen den Zweck erfüllen, je nach dem Grade und dem Weitergehen der Feuchtigkeit.

Bei nicht unterkellerten Fußböden wird man die das Erdreich abdeckende Betonschicht, die immer dem Feuchtigkeit Zutritt ausgesetzt ist, ebenfalls mit einer Asphaltenschicht abdecken, die in das Mauerwerk eingreift oder daran hochgeführt ist. Auf diese kann das Linoleum direkt aufgeklebt werden. Besser aber noch ist es, entweder unmittelbar oder auf Sandunterlage über der Asphaltenschicht einen Zementestrich als Unterlage für das Linoleum auszuführen, der durch Aufkanten des Asphaltbelages vor seitlichem Zutritt von Feuchtigkeit bewahrt wird. Statt des Asphaltbelages kann auch eine doppelte Lage Dachpappe (mit versetzten Stößen gut verklebt) Verwendung finden, über welcher der die Unterlage bildende Zement-Estrich auf 3 cm starker Sandschicht unter gleicher Vorsicht gegen seitlichen Feuchtigkeit Zutritt ausgeführt wird. Die Dachpappe muß aber noch nach dem Aufbringen in ganzer Fläche mit einem guten Isolierdeckanstrich versehen werden.

Ein aus Estrichgips (bei 800 bis 1000° gebrannter Gips) von sachkundiger Hand hergestellter Gipsestrich bildet an sich nicht nur eine vorzügliche Unterlage für Linoleum, auf der es ausgezeichnet haftet, sondern hat auch den weiteren Vorzug, in kurzer Zeit — 2 bis 4 Wochen — trocken und zum Belegen mit Linoleum reif zu sein. Mit dem Zement

der Betondecken darf Gipsestrich allerdings nicht in Berührung gebracht werden, er wird deshalb meist auf einer Sandschicht ausgeführt. Vor Zutritt von Feuchtigkeit muß auch der Gipsestrich unter allen Umständen geschützt werden.

Ein fahrbares Gerüst zum Verlegen von Rohrleitungen ist nach einer Mitteilung von W. A. Kunigk in Eng. News-Rec. vom 14. Juli 1927 mehrfach von den Städtischen Wasserwerken Tacoma (Wash.) verwendet worden, und zwar namentlich auch dort mit Erfolg, wo die Aufstellung eines Schwenk- oder andern Kranes Schwierigkeiten verursacht hätte.



Das in der Abbildung dargestellte Fahrgerüst dient zur Verlegung von 9,1 m langen Rohren von 1,63 m Durchm. auf Betonunterbau an einer Hangstrecke und bei Rutschgefahr: Die Mannschaft an den Aufzügen vermochte jede Bewegung der Rohre genau zu regeln, und das Verfahren bewährte sich als ebenso wirtschaftlich wie schnell und betriebssicher. Die an jedem Ende des Fahrgerüsts aufgestellten Handaufzüge halten das Rohr während der Fahrt und während des Verlegens und Anschließens in der gewünschten Lage. Beim Verlegen an sehr steilen Böschungen wird oben noch eine dritte Aufzugwinde aufgestellt und deren Tau durch die Führungsrollen der unteren und eine Umlenckrolle des Haltetaues geführt. Der oben auf der Böschung die Aufzugvorrichtung bedienende Mann läßt das Fahrgerüst mit darin hängendem Rohr etwa 15 cm vor der endgültigen Verlegungsstelle halten und setzt zum Zwecke der Verlegung die Aufzugvorrichtung in Tätigkeit, für die stählerne 5-t-Aufzüge von 50 kg Gewicht mit zwei Gängen und Leistung von 780 kg bei Übersetzung 1:4, von 4540 kg bei Übersetzung 1:24 benutzt werden.

Die auf dem Bilde unter dem Rohr sichtbaren Versteifungshölzer sind beweglich und werden während des Verlegungsvorganges herausgenommen.

Kl.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: der Reichsbahnoberrat Dr.-Ing. Otto Müller, Mitglied der R. B. D. Essen, nach Berlin zur Wahrnehmung der Geschäfte eines Referenten bei der Hauptverwaltung, die Reichsbahnrat HIPP, Vorstand des R. B. A. Jülich, als Vorstand zum R. B. A. Wiesbaden, Hieber, bisher beim R. B. A. Hamburg, als Vorstand zum R. B. A. Aschersleben 1, Petzold, Vorstand des Reichsbahn-Neubauamts Michendorf, zum R. B. A. Gera, Altenburg, bisher bei der R. B. D. Trier, zur R. B. D. Halle (Saale), Rauh, Vorstand des R. B. A. Weiden (Opf.), zum R. Z. A. in Berlin und Zippel, Mitglied der R. B. D. Stuttgart, als Mitglied zur R. B. D. Münster (Westf.), sowie die Reichsbahnbaumeister Fritz Otto, bisher beim Reichsbahn-Neubauamt Bad Lausick, zum Reichsbahn-Neubauamt Plauen (Vogtl.), Steinbauer, bisher bei der R. B. D. Würzburg, zur R. B. D. München und Solveen, bisher bei der R. B. D. Karlsruhe, zum R. A. W. Berlin-Grünwald.

Überwiesen: Reichsbahnrat Karl Ott vom R. B. A. Erfurt 1 zur dortigen R. B. D.

Gestorben: Reichsbahnmann Ludwig Müller beim Z. M. A. der Gruppenverwaltung Bayern in München.

INHALT: Der Ausbau des Oder-Spree-Kanals. — Neuere Verstärkungen von Massivbrücken für die Deutsche Reichsbahn, Gruppe Bayern. — Das ω -Verfahren der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft zur Berechnung gedrückter Stübe aus Holz in zeichnerischer Darstellung. — Vom Bau des Shandaken-Tunnels. — Vermischtes: Inhalt von Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen. — 58. o. Hauptversammlung des Zentral-Vereins für deutsche Binnenschifffahrt E. V. — Eine 92 m weitgespannte Eisenbeton-Bogenbrücke. — Technische Hochschule Berlin. — Neue Erdbeben am Panamakanal. — Erdbebensicherungen beim Bau der Mitsui-Bank in Tokio. — Werkstofftagung Oktober 1927, Berlin. — Linoleumböden auf Betondecken. — Ein fahrbares Gerüst zum Verlegen von Rohrleitungen. — Personalnachrichten.