DIE BAUTECHNIK

9. Jahrgang BERLIN, 6. Februar 1931 Heft 6

Alle Rechte vorbehalten.

Eisenbahn-Dreigurtbrücke bei Düren.

Von Dr.-Ing. Tils, Reichsbahnoberrat, Köln.

Allgemeines.

Im Jahre 1840 wurde zur Überbrückung der Rur bei Düren für die Eisenbahnlinie Köln—Aachen eine zweigleisige Brücke mit fünf gleichen gewölbten Öffnungen aus Feldbrandziegelsteinen erbaut (Abb. 1). Besonders vor dem Bau der Gemünder Talsperre hatten die Pfeiler, die nicht ganz in der Stromrichtung lagen (Abb. 2), stark unter dem oft in wenigen

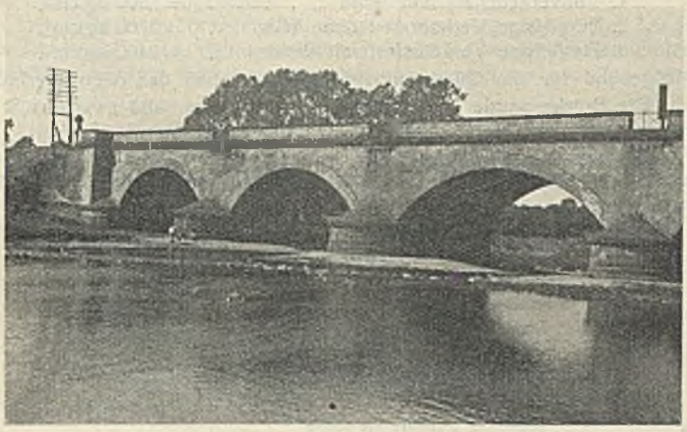


Abb. 1.

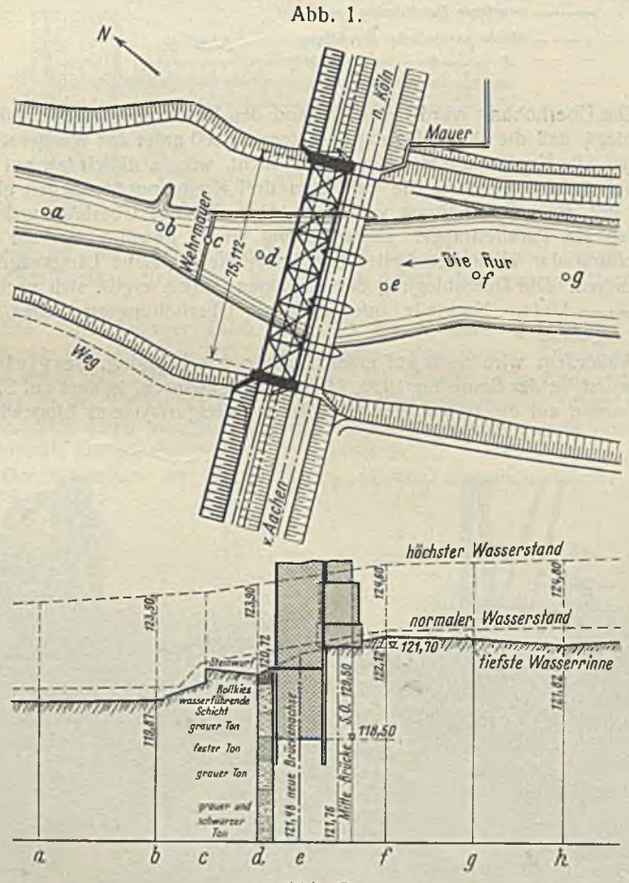


Abb. 2.

Stunden um 2 m wachsenden Hochwasser des Gebirgsflusses zu leiden. Um die Pfeiler widerstandsfähig zu erhalten, wurde schon in früheren Jahren die Sohle von 15 m oberhalb bis 50 m unterhalb der Brücke stark befestigt. Die untere Sohlenbefestigung ist durch die Hochwasser jedoch mehrmals zerstört worden, da sich durch die Pfeilereinbauten ein Stau bildete, der unterhalb der Brücke tiefe Kolke hervorrief. Messungen im Jahre 1926 ergaben, daß die Flußsohle in der mittleren Öffnung etwa 20 cm und 30 m unterhalb der Brücke bereits 1 m unter den Pfeilerfundamenten lag. Beobachtungen bei niedrigem Wasserstande ließen außerdem erkennen, daß große Wassermengen nicht mehr über die Sohlenbefestigung flossen, sondern ihren Weg unterirdisch vom Ober- zum

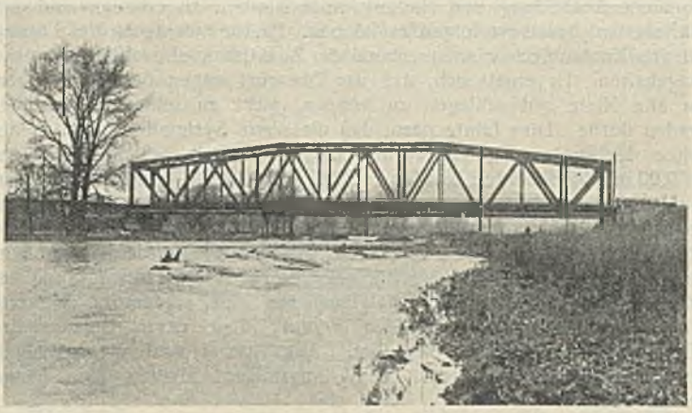


Abb. 3.

Unterwasser suchten. Durch Buntfärben des Wassers wurde festgestellt, daß die einzelnen unterirdischen Rinnsale zum Teil quer zur Flußrichtung und sogar unter den Pfeilern herflossen. Die Lage schien infolgedessen ernst, und so wurde noch im Jahre 1928 eine durchgreifende Sohlenverfestigung durch Einpressen vom Zementmörtel vom Unterwasser ausgehend ausgeführt. Hierbei zeigte sich, daß die mit Eichenknüppelspundkasten umschlossenen flachgegründeten Traßbetonpfeiler stark unterhöhlt waren. Aus dem tonhaltigen Kies unter der Fundamentsohle war der Ton im Lauf der Jahre durch die unterirdischen Strömungen ausgespült worden, so daß große Hohlräume entstanden waren.

Da die statische Untersuchung der Gewölbe bei den flachgegründeten Pfeilern ergab, daß nur äußerstenfalls die P 46 · 19 (P 10) als Lokomotive zugelassen werden konnte, und da die Unterhaltung der Sohle weiter große Kosten verursachen würde, da ferner die ganze Brücke stark undicht war, so daß die Abdichtung im Betrieb hätte erneuert und außerdem das ganze Bauwerk hätte ausgebessert werden müssen, wurde 1928 geplant, neben die alte Brücke einen eisernen Überbau mit 78 m Stützweite, also ohne Flußpfeiler, zu legen (Abb. 2). Bei dem starken Eisenbahnverkehr auf der Strecke Köln—Aachen war die Lösung auch deshalb die gegebene, weil für das dritte und vierte Gleis Düren—Aachen bereits der Grunderwerb früher getätigt war. Es wurde gleichzeitig eine Linien- und Gefälleverbesserung erreicht und der Gleisabstand auf 4 m verbreitert.

Als System für den eisernen Überbau mit 78 m Stützweite wurden der Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft von der Reichsbahndirektion Köln zwei Vorschläge unterbreitet. Erstens eine Viergurtbrücke wie die Ahrbrücke bei Sinzig (Abb. 3), die ebenfalls 78 m Stützweite hat, und zweitens eine Dreigurtbrücke nach dem System des Verfassers (Abb. 4).

Nach den Ermittlungen in der Doktordissertation — Bautechn. 1928, Heft 38 — ließ sich bei 3,5 m Gleisabstand von 75 m Stützweite ab ein Dreigurtsystem mit wirtschaftlichem Vorteil verwenden, so daß bei 4 m Gleisabstand, wie er hier gefordert wurde, und 78 m Stützweite vielleicht die Grenze der Wirtschaftlichkeit schon unterschritten sein konnte. Durch genaue Voruntersuchungen wurde jedoch festgestellt, daß selbst hierbei mit einer nicht unerheblichen Ersparnis an Tonnen Stahl gerechnet werden könne. Infolge der Neuartigkeit der Dreigurtbrücke konnte, obschon das System rechnerisch erfaßt war, bei einer Brücke von 78 m Stützweite eine Ersparnis nicht allein ausschlaggebend sein für die Wahl dieses neuen Systems. Es wurden daher Holzmodelle eines

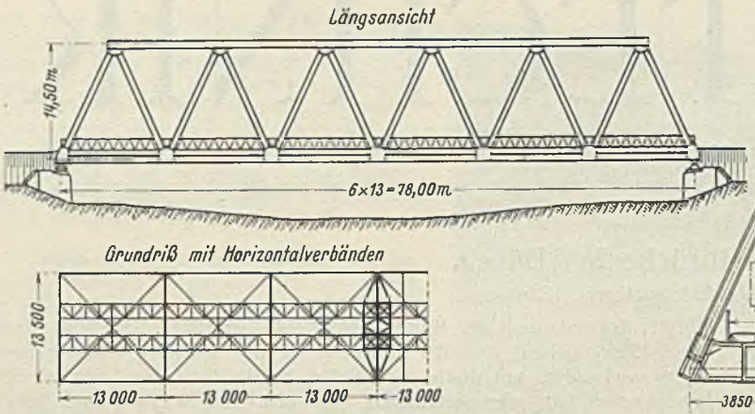
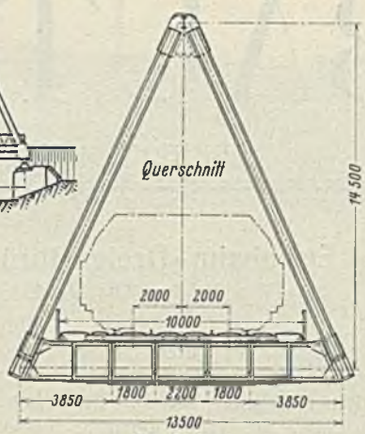


Abb. 4.



Zu Abb. 4.

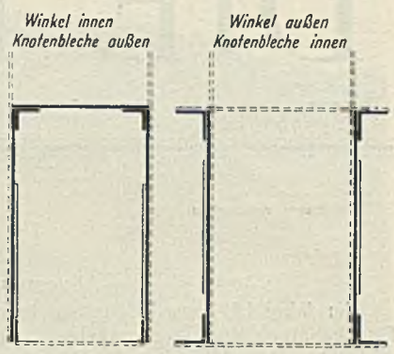


Abb. 5.

Obergurtknotenpunktes in natürlicher Größe hergestellt, um über die räumliche Ausbildung und Nietung volle Klarheit zu erhalten und den Kräfteverlauf besser verfolgen zu können. Hierbei wurde an der Lösung mit vier Knotenblechen entsprechend der Ausbildung einer Viergurtbrücke festgehalten. Es ergab sich, daß der Obergurt wegen des Mittelsteges, um alle Niete gut schlagen zu können, nicht zu schmal ausgebildet werden durfte. Dies führte dazu, daß die obere Systemlinie nicht in die Spitze des Dreiecks gelegt werden durfte, sondern daß die Spitze um rd. 0,90 m abgeschnitten werden mußte. Die Brücke erhielt danach den in Abb. 4 dargestellten Querschnitt. Die Untergurtsystemlinien mußten wegen des Lichtraumprofils einen Abstand von 13,5 m erhalten. Die Höhe ergab sich dabei zu 14,5 m. Für die Füllstäbe wurde dem Strebenfachwerk ohne Ständer der Vorzug gegeben, weil die Linienführung am einfachsten erschien. Es tritt infolgedessen eine eigenartige Wirkung nebeneinanderstehender Pyramiden hervor, über deren Spitzen der Obergurt gewissermaßen gelegt ist. Aus Abb. 4 sind die einzelnen Systemmaße zu entnehmen. Die Längsträger erhalten eine Länge von 13 m.

Abweichend von der bisherigen Profilausbildung eiserner Brücken, bei denen die Winkel außen sichtbar sind, wurden alle Profile nach innen verlegt (Abb. 5). Hierdurch wird die Rostgefahr durch die glatte Oberfläche stark verringert und die Unterhaltung des Anstrichs erleichtert. Die Brücke selbst wirkt infolge der glatten Flächen sehr ruhig, und das Auge des Beschauers wird entsprechend der Größe des Bauwerks nicht auf Einzelheiten abgelenkt, sondern sieht die massigen Stäbe ohne Unterbrechung. Eine weitere Abweichung vom bisher Üblichen bilden die außen auf den Gurten liegenden Knotenbleche (Abb. 5 u. 12), eine Lösung, die die Aufstellung der Füllstäbe sehr erleichterte, weil das oft schwere Einfädeln der Stäbe vermieden wurde.

Statische Berechnung.

Die Berechnung schließt sich der Doktordissertation des Verfassers (Bautechn. 1928, Heft 38) an.

Es sei hier nur kurz wiederholt, daß die Spannungen denen einer Viergurtbrücke mit der lotrechten Systemhöhe entsprechen.

Die beiden Untergurtstäbe erhalten auch bei Belastung nur eines Gleises gleiche Spannungen. Dies kommt daher, daß der untere Querverband infolge Hauptbelastung auch an der Spannungsübertragung beteiligt ist.

Die Durchbiegung wird bei Vollbelastung natürlich am größten und kann nach Art der Viergurtbrücken berechnet werden. Eine Nachrechnung als räumliches Fachwerk ergab nur Unterschiede von etwa 1 %, die die umfangreiche Mehrarbeit nicht rechtfertigen.

Die Füllstäbe der Hauptträger sind länger als bei Viergurtbrücken. Die Druckstäbe werden wegen der größeren Knicklänge etwas schwerer. Beim Endquerträger tritt infolge der schrägen Hauptträgerwände eine dem Auflagerdruck entsprechende, nach außen gerichtete Zugkomponente auf, die im vorliegenden Falle rd. 300 t betrug und durch eine besondere Zuglamelle aufgenommen wurde. Die Lager erhalten daher nur senkrechten Druck.

Besonders muß hervorgehoben werden, daß Portale, die bei Viergurtbrücken viel Gewicht erfordern, nicht nötig sind, weil der Dreieckquerschnitt in jedem Knotenpunkte als Portal wirkt. Der Obergurt wird unmittelbar durch seitlichen Winddruck überhaupt nicht beansprucht, da die waagerechten Kräfte in Komponenten in Richtung der beiden schrägen Hauptträgerwände zerlegt werden.

Ein eigentlicher Windverband ist nicht vorhanden, da der untere Querverband mit zum Hauptträgersystem gehört. Die größten Spannungen im Querverband traten auf bei einseitiger Belastung und Winddruck. Die einzelnen Belastungsfälle sind:

1. Vollverkehrslast und Wind . . . . . = 1500 kg/cm²,
2. Eingleisige Verkehrslast ohne Wind . . = 2100 kg/cm²,
3. Eingleisige Verkehrslast mit Wind . . = 2400 kg/cm².

Maßgebend für die Querschnittsbestimmung blieb der Belastungsfall 1.

Die Brücke wurde für den Lastenzug N gebaut, und zwar aus St 52 einschließlich der Niete. Geländer und Belag sind aus St 37.

Bei der Querschnittermittlung wurde, wie es allgemein üblich sein sollte, auf Mindestgewicht der Gesamtbrücke hingearbeitet. Die Nietteilung und -abzüge spielten hierbei eine bedeutsame Rolle.

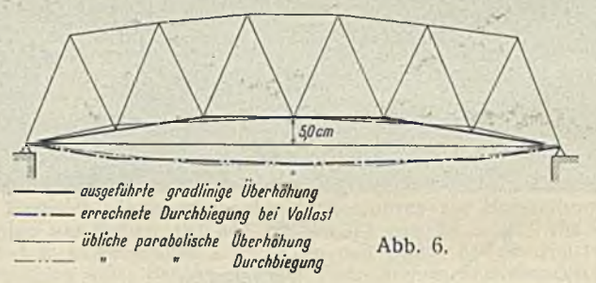


Abb. 6.

Die Überhöhung wurde entsprechend den Bestimmungen für St 52 so festgelegt, daß die Durchbiegung höchstens 1 : 800 unter der Waagerechten betrug. Die Knotenpunkte wurden aber nicht, wie es üblich ist, auf eine Parabel gelegt, sondern die mittleren drei Knotenpunkte liegen gleich hoch mit einer Überhöhung von 5 cm (Abb. 6). Die Überhöhungskurve ist also ein Paralleltrapez. Diese Lösung wurde gewählt, um zur Vereinfachung der Werkstattarbeiten möglichst viele gleiche Längsträger zu bekommen. Die Durchbiegung der einzelnen Punkte ergibt sich nach der —·—·— Linie. Nachteile infolge dieser Überhöhungsart haben sich nicht ergeben.

Außerdem wird noch auf einen Aufsatz von Dipl.-Ing. Bergfelder, Dortmund, in der Bautechn. 1930, Heft 17, hingewiesen, in dem auf S. 204 links unten auf die besonderen Vorteile des Dreigurtsystems hingewiesen wird.

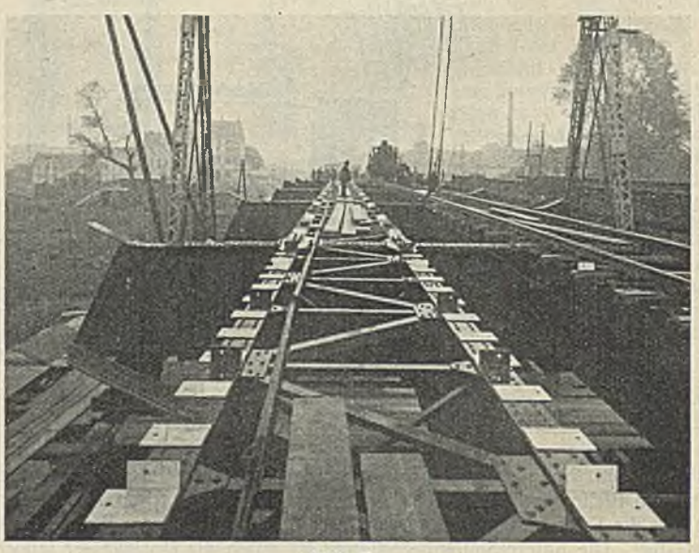


Abb. 7.

Die Spannungs- und die lotrechten und seitlichen Biegungsversuchsmessungen ergaben, daß die Dreigurtbrücke sich besonders bezüglich der Seitenschwankungen sehr günstig verhält und daß alle Rechnungsergebnisse voll erfüllt wurden.

Die Durchbiegung entspricht der Durchbiegung einer Viergurtbrücke mit gleicher lotrechter Höhe und ist also kleiner als die einer üblichen, d. h. niedrigeren Viergurtbrücke.

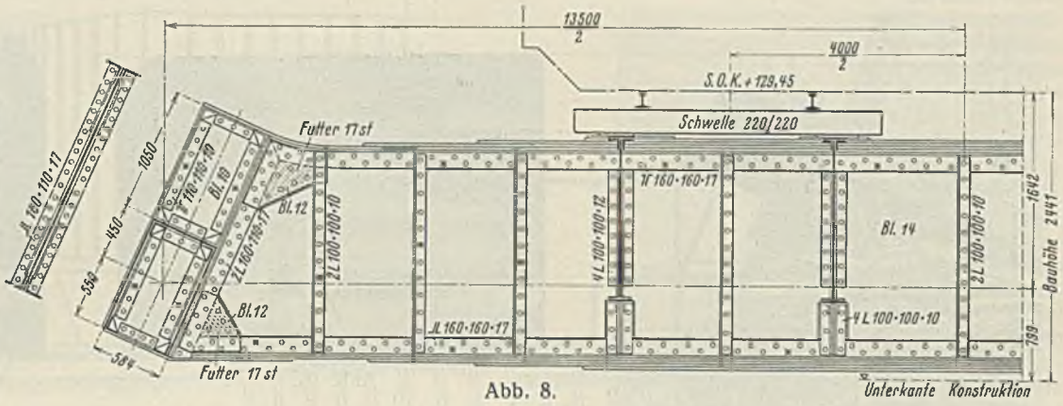


Abb. 8.

Ausbildung der einzelnen Brückenteile.

Die Längsträger sind 13 m lang. Sie haben oben über die Querträger gelegte durchgehende Verbindungslaschen und sitzen auf kräftigen Konsolen (Abb. 7). Der Schlingerverband liegt möglichst hoch, und an drei Stellen sind Querverbände angebracht.

Die Zwischenquerträger (Abb. 8) haben eine rechnungsmäßige Länge von 13,5 m. Die Ausbildung selbst bietet nichts Neues. An den Enden sind die Querträger kräftig an den Untergurt angeschlossen. Eine obere Lamelle ist über das Knotenblechschott des Untergurtes gelegt, und ein abgekricktes liegendes Knotenblech, erfaßt den ganzen Untergurt (Abb. 7).

Die Endquerträger (Abb. 9) sind durch eine Zuglamelle verstärkt, um den Zug von 300 t am Auflager aufzunehmen. Diese Lamelle reicht über den Auflageroberteil (Abb. 15) hinweg. Die Endquerträger wurden in der Werkstätte mit den letzten Knotenblechen und dem Untergurtendstück fertig vernietet und das Auflageroberteil eingepaßt und festgeschraubt, um die Aufstellung zu erleichtern.

Der Untergurt hat einen unten offenen Kastenquerschnitt nach Abb. 8, 9 u. 10.

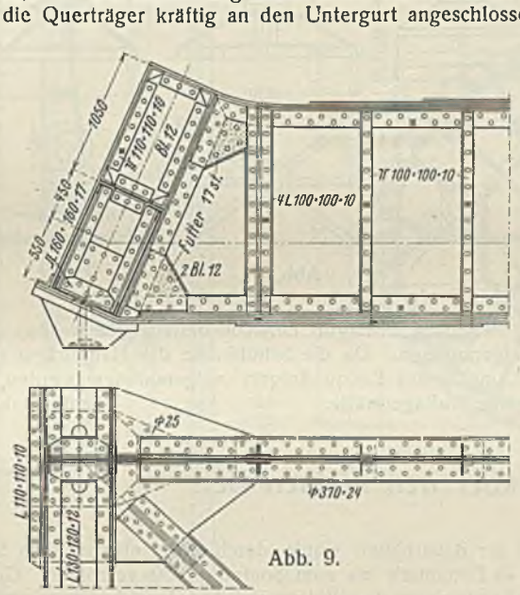


Abb. 9.

Abb. 10.

Ein ganz neues Bauglied der Brücke bildet der Obergurt (Abb. 11 bis 13). Der Querschnitt ist, da es sich noch gewissermaßen um einen Versuchsbau handelte, sozusagen aus den beiden Obergurten einer Viergurtbrücke zusammengesetzt. Die Knotenpunkte haben vier Knotenbleche und der ganze Gurt einen Mittelsteg. Die Außenflächen sind entsprechend der Neigung ausgebildet. Es wird hierdurch erreicht, daß nur die oberen

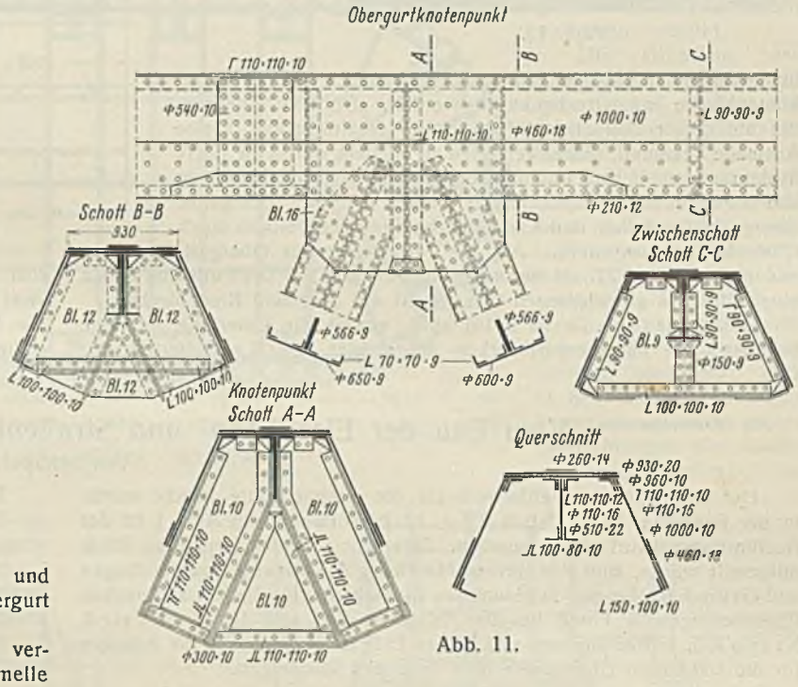


Abb. 11.

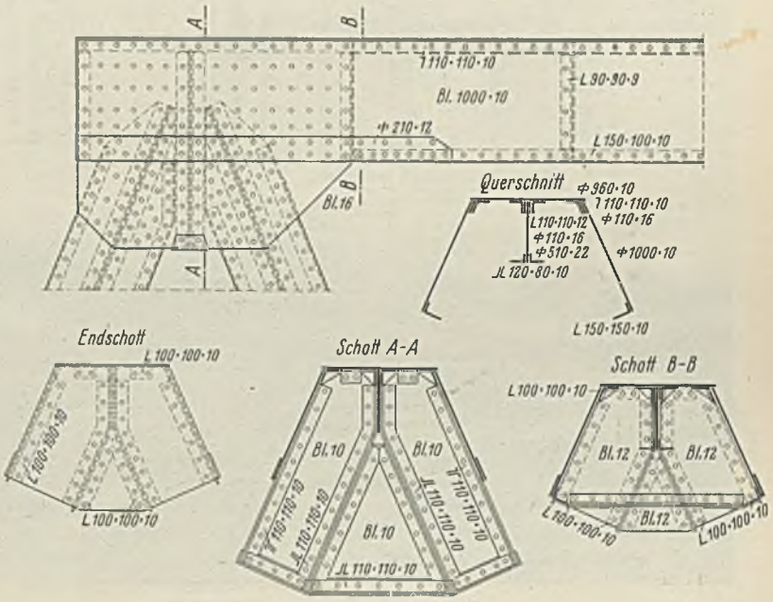


Abb. 12.

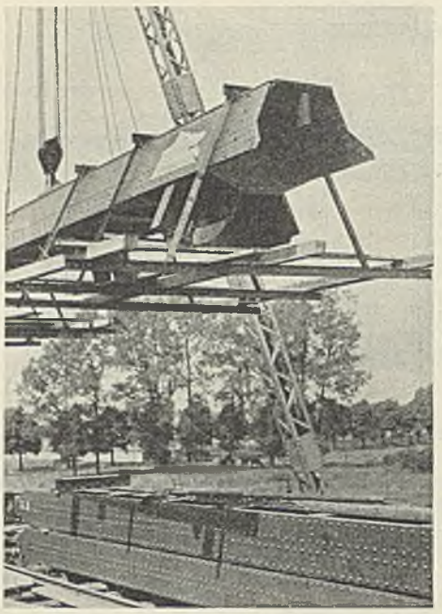


Abb. 13.

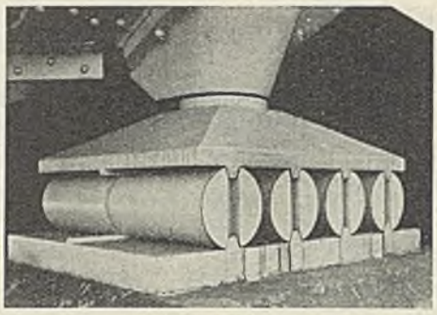


Abb. 16.

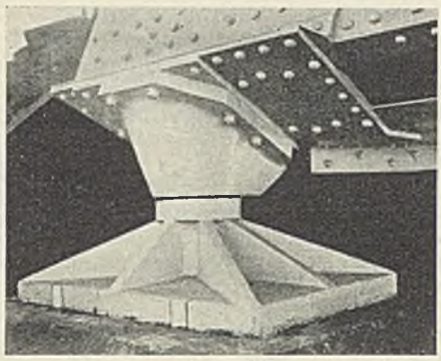


Abb. 15.

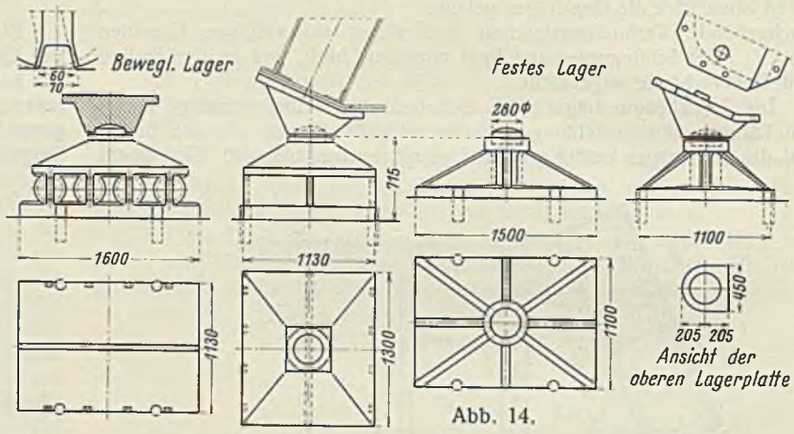


Abb. 14.

Innenwinkel aufgebogen zu werden brauchen. Die Innenknotenbleche müssen abgeknickt werden. Um den Obergurt, der bei dieser Doppelausbildung noch verhältnismäßig kleine Ausmaße bekommt, besser vernieten zu können, wurde die obere Systemlinie auf 50 cm auseinandergezogen. Hierdurch konnten alle Niete bis in die Spitze leicht erreicht werden. Der ganze Obergurt ist zwischen den Knotenblechen und den Feldern durch Querschotten ausgesteift. Auf die Ausbildung der Obergurtenden (Abb. 12 u. 22) sei besonders hingewiesen. — Die Füllstäbe haben einen üblichen geschlossenen Querschnitt mit Steg und Bindeblechen.

Die Lager (Abb. 14, 15 u. 16) sind, soweit die Unterteile in Frage kommen, wie bei Viergurtbrücken ausgebildet. Der Lageroberteil paßt sich dem schräg liegenden Untergurt an. Die Seitenkräfte werden durch zwei Ansätze aufgenommen. Da die Schubkräfte der Hauptträger durch die besondere Lamelle des Endquerträgers aufgenommen werden, entstehen nur lotrechte Auflagerkräfte. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Vom Bau der Eisenbahn- und Straßenbrücke über den Kleinen Belt.

Von Schaper.

Der internationale Wettbewerb für die obengenannte Brücke wurde in der Bautechn. 1929, Heft 9, 12 u. 17 beschrieben. In Abb. 1 ist der Ausführungsentwurf wiedergegeben. Wie schon an der genannten Stelle mitgeteilt wurde, sind den Firmen Monberg & Thorsen in Kopenhagen und Grün & Bilfinger in Mannheim die Arbeiten für die Vorlandbrücken (Eisenbetongewölbe) und für die Pfeiler im Belt und der Firma Fried. Krupp AG. in Rheinhausen und Louis Eilers in Hannover die Arbeiten für die stählernen Überbauten über dem Belt übertragen.

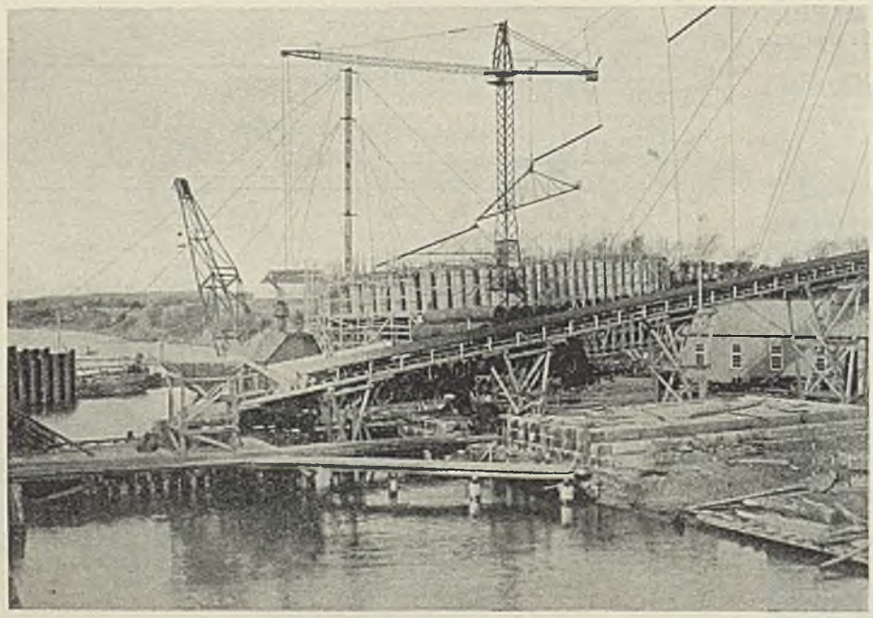


Abb. 2. Baustelle der Beltbrücke.

Der Beginn der Bauarbeiten wurde durch einen elfmonatigen Streik der Bauarbeiter in Dänemark bis zum Sommer 1930 verzögert. Gegenwärtig sind die Fundamente der Widerlager, der Gewölbepfeiler und der Landpfeiler des eisernen Überbaues im Bau, und der Senkkasten des ersten Pfeilers im Belt befindet sich auf einer 1 : 14 geneigten, auf dem nördlichen Ufer gelegenen Hellinganlage in der Herstellung (Abb. 2).

Grundsätzlich ist für die Senkkasten der Pfeiler im Belt die beim Wettbewerb vorgeschlagene Anordnung beibehalten worden[1]). Der untere, rd. 7 m hohe Raum des Senkkastens ist von einem in sich geschlossenen Kranz von eisenbewehrten, unten und oben offenen Hohlpfählen mit einem lichten Durchmesser von 1,18 m umgeben (Abb. 4 u. 6). Der Senkkasten, der schwimmend zur Baustelle geschafft werden soll (Abb. 5), wird dort durch Wasser- und Betonballast mit den Pfahlfüßen auf den Meeresgrund versenkt. Die Länge der einzelnen Pfähle wird der genau abgepeilten Form des Meeresbodens an der Baustelle angepaßt. Durch Entfernen des aus ganz gleichmäßigem, wasserundurchlässigem und festem Ton bestehenden Bodens unter den Pfahlfüßen durch ein eigens für diesen Zweck konstruiertes und fein durchdachtes Bohr- und Luftstrahl-Wasserdruck-Spülgerät, das durch die stets über den Wasserspiegel verlängerten Pfähle hindurchgreift und in den Pfählen geführt wird, soll der Senkkasten mit seiner Unterkante rd. 6 m in den Meeresboden abgesenkt werden (Abb. 6). Der Tonboden ist von solcher Beschaffenheit, daß der Pfahlkranz den unteren Raum des Senkkastens vollständig wasserdicht umschließen und so die Möglichkeit schaffen wird, den Boden aus dem unteren Raum ohne Druckluft zu entfernen und den unteren Raum mit Beton auszufüllen. Daß der Tonboden die auf ihn gesetzten Hoffnungen der vollständigen Wasserdichtigkeit erfüllen wird, ist gelegentlich der Beurteilung der Entwürfe

[1]) Vgl. die Abb. 14 u. 15 an der oben angeführten Stelle.

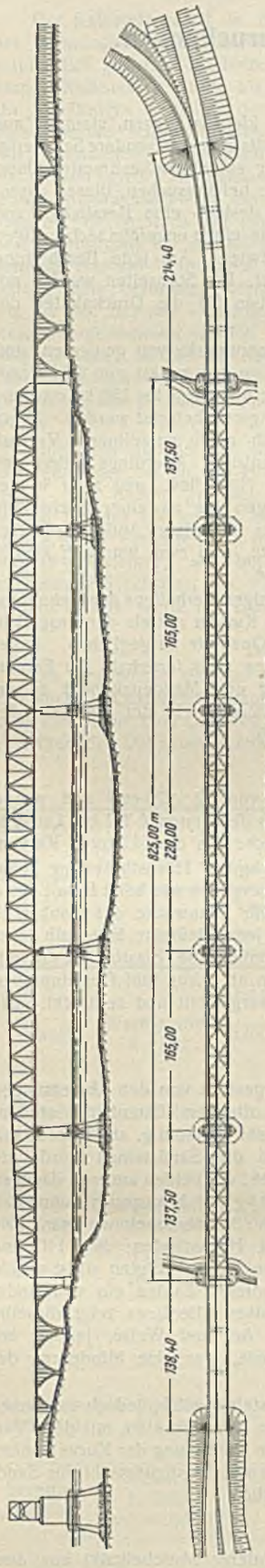


Abb. 1. Ausführungsentwurf.

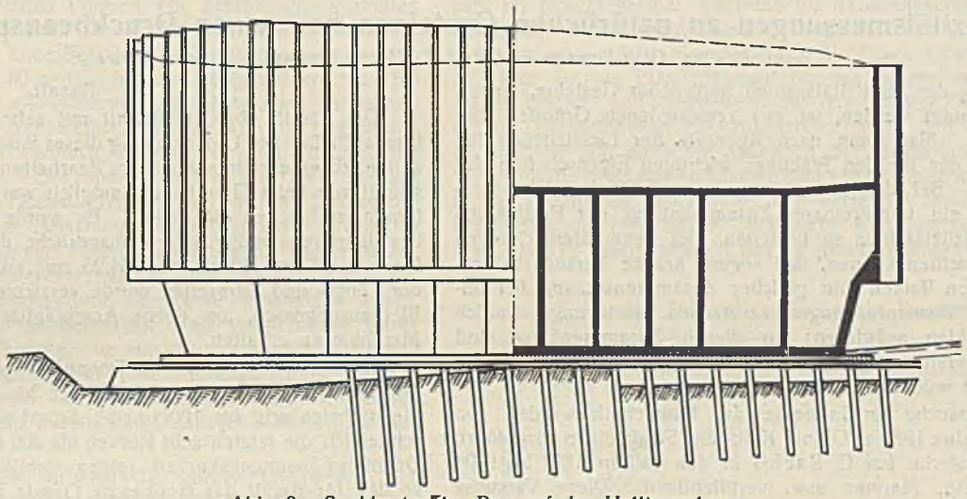


Abb. 3. Senkkasten im Bau auf der Hellinganlage.

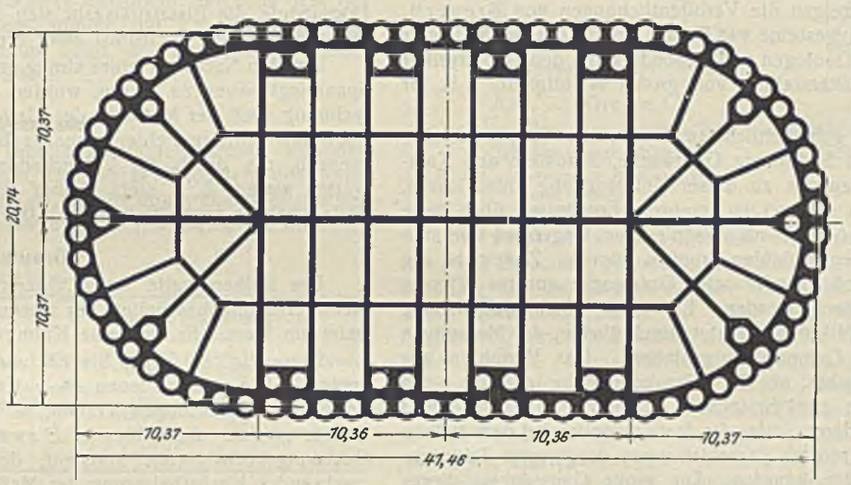


Abb. 4. Senkkasten. Grundriß.

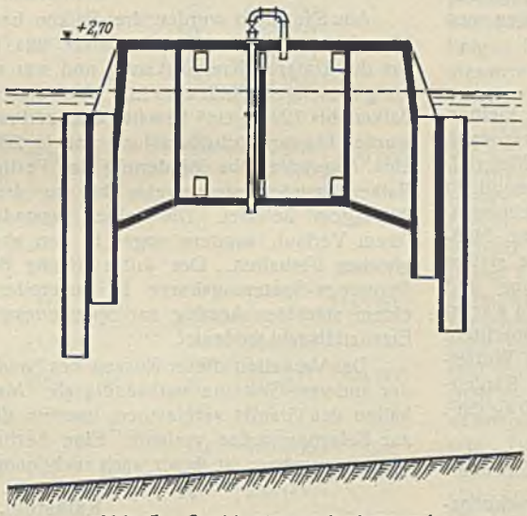


Abb. 5. Senkkasten, schwimmend.

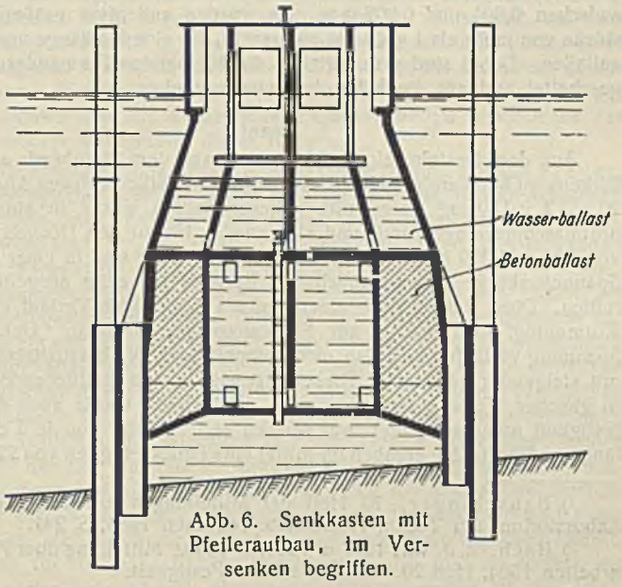


Abb. 6. Senkkasten mit Pfeileraufbau, im Versenken begriffen.

Die 6500 t schweren Eisenbetonsenkkasten der Pfeiler im Belt werden auf einer Hellinganlage am Ufer hergestellt, und zwar auf dem Kopfe stehend (Abb. 2 u. 3), weil die Pfahlfüße mit ihrer Aufstandfläche keine Ebene bilden, sondern sich — wie schon erwähnt — dem unebenen Meeresgrund anpassen. Die Hellinganlage und ihre Ablaufbahnen sind auf das sorgfältigste wie für den Stapellauf eines großen Schiffes hergestellt. Nach dem Stapellauf werden die Senkkasten durch Wasserballast im Wasser gedreht (Abb. 5), erhöht und dann versenkt.

Die Gründung der Pfeiler im Belt ist ganz neuartig und verdient die regste Aufmerksamkeit aller Bauingenieure.

Der Beton wird gegossen und von einer 54 m hohen Gießturmanlage über die Baustelle verteilt (Abb. 2). Die Zuschlagstoffe für den Beton werden getrennt nach Feinem, Mittelgrobem und Grobem angeliefert und in den für den jeweiligen Verwendungszweck geeigneten Mengen der Mischmaschine zugeführt. Die Beschaffenheit der Zuschlagstoffe und des Zementes wird auf der Baustelle in einem gut eingerichteten Laboratorium überwacht. Dort werden auch die Festigkeitseigenschaften des Betons durch Balkenproben festgestellt.

Die dänischen Staatseisenbahnen stehen mit dem Bau der Beltbrücke vor einer sehr schwierigen und gefahrvollen Aufgabe, deren sie aber bei ihrer sachkundigen Bauleitung und Bauaufsicht und bei der Erfahrung, Leistungsfähigkeit und Zuverlässigkeit der Firmen, denen der Bau übertragen ist, sicher Herr werden werden.

durch das Preisgericht (vgl. die oben angeführte Stelle) durch Laboratoriumsversuche und jetzt durch Absenken eines Probehohlpfahles mit den für die endgültige Ausführung bestimmten Abmessungen als erwiesen anzusehen. Der Probehohlpfahl wurde mit Hilfe des erwähnten Bohr- und Spülgerätes mit dem Fuße bis 20 m unter den Wasserspiegel in den Tonboden abgesenkt. Weiter wurde der Boden unter dem Pfahlfuß noch rd. 1 m entfernt. Seit 6 Wochen ist der Raum unter dem Pfahl vollständig trocken geblieben, die Tonwände sind fest und unverändert. Das Bohr- und Spülgerät hat sich bei dieser Probeausführung sehr gut bewährt.

Elastizitätsmessungen an natürlichen Gesteinen bei reinen Druckbeanspruchungen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. Otto Dreves und Prof. Dr. Kurt Eisenmann, Braunschweig.

Die Untersuchung der Elastizitätszahlen natürlicher Gesteine, soweit sie zu Bauten verwendet werden, ist aus verschiedenen Gründen von praktischem Interesse. Man kann nach Kenntnis der Elastizitätszahlen immerhin einen Teil der für den Praktiker wichtigen Eigenschaften der Baustoffe beurteilen. Bei der Betrachtung eines und desselben Baustoffes scheint auch ein unmittelbarer Zusammenhang der Festigkeitszahlen und der Elastizitätszahlen zu bestehen. Bei Betonuntersuchungen haben wir stets beobachten können, daß sogen. kranke Versuchsbalken, die gegenüber anderen Balken von gleicher Zusammensetzung bei ungewöhnlich geringen Beanspruchungen zerbrachen, auch ungewöhnlich geringe Elastizitätszahlen aufwiesen; für diesen Zusammenhang sind empirische Gesetze bereits ermittelt, wenn auch weitere Untersuchungen in dieser Richtung zu wünschen wären.

Die ältesten Versuche im Interesse der Bautechnik wurden von Bauschinger[1]) im Jahre 1884 an Granit, Kalk- und Sandsteinen ausgeführt. Ein umfangreiches Material hat C. Bach[2]) in den Jahren 1897 bis 1904 über Granit, Sandstein, Marmor usw. veröffentlicht. Diese Versuche wurden in neuerer Zeit von O. Graf[3]) fortgesetzt, der Elastizitätsmessungen an Basalt, Muschelkalk, Quarzit, Granit, Buntsandstein und Hochofenschlacke ausführte. Daß sich die Interessen des Bautechnikers und des Geologen hier begegnen, zeigen die Veröffentlichungen von Breyer[4]), der in der Hauptsache Eruptivgesteine wie Basalt, Granit, Diabas, Melaphyr usw. untersuchte. Für den Geologen und besonders für den Geophysiker ist die Kenntnis der Elastizitätszahlen von großer Wichtigkeit, z. B. für die Erdbebenforschung.

Von uns wurden die gebräuchlichsten Stoffe, die Eruptivgesteine Granit und Basalt sowie die Sedimente Grauwacke, Sandstein und Kalkstein, untersucht. Wir haben uns zu dieser Untersuchung entschlossen, weil es nur von Vorteil zu sein schien, mehrere Ergebnisse über diese Baustoffe zu erhalten, zumal diese aus verschiedenen Gegenden stammen und schon deshalb abweichende Zahlen ergeben können. Zudem ist die als Zuschlagstoff zu Beton häufig gebrauchte Grauwacke unseres Wissens überhaupt noch nicht untersucht worden. Es kommt hinzu, daß wir die Untersuchungen mit einem Mikrokomparator durchführten, der Messungen mit einer besonders hohen Genauigkeit gestattete. Das Verfahren war hier insofern kein rein optisches, als der Mikrokomparator auf der einen Seite der Meßstrecke durch zwei Spitzen in seiner Achse festgeklemmt wurde, während auf der anderen Seite, die frei beweglich auf dem Balken aufgelegt wurde, die waagerechten Verschiebungen durch zwei Schlittenmikroskope abgelesen werden konnten. Die große Genauigkeit dieses Verfahrens ist durch eine Reihe von Arbeiten[5]) an Versuchsbalken aus Beton festgestellt worden. Der zu erwartende Meßfehler schwankte zwischen 0,001 und 0,002 mm. Es wurden außerdem größere Gesteinstücke von mehr als 1 m Länge untersucht, die eine Meßlänge von 1000 mm zuließen. Dabei sind grundsätzlich die bleibenden Formänderungen ausgeschaltet und nur die federnden wiedergegeben.

Granit.

Aus dem Gestein, einem Biotitgranit aus dem Steinbruch am kleinen Birkenkopf bei Wernigerode a/Harz, wurde ein Balken von den Abmessungen $20 \times 12 \times 150$ cm³ hergestellt. Dieser Balken wurde in eine Materialprüfmaschine eingespannt und stufenweise bis zu den Höchstspannungen von 200 und 300 kg/cm² belastet. Die Ergebnisse sind in einer Dehnungs-Spannungskurve veranschaulicht als Beispiel für zehn ausgeführte Meßreihen. Diese zeigen nach einem kurzen S-förmigen Verlauf eine stetige Krümmung, die konkav zur Spannungsachse verläuft. Dehnung und Spannung verlaufen hier also nicht proportional, die Elastizitätszahl wächst mit steigender Belastung. Dieses Ergebnis ist von sämtlichen Beobachtern in gleicher Weise gefunden worden. Bei Granit wurde auch die Würfelfestigkeit untersucht, und zwar wurden sechs Würfel von je 7 cm Kantenlänge gedrückt. Sie ergaben im Mittel eine Druckfestigkeit von 2250 kg/cm².

Basalt.

Der Basalt, ein Olivinbasalt mit sehr kleinen Drusen, stammte aus Linz a/Rhein. Die Untersuchung dieses Basalts zeigte besondere Schwierigkeiten, da eine steinmetzmäßige Bearbeitung auf einem bestimmten Querschnitt wie beim Granit nicht möglich war; bei Versuchen, dieses auszuführen, zerbrachen die Balken. Es wurde deshalb eine Basaltsäule von besonders regelmäßiger Form ausgesucht, die einen ungefähr sechseckigen Querschnitt im Mittel von 364,25 cm² aufwies. Auf jede Bearbeitung der Längs- und Stirnseiten wurde verzichtet. Die Stirnseiten wurden mit Blei ausgegossen, um ebene Anschlagflächen für die Druckplatten der Maschine zu erhalten.

Es wurden insgesamt 32 Dehnungs-Spannungskurven gemessen, und zwar so, daß die ersten acht Kurven bis zur Höchstlast von 50 kg/cm², die nächsten acht bis 100 kg/cm², darauf acht Kurven bis 150 kg/cm² und schließlich die letzten acht Kurven bis 200 kg/cm² belastet wurden. Diese Dehnungs-Spannungskurven zeigen sämtlich einen geradlinigen Verlauf, so daß für Basalt das Hookesche Gesetz zutrifft. Allerdings ändert sich die Elastizitätszahl E mit der Größe der Höchstlast, und zwar in der Weise, daß E bei wiederholten Belastungen bis zu einer Höchststufe stets konstant gefunden wurde, daß aber bei einer Änderung dieser Höchststufe die Elastizitätszahl sich änderte, und zwar wurde E kleiner mit der größeren Höchstlast einer Meßreihe.

Um den Nachweis eines streng geradlinigen Verhaltens der Dehnungs-Spannungskurven zu führen, wurden diese Kurven mittels der Ausgleichrechnung nach der Methode der kleinsten Quadrate ausgeglichen. Dabei blieb der mittlere Fehler einer Beobachtung stets innerhalb der Fehlergrenzen, die durch die Versuchanordnung und Meßgenauigkeit zu erwarten waren, d. h. stets kleiner als 0,002 mm. In der Mehrzahl der Fälle blieb er sogar kleiner als 0,001 mm[6]).

Grauwacke.

Der Balken hatte einen Querschnitt von 12×20 cm² und wurde steinmetzmäßig bearbeitet. Er stammte aus dem Innerste-Tal bei Langelsheim am Harz. Es war eine Kulmgrauwacke aus dem Unteren Karbon.

Dieser Balken wurde bis 120 und 200 kg/cm² Höchstbelastung beansprucht. Die verschiedenen $\sigma - \varepsilon$-Kurven ergeben wie beim Basalt einen vollständig geradlinigen Verlauf, so daß für Grauwacke das Hookesche Gesetz zutrifft. Auch hier ist E zwar für jede Meßreihe innerhalb einer Belastungshöchstgrenze konstant, doch nimmt die Elastizitätszahl mit wachsender Höchstbelastung der Meßreihen ab. Aus fünf Gesteinproben wurden Würfel von je 7 cm Kantenlänge hergestellt und zerdrückt. Die mittlere Festigkeit betrug 2040 kg/cm².

Sandstein.

Aus Sandstein wurden drei Balken hergestellt von den Abmessungen $12 \times 20 \times 150$ cm³. Der Sandstein aus Lutter am Barenberge stammt aus der Unteren Kreide (Gault) und war sehr feinkörnig, stark porös mit tonig-kieseligen Bindemitteln. Von diesen drei Sandsteinen wurde ein Balken bis 120 kg/cm² belastet und zerbrach, die beiden anderen dagegen wurden bis zur Höchstbelastung von je 200 kg/cm² beansprucht, ohne daß eine ungewöhnliche Minderung der Festigkeit wahrzunehmen war. Die Balken wurden stufenweise bis zu drei Höchstlasten: 80, 140 und 200 kg/cm² belastet. Die beiden gesunden Balken zeigten nicht nur in ihrem Verlauf, sondern sogar in den absoluten Zahlen ein vollständig gleiches Verhalten. Der dritte kranke Balken allerdings zeigt dieselbe Dehnungs-Spannungskurve in genereller Art und Weise, jedoch mit einem stärkeren Anstieg zur Spannungsachse, was eine Minderung der Elastizitätszahl bedeutet.

Das Verhalten dieser Kurven des Sandsteins weicht jedoch von denen der anderen Gesteine vollständig ab. Man kann es etwa mit dem Verhalten des Granits vergleichen, insofern die Krümmung der Kurve konkav zur Belastungsachse verläuft. Eine bestimmte Elastizitätszahl für Sandstein anzugeben, ist daher auch nicht möglich.

Kalkstein.

Es wurden ein Muschelkalkstein (Unterer Muschelkalk) aus dem Tetzelbruch bei Königslutter am Elm sowie zwei Serpula-Kalksteine (nicht oolithisch) aus dem Serpulit (Oberer weißer Jura) aus Thüste bei Salzhemmendorf untersucht. Die Balken wurden steinmetzmäßig bearbeitet und erhielten einen Querschnitt von 12×20 cm². Die Länge betrug 150 cm.

---

[1]) Bauschinger, 10. Heft der Mitteilungen aus dem Mech.-Techn. Laboratorium der Techn. Hochschule München 1884, S. 241.

[2]) Bach, Z. d. VdI 1897 u. 1903, S. 1459. Mitteilung über Forschungsarbeiten 1904, Heft 20. Elastizität und Festigkeit.

[3]) Graf, Die Elastizität der Baustoffe. Bautechn. 1926, Heft 34. — Die Dauerfestigkeit der Werkstoffe und der Konstruktionselemente 1929, S. 101 ff.

[4]) Breyer, Über die Elastizität von Gesteinen. Beiträge zur physikalischen Erforschung der Erdrinde 1929, Heft 1.

[5]) Eisenmann, Druck- und Zugversuche an Beton mit Mikrokomparator. B. u. E. 1926, Heft 14. — Kesper, Feinmessungen elastischer Formänderungen an Beton und Eisenbetonbalken infolge Biegungs-, Druck- und Zugbeanspruchungen. Doktor-Dissertation Braunschweig 1928. — Dreves, Über das elastische Verhalten von Beton. Doktor-Dissertation Braunschweig 1929.

[6]) Genaue Angaben über die Meßfehler dieses Verfahrens sowie über die Anwendung der Ausgleichrechnung auf diese Messungen sind in der Dissertation des einen Verfassers „Über das elastische Verhalten von Beton", Braunschweig 1929, zu finden.

Der Kalkstein weist in beiden Formen ein geradliniges Verhalten der Dehnungs-Spannungskurven auf. Die Kalksteine zeigten sich sehr empfindlich gegen wiederholte hohe Belastung. Der eine von den beiden Serpula-Kalksteinen wurde bis 80 kg/cm² belastet, zeigte dabei zunächst ein geradliniges Verhalten der $\sigma - \varepsilon$-Kurven, die dann nach der dritten Versuchsreihe schon in eine zur Belastungsachse konkav gekrümmte Kurve umschlug. Der Balken zerbrach sodann bei dem Versuch, ihn bis zu 100 kg/cm² zu belasten. Der andere Balken aus dem Serpulit wurde stufenweise bis zu den Höchstlasten von 80, 140 und 200 kg/cm² belastet. Er zerbrach bei einer Belastung von 180 kg/cm², obwohl er bereits mehrmals bis auf 200 kg/cm² belastet worden war. Dieser Balken verdient insofern besonderes Interesse, als an ihm bei der ersten Belastung eine besondere Krümmungsform der Kurve festgestellt wurde, wie sie bei unseren Versuchen an Betonbalken als jungfräuliche Kurve stets wahrgenommen werden konnte. Im übrigen ergaben die Kurven stets Geraden, so daß für Kalkstein für jede Höchstbelastung eine bestimmte konstante Elastizitätszahl festgestellt werden kann in der Art und Weise, wie es auch bei dem Basalt- und Grauwackebalken gefunden wurde.

Auch der Balken aus dem Muschelkalk wurde stufenweise nach vier Meßreihen bis zu den Höchstlasten 40, 80, 120 und 160 kg/cm² belastet. Der Balken zerbrach bei 150 kg/cm², nachdem er schon des öfteren bis auf 160 kg/cm² belastet worden war; die Kurven sind alle gerade. Das Verhalten des Muschelkalkes entspricht durchaus dem des Serpula-Kalksteines; wie bei diesem nimmt die Elastizitätszahl mit wachsender Höchstlast ab. Allerdings zeigt der Muschelkalk durchgehend höhere Werte der Elastizitätszahl.

Die Ergebnisse.

Die Ergebnisse sind in einer Tabelle zusammengestellt. Von den untersuchten Gesteinen: Granit, Basalt, Grauwacke, Sandstein und Kalkstein kann man zwei Gruppen auswählen, die in ihrem charakteristischen Verhalten der Dehnungs-Spannungskurven generell verschieden sind.

Tabelle.

Gesteinsart	Fundort	Druckfestigkeit kg/cm²	Höchstbelastung kg/cm²	Bruch des Balkens kg/cm²	Strenge Elastizitätszahl der Gesteine, die dem Hookeschen Gesetze gehorchen: Belastungshöhe kg/cm²	Elastizitätszahl kg/cm²	Praktische Elastizitätszahl kg/cm²
Eruptivgesteine.							
Granit	Wernigerode a. Harz	2250	300	—	—	—	610 900
Basalt	Linz a. Rhein		200	—	50 100 150 200	989 000 966 000 964 750 951 000	969 000
Sedimentgesteine.							
Grauwacke	Langelsheim a. Harz	2040	200	—	120 200	689 800 668 000	679 000
Sandstein	Lutter a. Barenbge.	—	200	—	—	—	208 900
„	„	—	200	—	—	—	209 000
„	„	—	80	120	—	—	(180 900)
Muschelkalkstein	Königslutter a. Elm	—	160	150	40 80 120 160	344 800 318 750 310 000 298 000	324 000
Serpulakalkstein	Thüste b. Salzhemmendorf	—	200	180	80 140 200	252 000 247 800 238 000	246 000
„	„	—	80	100	80	213 000	(213 000)

Die erste Gruppe, zu der Basalt, Grauwacke und Kalkstein gehören, weist streng geradliniges Verhalten der $\sigma - \varepsilon$-Kurven auf, da die Geraden mittels Ausgleichrechnung nachgewiesen wurden, die einen mittleren Fehler ergab, der kleiner als der Meßfehler war. Übereinstimmend wurde festgestellt, daß die so erhaltene Elastizitätszahl konstant blieb, wenn man bei wiederholter Belastung bis zu derselben Höchstgrenze belastete. Wurde jedoch diese Höchstgrenze heraufgesetzt, so sank die Elastizitätszahl für jede Meßreihe. Während die Belastungshöchstgrenze von 50 auf 200 kg/cm² erhöht wurde, sank die Elastizitätszahl von 989 000 auf 951 000, d. h. um etwa 4 %. Man muß nun die Frage aufwerfen, ob es möglich ist, eine einzige Elastizitätszahl für das Gestein praktisch aufzustellen. Da die Höchst- und Kleinstwerte für das einzelne Gestein im allgemeinen für die verschiedenen Belastungsstufen nicht sehr erheblich abweichen, so erscheint ein einfacher Ausgleich der Elastizitätszahlen als gangbarer Weg, um die praktisch konstanten und festen Elastizitätszahlen festzulegen. In der Tabelle ist daher hinter den einzelnen verschiedenen Werten der Elastizitätszahl eine Spalte „praktische Elastizitätszahl" angegeben, die etwa als die Elastizitätszahl des Gesteins angenommen werden kann.

Genereller Verlauf der Dehnungs-Spannungskurven.

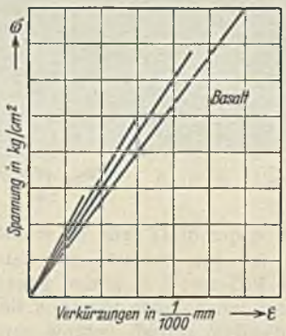


Abb. 1. Gruppe I. Gesteine, die dem Hookeschen Gesetze gehorchen.
E fällt mit steigender Höchstbelastung einer Meßreihe.

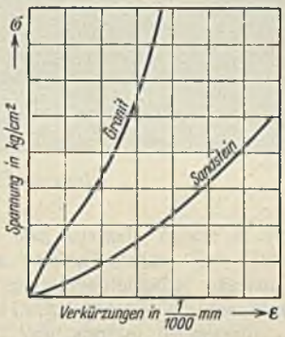


Abb. 2. Gruppe II. Gesteine, die dem Hookeschen Gesetze nicht gehorchen.

Zur zweiten Gruppe rechnen wir Granit und Sandstein, die eine mit jeder Belastung geänderte Elastizitätszahl aufweisen. Die $\sigma - \varepsilon$-Kurve ist stetig und größtenteils konkav zur Spannungsachse gekrümmt. Granit weist einen Wendepunkt auf. Für diese Gruppe ist eine theoretische Festsetzung einer bestimmten dem Gestein angehörenden Elastizitätszahl nicht möglich. Immerhin ist die Aufstellung praktisch möglich, und zwar auf verschiedene Art und Weise. Man kann die kleinsten beobachteten und die größten beobachteten Elastizitätszahlen als charakteristisch für das betreffende Gestein ansehen. Diesen Weg haben bisher alle gewählt, die Elastizitätszahlen von natürlichen Gesteinen angegeben haben. Wir haben es vorgezogen, nach einer Geraden auszugleichen, was um so unbedenklicher erschien, als die Kurven zumeist eine verhältnismäßig schwache Krümmung aufwiesen. Wohlgemerkt ist die Ausgleichrechnung streng theoretisch nicht angebracht, sondern nur ein Hilfsmittel, um eine praktische Elastizitätszahl angeben zu können. Die mittleren Fehler einer Beobachtung sind hier natürlich bedeutend höher als bei den streng geradlinigen Dehnungs-Spannungskurven. Auch zeigt die Verteilung der gemessenen Punkte um die ausgeglichene Gerade herum deutlich die zur σ-Achse konkave Krümmung dieser Kurven.

Was die absolute Höhe der Elastizitätszahlen betrifft, so fand Breyer, der von geologischer Seite an dieses Problem herantrat, daß die basischen Eruptivgesteine eine größere Elastizitätszahl besitzen als die sauren. Breyer macht also für die Höhe der Elastizitätszahlen den sinkenden Gehalt an Kieselsäure SiO_2 verantwortlich. Für die von uns untersuchten Eruptivgesteine den Basalt als basisches und den Granit als saures Eruptivgestein trifft diese Tatsache zu. Für Sedimentgesteine dagegen kann ein solches gesetzmäßiges Abnehmen von *E* infolge wachsenden Kieselsäuregehaltes wohl nicht in Frage kommen, da die verschiedene Entstehungsweise dieser Gesteine wahrscheinlich die Größe der Elastizitätszahl beeinflussen kann. Breyer untersuchte außer den Eruptivgesteinen auch einen Sandstein, der allerdings in dieses Gesetz sich einfügt, jedoch widerspricht der hier untersuchte Grauwackebalken durchaus diesem Gesetz. Denn trotz fast gleichen Gehaltes an SiO_2 hat das Sedimentgestein Grauwacke eine weit größere Elastizitätszahl als der Sandstein und sogar eine größere als das weniger SiO_2 enthaltende Eruptivgestein Granit. Die Ursache für die hohe Elastizitätszahl muß also hier im Gefüge zu suchen sein, da Grauwacke als älterer Sandstein anzusehen ist, der durch Umlagerung ein anderes Gefüge erhalten hat. Der Unterschied der Gefüge kann aber aus Betrachtung der Elastizitätszahl allein nicht genügend genau untersucht werden; er zeigt sich dagegen sehr deutlich bei Betrachtung der Dehnungs-Spannungskurven, die für Beurteilung der elastischen Eigenschaften eines Gesteins nicht außer acht gelassen werden dürfen. Während bei Sandstein die $\sigma - \varepsilon$-Kurve eine stetige Krümmung aufweist, zeigt sie bei Grauwacke einen streng geradlinigen Verlauf.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Allerdüker unter dem Mittellandkanal.

Von den Regierungsbauräten **Garbe** in Oebisfelde und **Krueger** in Vorsfelde.

(Schluß aus Heft 5.)

Gründung: Das Gelände am Düker liegt auf NN + 56,40 m. Die Bohrungen hatten unter einer rd. 2,20 m starken Moorschicht Sand verschiedener Korngröße, in 12 bis 14 m Tiefe Geschiebemergel mit Sandadern und in 18 m Tiefe Steinlager ergeben, die mit dem verfügbaren Gerät nicht durchbohrt werden konnten (Abb. 15 u. 16). Bei der Bauausführung wurde unmittelbar oberhalb und unterhalb der Mergelschicht grobes Geröll angetroffen, das sich als außerordentlich hinderlich erwies.

Das mit starkem Andrang auftretende Grundwasser findet sich im Jahresmittel auf NN + 55,80 m. Wenn die Aller ausufert, kann die Geländeüberflutung bis NN + 57,19 m ansteigen.

Da für den Bau die Beseitigung des Grundwassers eine wesentliche Rolle spielte, wurde von Oktober bis November 1927 ein Absenkungsversuch durchgeführt und dessen Ergebnisse in einem Sonderentwurf für die Grundwassersenkungsanlage verwertet.

Der Entwurf sah drei Staffeln vor, weil das Grundwasser rd. 12 m tief abgesenkt werden mußte. Die Saugleitung von 250 mm Durchm. der 1. (oberen) Staffel sollte in sich geschlossen sein und an den beiden Kreuzungsstellen mit der Dükerachse Schieber erhalten, so daß jede Hälfte für sich an eine Pumpstation angeschlossen, im Notfalle aber nach Öffnen der Schieber die gesamte Ringleitung von einer Pumpstation aus betrieben werden konnte. Die Achse der Saugleitung und Pumpen war so tief zu legen, wie es der Grundwasserstand bei der Bauausführung zuließ, mindestens aber auf NN + 56,30 m, gegebenenfalls mit Hilfe offener Wasserhaltung. Beide Pumpstationen sollten mit je zwei Pumpen und zwei Elektromotoren von je gleicher Leistung — davon die zweite Pumpe nebst Motor als Rückhalt — ausgerüstet werden. Der Wasserandrang der ersten Staffel betrug rechnungsmäßig rd. 150 l/sek und verteilte sich auf 40 rd. 10 m lange Brunnen, die an der Allerseite in rund 7,50 m, sonst in rd. 8,40 m Abstand angeordnet waren.

Die Saugleitung der 2. (mittleren) Staffel hatte ebenfalls 250 mm Durchm., konnte aber an den Häuptern mit Rücksicht auf die Höhenlage der Bauwerksohle nicht geschlossen werden. Sie mußte deshalb in zwei Stränge geteilt werden, die so tief zu legen waren, wie es die mit der 1. Staffel erreichte Absenkung zuließ. Die Anzahl der Pumpstationen und Rückhalte war die gleiche wie in der 1. Staffel. Der Wasserandrang betrug nach der Berechnung rund 200 l/sek bei rd. 140 l/sek Dauerleistung und sollte in 24 rd. 10 m langen Brunnen mit 7,20 m Abstand erfaßt werden. An den Häuptern würde sich damit das Absenkungsziel nicht erreichen lassen. Deshalb sah der Entwurf dort Tiefbrunnenpumpen (insgesamt bis zu zwölf) vor, die gleichzeitig auch in der 3. (unteren) Staffel in Betrieb sein mußten.

Die Anordnung der 3. Staffel entsprach der in der 2. Die Leistung betrug rd. 150 l/sek und verteilte sich — abgesehen von den Tiefpumpen — auf 20 rd. 10 m lange Brunnen mit rd. 4,70 m Abstand.

Die Brunnen sollten bestehen aus 150 mm weiten, mit Tresse versehenen Filtern, einschließlich der dazu gehörenden 10 m langen Einhänger von 100 mm Durchm. mit Rückschlagklappe, Flansch, Absperrschieber und einer Kiesumhüllung von 300 mm äußerem Durchmesser, der sich da, wo die Brunnen im Mergel stehen würden, auf 500 mm vergrößerte.

Für die Stromversorgung stand die 900 m entfernt aufgestellte, reichseigene Transformatorenstation zur Verfügung (s. Abb. 1), die an das 15 000-V-Netz des Überlandwerks Weferlingen angeschlossen ist. Dort wurde der Strom für den Betrieb des Moorspülbaggers, der das Kanalbett aushebt, auf 3000 V und in einem zweiten Transformator auf 500 V für den Bedarf der Baustelle des Allerdükers umgeformt. Am Düker mußte für den Betrieb der Tiefpumpen

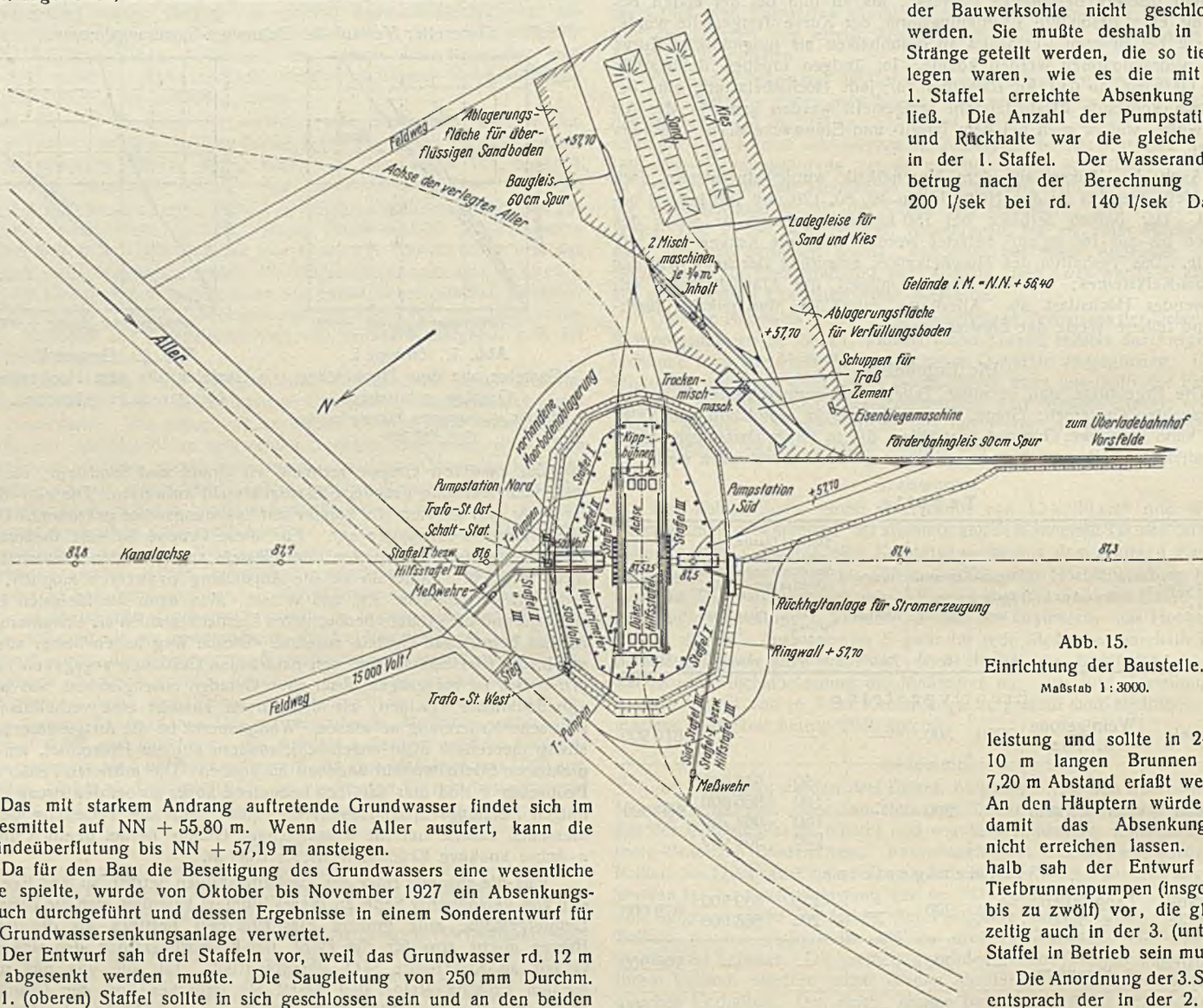


Abb. 15. Einrichtung der Baustelle. Maßstab 1 : 3000.

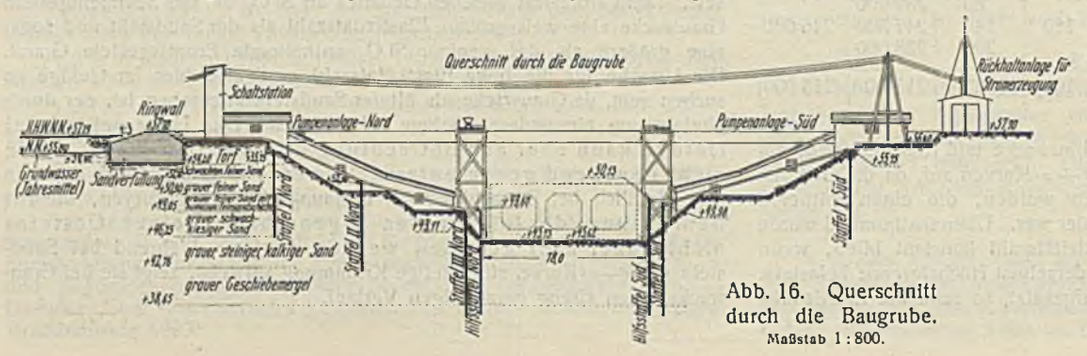


Abb. 16. Querschnitt durch die Baugrube. Maßstab 1 : 800.

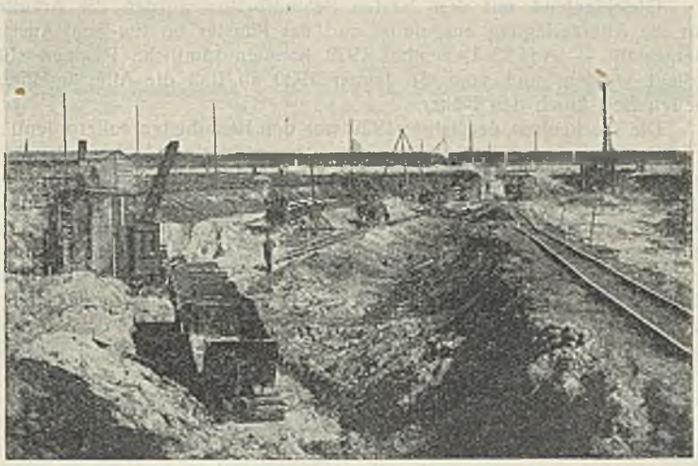


Abb. 17. Beginn des Erdaushubs.

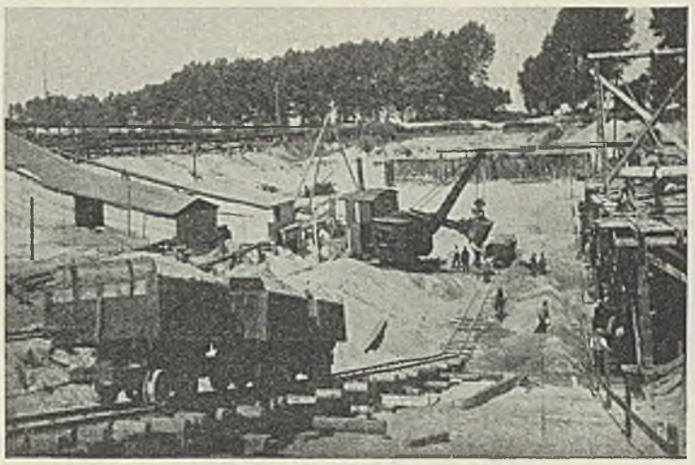


Abb. 18. Ende des Erdaushubs.

und für Beleuchtungszwecke nochmals eine Umformung auf 380 V stattfinden.

Um den Betrieb der Grundwassersenkungsanlage zu sichern, war auf der Baustelle eine Rückhaltanlage für Stromerzeugung vorgesehen.

Die hier nach dem Entwurf beschriebene Grundwassersenkung mußte bei der Bauausführung des Dükers abgeändert und erweitert werden.

Bauausführung. Am 10. April 1929 wurde mit dem Bohren der Brunnen für die 1. Staffel begonnen und am 22. April 1929 der Pumpbetrieb mit zunächst sieben Brunnen aufgenommen. Gleichzeitig begann der Baugrubenaushub, der insgesamt 35000 m³ betragen hat. Dafür waren zwei Löffelbagger angesetzt, um die Frist für die Beendigung der Erdarbeiten möglichst zu verkürzen (Abb. 17 u. 18).

Als Anfang Juni 1929 die oberste Ringstaffel und von der 2. Staffel die nördliche Hälfte an der Allerseite in vollem Betriebe waren, machte sich in einem 14 m tief gebohrten Brunnen für Tiefpumpen am Einlauf starker Wasserandrang bemerkbar. Daraus war zu schließen, daß das zweite, unter dem Mergel liegende Grundwasserstockwerk unter erheblichem Druck stand. Um daher bei weiter fortschreitendem Aushub die Baugrubensohle nicht zu gefährden, mußte zunächst der von unten gegen die Mergelschicht wirkende Wasserdruck so weit vermindert werden, daß die Erdauflast bis Baugrubensohle ihm das Gleichgewicht hielt. Zu dem Zweck wurde angeordnet, die Brunnen der 3. Staffel durch den Mergel zu bohren und die Anzahl so weit zu vermehren, bis die verstärkten Pumpenanlagen imstande sein würden, die notwendige Entspannung im zweiten Grundwasserstockwerk herbeizuführen. Diese unvermeidliche Erweiterung der Grundwassersenkungsanlage war zeitraubend, weil die bereits erwähnten Geröllschichten über und unter dem Mergel die Bohrarbeiten sehr aufhielten. Als sie Ende Juli 1929 abgeschlossen war, ergab sich folgendes Bild (s. Abb. 15 u. 16).

1. Staffel, ringförmig geschlossen, mit	35	Brunnen
2. „ (Nordseite an der Aller) mit	11	„
3. „ an der Aller mit	10	„
3. Hilfsstaffel (Nordseite an der Aller) mit	9	„
3. Staffel (Südseite) mit	10	„
3. Hilfsstaffel (Südseite) mit	9	„

außerdem je drei Tiefpumpen am Ein- und Auslauf. In der 2. Staffel konnten die Brunnen auf der Südseite gespart werden. Die Gesamtförderung betrug in dieser Zeit der größten Pumpenleistung, während die 1. und 2. Staffel abgeschaltet waren, 329 l/sek. Die gepumpten Wassermengen wurden mittels Meßwehren und Venturimeter festgestellt. Die Reichweite der Senkungsanlage war zu 1320 m berechnet, konnte aber in der Örtlichkeit nicht genau beobachtet werden, weil in dem trockenen Jahre 1929 der Grundwasserstand auch in der weiteren Umgebung des Dükers dauernd fiel und zur Zeit des Rückgangs der Pumpenleistung infolge von Niederschlägen wieder anstieg.

Die Erweiterung der Grundwassersenkungsanlage brachte auch eine erhebliche Steigerung des Stromverbrauchs mit sich. Die von der Transformatorenstation nach der Baustelle führende 500-V-Leitung reichte nicht mehr aus und wurde durch eine 15000-V-Leitung ersetzt. Dadurch ergab sich die Notwendigkeit, am Düker behelfsmäßig eine Station mit einem 15000/500-V-Transformator und — getrennt davon — zu größerer Sicherheit eine zweite Station aufzustellen (s. Abb. 15). Die mit Dampf betriebene Rückhaltanlage für Stromerzeugung wurde durch eine gleiche Anlage verstärkt. Da bei auch nur kurzer Stromunterbrechung das Wasser schnell anstieg und die Baugrubensohle überschwemmte, war eine Lokomobile ständig in voller Betriebsbereitschaft, um sofort die Stromversorgung der wichtigsten Pumpenmotoren übernehmen zu können, während die zweite unter mäßigem Feuer gehalten wurde. Für den Einsatz war ein besonderer Alarmdienst eingerichtet. Diese Vorsichtsmaßnahmen waren geboten, weil das außerordentlich schädliche Grundwasser des zweiten Stockwerks von dem frischen und ungeschützten Beton unbedingt ferngehalten werden mußte.

Von dem Augenblick ab, als das Ziel der Grundwassersenkung erreicht war, schritten die weiteren Bauarbeiten ohne Zwischenfall in rascher Folge vorwärts (Abb. 19 bis 21). Anfang August 1929 konnte mit den Betonarbeiten begonnen werden. Das Schüttgerüst, das gleichzeitig zur Aufnahme der Druckluft- und Stromzuführungen zu den Tiefpumpen Verwendung fand, lief auf beiden Seiten des Dükers entlang und vereinigte sich am Einlauf, um dort die Zufuhrgleise von den Mischmaschinen aufzunehmen (s. Abb. 15). Es waren zwei Stück je $^1/_2$ m³ fassende Maschinen und ein Trassia-Vormischer aufgestellt. Das Biegen

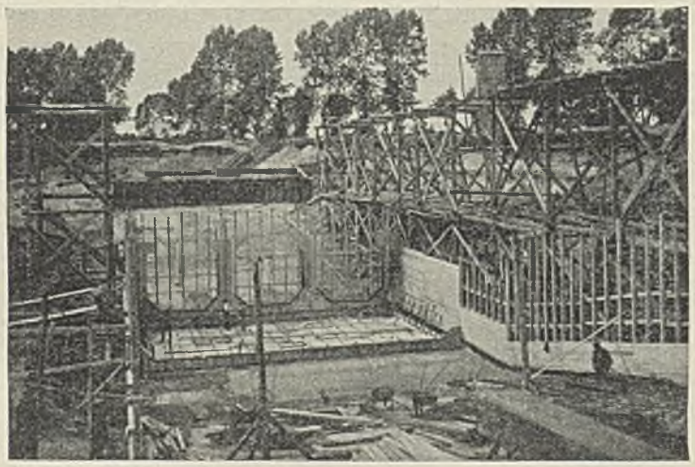


Abb. 19. Aufstellen der Schalung für den ersten Block.

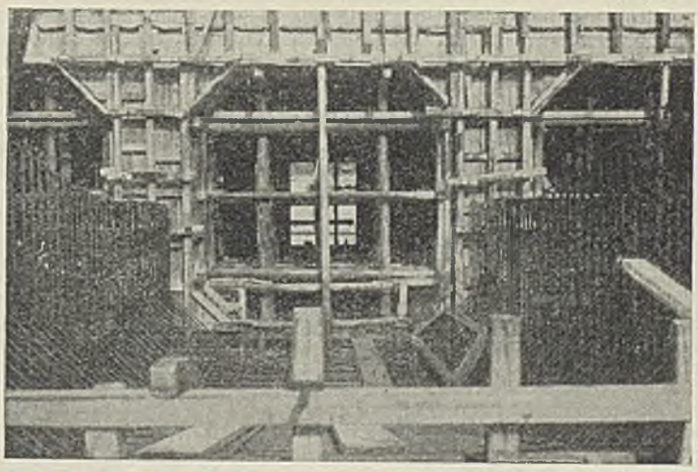


Abb. 20. Schalung mit Eiseneinlagen der unteren Blockhälfte.

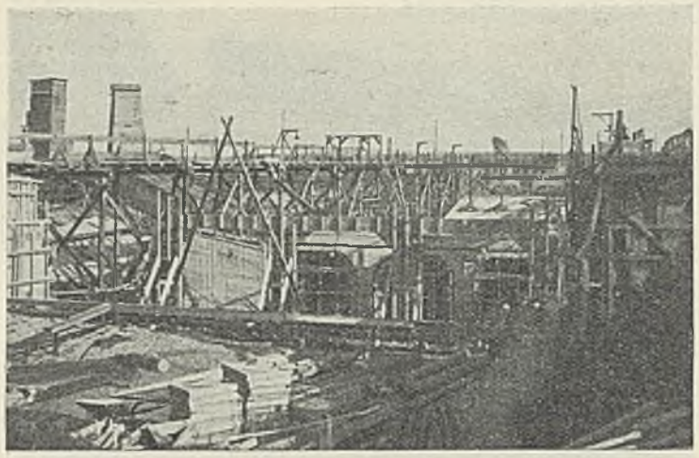


Abb. 21. Schalung am Auslauf.

der zahlreichen Eiseneinlagen besorgte eine elektrisch angetriebene Biegemaschine.

Der Beton wurde als Weichbeton in zwei Arbeitschichten, die nur durch eine zweistündige Pause getrennt waren, eingebracht, so daß Arbeitsfugen außer der planmäßig, waagerecht in Höhe der unteren Schräge vorgesehenen Fuge nicht entstanden. Aus den Muldenkippern stürzte der Beton in eiserne Behälter und floß von da in Verteilungsrinnen und Trichtern nach dem eingeschalten Block. Der Wasserzusatz war durch einen Regler an der Maschine festgelegt, der jedoch häufig verstellt werden mußte, um die großen Feuchtigkeitsunterschiede zwischen der Tageshitze und der nebelfeuchten Nachtluft auszugleichen.

Die Reihenfolge in der Herstellung der einzelnen Blöcke ergibt sich aus den im Längsschnitt eingetragenen römischen Ziffern (Abb. 5). Insgesamt sind rd. 5000 m³ Weichbeton und rd. 300 t Rundeisen eingebaut.

Als die Betonarbeiten so weit fortgeschritten waren, daß mit dem Hinterfüllen des Bauwerkes begonnen werden konnte, mußten Maßnahmen für den Rückbau der Grundwassersenkungsanlage getroffen werden. Zu dem Zwecke wurden die neun Brunnen der 3. Hilfsstaffel auf der Südseite, die von vornherein entsprechend weit gebohrt waren, mit Tiefpumpen besetzt (Abb. 15) und in deren Schutze die Brunnen der 3. (Haupt-) Staffel auf der Südseite zurückgebaut. Das Ziehen der 3. Staffeln auf der Nordseite vollzog sich in ähnlicher Weise, nur daß hier die 2. Staffel noch als Hilfe zur Verfügung stand. Sämtliche in unmittelbarer Nähe des Dükers niedergebrachten Brunnen sind mit Tonpfropfen verschlossen.

Mit dem Rückbau ging das Verfüllen des Bauwerkes, das auch von den Betongerüsten herab geschah, Hand in Hand. Dabei konnte das von den Pumpen der Grundwassersenkungsanlage geförderte Wasser mit Vorteil zum Einschlämmen des Füllbodens verwendet werden. Die Einrichtung war so getroffen, daß der an den Dükerhäuptern in Haufen verkippte Boden durch Wasserstrahl gelöst und verteilt wurde.

Gleichlaufend mit den letzten Betonarbeiten wurden die Arbeiten für die Allerverlegung ausgeführt und das Pflaster im Ein- und Auslauf hergestellt. — Am 23. Dezember 1929 konnten sämtliche Pumpen stillgelegt werden, und vom 21. Januar 1930 ab floß die Aller in ihrem neuen Bett durch den Düker.

Die Trockenheit des Jahres 1929 war den Bauarbeiten außerordentlich günstig; Störungen durch Hochwasser traten nicht ein. Andernfalls wären nicht unerhebliche Schwierigkeiten zu überwinden gewesen. Die Baustelle liegt etwa 2,5 km nordöstlich des Fleckens Vorsfelde, mitten im braunschweigischen Drömling, einem ausgedehnten Niederungsmoor, das die Wasserscheide zwischen Elbe und Weser bildet und von ausuferndem Hochwasser der Aller unter Wasser gesetzt wird. Die Baustelle mußte daher vor Überflutung geschützt und durch einen hochwasserfreien Zufahrtdamm zugänglich gemacht werden. Als vorbereitende Maßnahme wurde — zugleich zur Versorgung anderer Baustellen im Bereich einer längeren Kanalstrecke — im Jahre 1926 mit dem Bau eines Überladebahnhofes begonnen, der an den Bahnhof Vorsfelde der Reichsbahnstrecke Berlin—Hannover angeschlossen (Abb. 1), mit einem Portalkran und einem 400 t fassenden Zementschuppen ausgestattet ist und der Überladung der in Eisenbahnwagen ankommenden Baustoffe und Geräte auf die zum Allerdüker führende rd. 3 km lange Förderbahn von 90 cm Spurweite dient. Der Überladebahnhof gestattet das gleichzeitige Entladen von zwölf Eisenbahnwagen.

Für den hochwasserfreien, etwa 1 m über Gelände geschütteten Förderbahndamm sind rd. 35 000 m³ aus zwei im Zuge des künftigen Kanalbettes zwischen km 79,5 und 79,9 liegenden Entnahmestellen ausgeschachtet. Hier wurde auch der Sand für den die Baustelle des Allerdükers vor Überflutung schützenden Ringwall entnommen, der nach dem Entfernen der etwa 2,20 m starken Moordecke auf dem darunter anstehenden Sande ruhte (Abb. 15). Er lag mit seiner 2 m breiten Krone auf NN + 57,70 m und hatte außen 3fache, innen $1^1/_2$fache Böschungen.

Die Förderbahn ist von der Firma Frühling, Kruse & Bode hergestellt, die Probe-Grundwassersenkung am Düker besorgte die Siemens-Bauunion, die eigentliche Grundwassersenkung, den Bau des Allerdükers und die Allerverlegung führte die Philipp Holzmann AG., Zweigstelle Hannover, aus. Den Hochofenzement lieferte der Norddeutsche Zementverband in Hannover, den Traß der Deutsche Traßbund G. m. b. H. in Andernach, den Kies die Kiesbaggerei „Weser" in Rinteln, den Sand die Lübbower Tiefbau-, Kies- und Betonindustrie G. m. b. H. und die Ziegelsteine die Niedersächsische Mauersteinverkaufs-G. m. b. H. in Weferlingen. Die Tiefpumpen entstammten der Firma Garvens in Hannover-Wülfel. Inertol und Palesit ist von der Norddeutschen Industrie-Gesellschaft Schaefer & Kohlrausch in Hannover bezogen. Im übrigen waren an den Arbeiten und Lieferungen zahlreiche kleinere ortsansässige Handwerker und Händler beteiligt.

Die Gesamtbaukosten des Dükers haben rd. 1,3 Mill. RM betragen.

Der Entwurf ist unter der Oberleitung der Elbstrombauverwaltung in Magdeburg im Kanalbauamt Oebisfelde von dessen Vorstand und dem Regierungsbaumeister Steffenhagen bearbeitet. Die örtliche Bauleitung lag bei der dem Bauamt nachgeordneten Streckenbauleitung Vorsfelde, die bis zum 10. Mai 1929 dem Regierungsbaumeister Voß und von da ab dem Regierungsbaurat Krueger übertragen war.

Vermischtes.

Der neue Welland-Schiffahrtkanal zwischen Erie- und Ontario-See. Nach Eng. News-Rec. 1930, Bd. 105, Nr. 10 v. 4. Sept., S. 356, wird demnächst ein neuer Schiffahrtkanal zwischen dem Erie- und Ontario-See fertiggestellt sein. Dieser neue Welland-Kanal ist der vierte Wasserweg, den man bisher zur Umgehung der Niagara-Fälle zwischen den beiden großen Seen erbaut hat. Der in Abb. 1 dargestellte Lageplan zeigt den fast gestreckten Verlauf des Kanals, der gegenüber der bisherigen Verbindung der Seen eine erhebliche Verkürzung des Wasserweges bedeutet.

Die Anlage eines neuen Kanals war bereits im Jahre 1913 von der kanadischen Regierung vorgesehen worden mit dem Ziel, einen 7,60 m tiefen Wasserweg vom Erie- zum Ontario-See und darüber hinaus bis zum St.-Lawrence-Fluß zu schaffen.

Der Krieg und die ungewissen Wirtschaftsverhältnisse in der Folgezeit gestatteten jedoch erst im Jahre 1921 die Festlegung der vertraglichen Vereinbarungen für die Ausführung des Entwurfs und den Beginn des Baues.

Bereits 1824 war der Bau einer ersten Kanalverbindung der Seen begonnen worden. Jener Kanal nahm seinen Lauf vom Hafen Dalhousie am Ontario-See aufwärts bis Port Robinson am Chippawa, von wo aus dann kleinere Schiffe zum Niagara-Fluß und durch diesen zum Erie-See gelangen konnten. Dieser 1829 fertiggestellte Schiffahrtweg hatte 40 Schleusen von 33,4 m Länge, 6,7 m Breite und 2,45 m Tiefe. Später wurde dann der eigentliche Kanal bis zum Hafen Colborne am Erie-See verlängert, und zwar zwecks Abkürzung des Weges und zur Vermeidung der schwierigen Flußschiffahrt im Chippawa und Niagara. Die gesamte Kanallänge betrug etwa 44 km.

Im Jahre 1841 kaufte die kanadische Regierung den Kanal und ersetzte die 40 alten Schleusen durch 27 neue von 45,5 m Länge, 8,10 m Breite und 2,74 m Tiefe. 1887 wurde eine dritte Kanalanlage dem Verkehr übergeben, die bei einem etwas anderen Verlauf auf einer Gesamtlänge von 42 km nur 26 Schleusen von 82 m Länge, 13,7 m Breite und 4,25 m Tiefe besaß.

Der neue, voraussichtlich 1931 fertig werdende Kanal läßt die im Wasserbau inzwischen gemachten Fortschritte an der Zahl und Höhe der gewählten Wasserstufen erkennen. Er besitzt außer einer vorgelagerten Einlaßschleuse nur sieben Kanalschleusen. Über die Schleusen des Welland-Schiffahrtkanals ist bereits in der Bautechn. 1930, Heft 16, S. 256 berichtet worden.

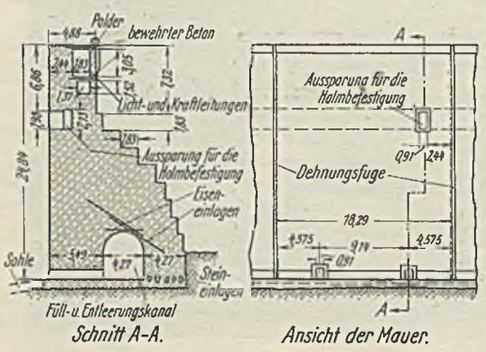


Abb. 2. Einzelheiten der Schleusenwände.

Es sollen hier daher nur einige Ergänzungen gebracht werden. Die Abkürzung des Wasserweges ergab sich hauptsächlich durch die von Schleuse 7 abwärts bis zum Ontario-See gewählte, gestreckte Linie, die jedoch den Bau eines neuen Endhafens

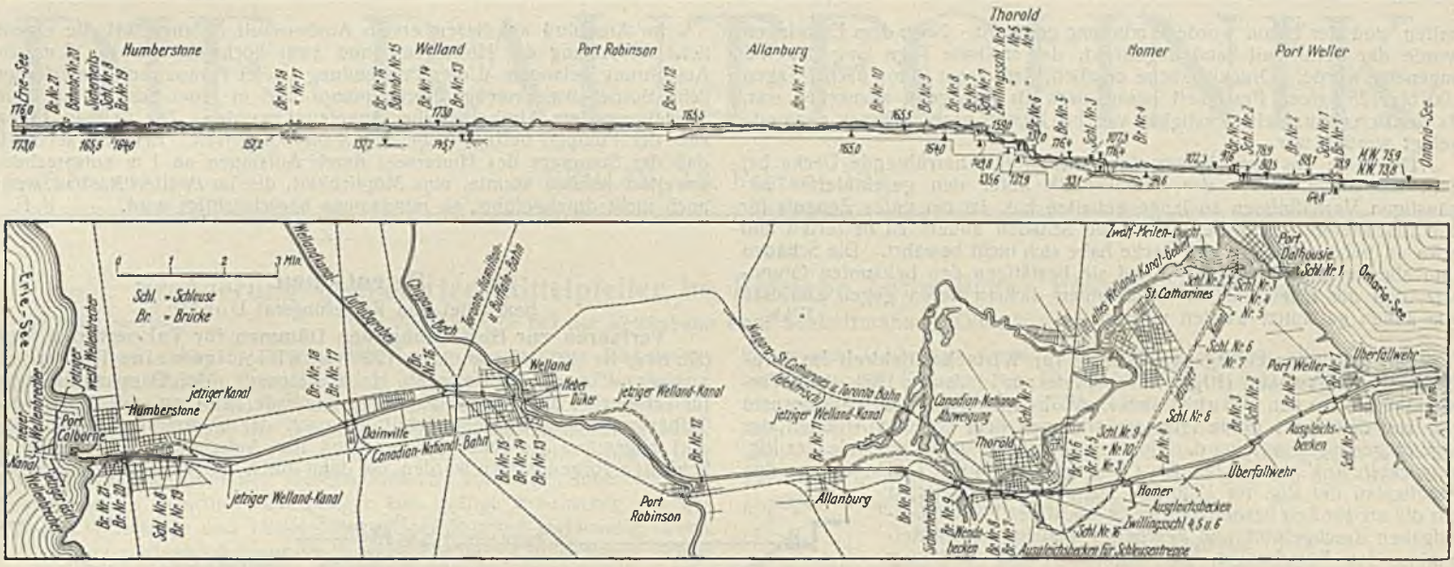


Abb. 1.

(Port Weller) erforderlich machte (vgl. Abb. 1). Bemerkenswert ist, daß die Stufenhöhen der Kanalschleusen um rd. 4,25 m größer als die am Panama-Kanal und um rd. 1,8 m höher als die größte Stufe im New York state barge-Kanal sind.

Die Schleusenmauern stehen in den meisten Fällen auf gutem Fels, der ein Unterspülen nicht befürchten läßt. Sie sind als Schwergewichtmauern aus Beton hergestellt und nur in einzelnen Teilen durch Eiseneinlagen bewehrt bzw. im Fels gegen Abschieben verankert (vgl. Abb. 2).

Neuartig sind die Bewegungsvorrichtungen, die mittels Motorantriebes über ein System von Kabelzügen jede Stellung der Tore sichern.

Für den größten Teil der Kanalstrecke kam Aushub von lockerem Erdreich (Lehm) mittels Baggerung in Frage, am Südende in der Nähe von Colborne waren die Arbeiten durch vortretenden Felsboden erschwert. Der Gesamtaushub belief sich auf 6 900 000 m³ Felsen und 38 300 000 m³ Erdreich. Die erdigen Uferböschungen wurden überall von der Wasserlinie aufwärts bis zum höchsten von Wellen bespülten Teile durch eine Betonbekleidung geschützt.

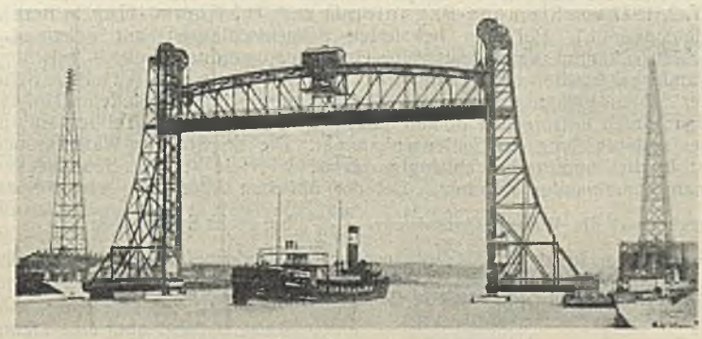


Abb. 3.

Im ganzen kreuzen 21 Eisenbahn- und Landstraßenlinien den Schiffahrtkanal, die durch Hub- bzw. durch ein- oder doppelflüglige Rollklappbrücken überführt werden. Eine Hubbrücke zur Überführung einer Landstraße in der Nähe von Port Robinson ist in Abb. 3 dargestellt. Der Kanal ist an dieser Stelle bereits fertiggestellt.

Besondere Schwierigkeiten ergaben sich bei der Unterdükerung des Chippawa, die infolge der bedeutenden Tiefe des neuen Kanals erforderlich wurde. Die Dükerrohre sind in Eisenbeton ausgeführt und durch Pfähle in dem lehmigen Untergrund unterstützt. Sie verlaufen unmittelbar unterhalb der Kanalsohle. Der Kanal mündet bei Port Weller zwischen 2,5 km langen Seitendämmen (Kronenbreite 60 m) in den Ontario-See. Im Erie-See ist vor der Einfahrt ein besonderer Wellenschutz vorgesehen (Abb. 1). Zs.

Instandsetzung einer schadhaften Eisenbetondecke. Der Fußboden des Maschinenraums im Keller eines Warenhauses in Toronto wurde vor 26 Jahren als 15 cm starke Betondecke mit 13 mm starken, geradlinig durchgehenden Rundeisen in 15 cm Abstand auf Trägern in 1,15 m Abstand hergestellt, die aus einem in Beton eingebetteten I-Eisen von 45 cm Höhe, 7,5 m frei tragend, bestanden (Abb. 1). Diese I-Eisen waren 6,5 cm stark mit Beton überdeckt; der Abstand der Einlagen in der darüberliegenden Decke von der unteren Fläche dieser Platte betrug nur 2,5 cm. Nach einem Bericht in Engng. 1930, 4. Juli, S. 30, hatte diese Decke während ihres Bestandes schwer gelitten, was bei der Beanspruchung, der sie ausgesetzt war, nicht zu verwundern ist. Aus einer undicht gewordenen Kältemaschine tropfte seit längerer Zeit — seit wie lange, war nicht festzustellen — Ammoniaklauge auf die Decke. Unter ihr befindet sich ein Pumpenraum, in dem beständig eine Wärme von etwa 40° herrscht. An Öffnungen in der Decke schlugen sich die aus dem Pumpenraum aufsteigenden Dämpfe nieder, so daß die Umgebung der Öffnungen immer feucht war. Die Decke war für eine Belastung von 1955 kg/m² berechnet und nicht überlastet; sie wies aber, namentlich da, wo die Lauge auf sie eingewirkt hatte, Risse neben den Trägern auf. Als nun neue, die Decke bis zur Rechnungslast belastende Maschinen aufgestellt werden sollten, hielt man es für geboten, die Decke zunächst instand zu setzen. Bei näherer Untersuchung zeigte sich, daß die I-Eisen zum Teil bloßgelegt und stark verrostet waren. Man entfernte daher Teile der Decke, und dabei zeigte sich, daß die Rundeisen in ihr ebenfalls stark gelitten hatten; einige von ihnen waren so zerfressen, daß sie in eine Spitze ausliefen. Neben den schädlichen Einflüssen der Lauge und des Wasserdampfs war an diesem Zustande sicher auch der Umstand schuld, daß die Decke lediglich unten bewehrt war, daß also Einlagen da fehlten, wo in ihr oben Zugspannungen auftreten mußten.

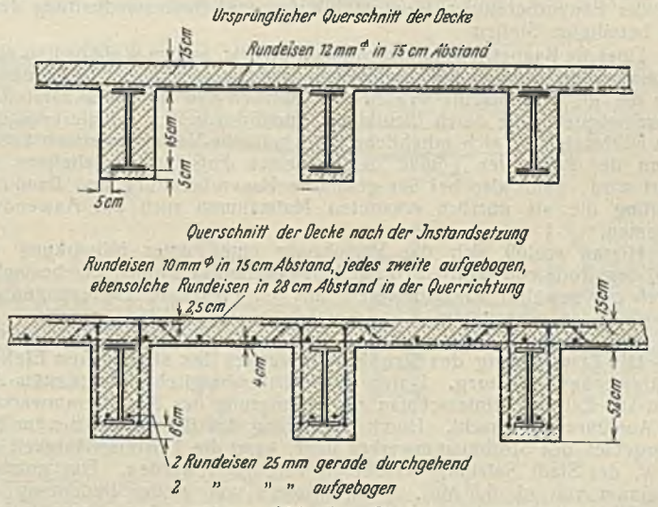


Abb. 1 u. 2.

Um die Decke wieder instand zu setzen, ließ man zwar die I-Träger an ihrer Stelle, ging aber davon aus, daß ihre tragende Wirkung Null wäre. Der sie umhüllende Beton wurde entfernt, die Träger wurden vom Rost befreit und mit Zementmilch gestrichen. Dann wurden die Schalungen für die neuen Träger aufgestellt. Für diese wurden auf jeder Seite zwei geradlinig durchgehende Rundeisen von 25 mm Durchm. in die Winkel der I-Träger und zwei ebenso starke Rundeisen neben deren Flanschen verlegt, die an den Enden aufgebogen waren. Die letztgenannten Eisen waren nach unten 6,5 cm stark von Beton eingehüllt, und seitlich liegt neben ihnen noch eine etwa 4 cm starke Betonschicht (Abb. 2).

Die über den Trägern liegende Decke, deren Stärke mit 15 cm beibehalten wurde, wurde mit 10 mm starken Rundeisen, quer zu den Trägern in 15 cm Abstand verlaufend, bewehrt, von denen jedes zweite aufgebogen wurde. In der Richtung senkrecht dazu wurden Eisen derselben Stärke in 28 cm Abstand verlegt. Über den Trägern ist auch eine Bewehrung, 2,5 cm von der Oberfläche entfernt, vorhanden. An der Unterseite sind die Eisen 3,8 cm stark mit Beton überdeckt.

Um einen dichten Beton zu erreichen, wurde das Mischungsverhältnis 1 : 2 : 3 gewählt, der Wasserzusatz wurde möglichst knapp ge-

halten, und der Beton wurde 2 min lang gemischt. Nach dem Einbringen wurde der Beton mit Sand abgedeckt, der mehrere Tage lang dauernd angenetzt wurde. Druckversuche ergaben, daß dieser Beton nach 7 Tagen 100 bis 125 kg/cm² Festigkeit besaß, was als genügend anzusehen war, da der Berechnung eine Festigkeit von 140 kg/cm² nach 28 Tagen zugrunde gelegt worden war.

Daß eine aus dem Anfang des Jahrhunderts herrührende Decke bei dem damaligen Stande der Betontechnik unter den geschilderten ungünstigen Verhältnissen so lange gehalten hat, ist ein gutes Zeugnis für den Eisenbeton. Es wäre falsch, die Schäden anders zu bewerten und etwa zu behaupten, die alte Decke habe sich nicht bewährt. Die Schäden sind aber anderseits lehrreich, und sie bestätigen den bekannten Grundsatz, daß die Eiseneinlagen durch einen dichten Beton gegen Einflüsse von außen geschützt werden müssen. Wkk.

Die Reichsforschungsgesellschaft für Wirtschaftlichkeit im Bau- und Wohnungswesen (Rfg.) veranstaltete am 14. Januar 1931 einen Vortragsabend über den „Baubetrieb im Wohnungsbau", der stark besucht war und damit das große Interesse erkennen ließ, das den Arbeiten der Rfg. entgegengebracht wird. Dipl.-Ing. Deutsch vom Vorstande der Rfg. entwickelte i. V. des erkrankten Oberregierungsrats a. D. Dr. Weber den Arbeitsplan der Rfg. für 1930/31. Danach sollen zunächst nur die als zur Zeit besonders wichtig erachteten Forschungsaufgaben durchgeführt und bearbeitet werden. Im Mittelpunkte der Forschungen der Rfg. steht die Wohnung selbst, die Wohnform und die entsprechende Siedlungsform mit den Fragen ihrer Herstellung und Kostenbildung, und zwar hinsichtlich der Planung, der Baustoffe und Konstruktionen, der Installationen und Heizung, sowie des Baubetriebes. Alle Forschungen bilden ein zusammenhängendes Ganzes, das zur Verbesserung und Verbilligung des Wohnungsbaues beitragen soll.

Dipl.-Ing Rode legte in seinem Vortrage über den wirtschaftlichen Baubetrieb in Deutschland eingehend dar, daß die Aufgabe, einen laufenden Baubetrieb zu einem wirtschaftlichen, den Zeitanforderungen entsprechenden Betrieb umzustellen, sowohl eine organisatorische wie eine technische und schließlich eine ethische Umstellung notwendig macht. Der Vortragende regte u. a. an, daß die bei vielen Baubetrieben planmäßig gesammelten betriebstechnischen Erfahrungen aller Art der Rfg. zur weiteren wissenschaftlichen Auswertung zugeleitet werden sollten, um sie für die Allgemeinheit nutzbar zu machen.

Dr.-Ing. Hotz vom Deutschen Handwerksinstitut Hannover sprach über die Untersuchungen auf dem Gebiete des Baubetriebes, die sich erstrecken auf die Vereinheitlichung und Verbesserung der Maßnahmen bei der Bauvorbereitung, Baudurchführung und Bauinstandhaltung durch die beteiligten Stellen.

Über die Baubetriebsuntersuchungen der Rfg. an den Wohnbauten einer Siedlung in Hamburg berichtete Regierungsbaumeister a. D. Kammler von der Rfg. Er brachte sowohl grundsätzlich wie an Hand zahlreicher Einzelbeispiele, die durch Lichtbilder und Filmstreifen erläutert wurden, den Nachweis, daß sich erhebliche wirtschaftliche Vorteile erzielen lassen, wenn der Baubetrieb gemäß den neuesten Forschungsergebnissen geführt wird, wenn also bei der gesamten Bauvorbereitung und Baudurchführung die als nützlich erkannten Maßnahmen auch zur Anwendung kommen.

Hieran schloß sich die Vorführung eines unter Mitwirkung von Dipl.-Ing. Rode von Wilfried Basse hergestellten Lehrfilms, der besonders durch gut gewählte Einzelbeispiele aus der Praxis die Darlegungen des Vortragenden unterstützte.

Die Erweiterung des Strubklammwerkes des städtischen Elektrizitätswerkes Salzburg. Durch die Württembergische Elektrizitäts-AG. wird zur Zeit der Hintersee-Plan zur Erweiterung des Strubklammwerkes[1]) zur Ausführung gebracht. Durch Absenkung des Hintersees, der im Einzugsgebiet des Strubklammwerkes liegt, kann die Leistungsfähigkeit der E. W. der Stadt Salzburg wesentlich vergrößert werden. Der nutzbare Stauraum von rd. 6,5 Mill. m³ ist insofern von großer Bedeutung, als diese Wassermenge nicht nur im Strubklammwerk zur Ausnutzung gelangt, sondern auch noch in dem unterhalb gelegenen Wiestalwerk, wodurch insgesamt 10 Mill. kWh gewonnen werden können.

Als erster Bauabschnitt, der gegenwärtig seiner Vollendung entgegengeht, wurde in den Abfluß des Hintersees, in den Almbach, ein selbsttätiges Klappwehr eingebaut, wodurch ein Staubecken von 100 000 m³ nutzbaren Stauraums geschaffen wurde, dessen Wassermenge in einer 2 km langen Holzrohrleitung von 1,8 m Lichtweite in den Stollen des Strubklammwerkes geleitet wird. Dadurch ist nun künftig für das Strubklammwerk die Möglichkeit geschaffen, das erforderliche Betriebswasser entweder dem bestehenden Stausee des Strubklammwerkes zu entnehmen, oder dem derzeit in Bau befindlichen Weiher des Almbaches, der als Tagesausgleich dienen kann, während der große Stausee zur Hochwasseraufspeicherung dient. Da der Wasserspiegel des neuen Stauweihers wesentlich höher liegt als der Wasserspiegel im Stausee, wird bei Ausnutzung der Wassermenge des Almbachweihers das Nutzgefälle des Strubklammwerkes von 113 m auf 125 m erhöht. Diese Arbeiten des ersten Bauabschnitts sind so weit beendet, daß das Werk anfangs Dezember in Betrieb genommen werden kann.

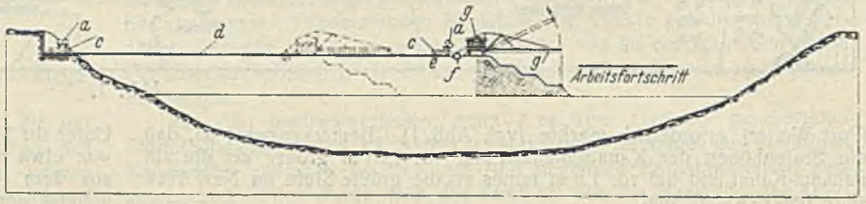
[1]) Vgl. Fiechtl, Das Strubklammkraftwerk der Stadt Salzburg. Bautechn. 1927, Heft 12, S. 162.

Im Anschluß an diesen ersten Ausbau soll Anfang 1931 die eigentliche Absenkung des Hintersees, und zwar höchstens bis zu 13 m, zur Ausführung gelangen. Unter Verwendung zweier Pumpen soll die erforderliche Betriebswassermenge hochgepumpt und in einer besonderen Holzrohrleitung dem Almbachweiher zugeleitet werden. Die Leistungsfähigkeit der Pumpen beträgt insgesamt 3 bis 3,6 m³/sek. Erwähnt sei noch, daß der Stauraum des Hintersees durch Aufstauen un 1 m entsprechend erweitert werden könnte, eine Möglichkeit, die im zweiten Ausbau, wenn auch nicht durchgeführt, so mindestens berücksichtigt wird. F. F.

Patentschau.

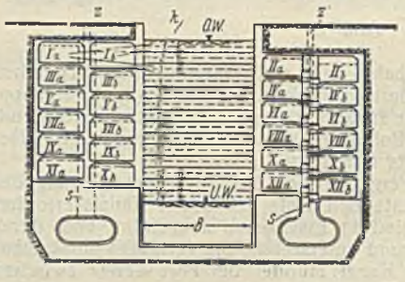
Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Verfahren zur Herstellung von Dämmen für Talsperren u. dgl. (Kl. 84a, Nr. 495 947 vom 9. 10. 1926 von ATG Allgemeine Transportanlagen-Gesellschaft m. b. H. in Leipzig.) Bei Dammschüttungen für Talsperren, die in der Hauptsache aus Erde bestehen, soll das an den Talhängen herangefahrene Schüttgut nach der Dammitte gebracht und dort abgestürzt werden. Hierbei muß das Aufschütten der Massen in Schichten vorgenommen werden, die dann durch Walzen verdichtet werden,



um dem Erddamm die nötige innere Festigkeit zu geben. Die bekannten beweglichen Bandförderer haben den Nachteil, daß sie Störungen des Betriebes verursachen und teuer sind. Um diesen Nachteil zu beseitigen, werden die an den Talhängen anrollenden Schüttgutzüge *a* auf dem Zufahrtgleis angefahren und auf die Schiebebühne *c* gestellt, die auf dem Gleis *d* fährt und den ganzen Zug nach der Kippstelle *e* bringt. Die Schüttmassen werden dort in den Graben *f* gekippt, sodann mittels des Absetzers *g* gefaßt, von diesem verteilt und schließlich durch Walzen festgefahren. Nach Fertigstellung der unteren Dammschicht wird eine neue Zufahrtstrecke angelegt und das gleiche Verfahren für den mittleren Dammteil wiederholt.

Schachtschleuse mit Sparbecken. (Kl. 84b, Nr. 495 003 vom 27. 2. 1927 von Siemens-Bauunion G. m. b. H., Komm.-Ges. in Berlin-Siemensstadt.) Bei den bekannten Schachtschleusen mit neben der Schleusenkammer speicherartig übereinander angeordneten, durch Zwischenwände unterteilten Sparbecken sind nur die auf ein und derselben Seite der Schleusenkammer liegenden Sparbeckenteile in verschiedener Höhenlage; ihnen entsprechen in den gleichen Höhen liegende Teilbecken auf der anderen Seite der Schleusenkammer. Die Ersparnis an Wassermenge ist hierbei unmittelbar abhängig davon, wieviele solcher Seitenbecken man übereinander anordnet. Bei der üblichen Anordnung von *n* Sparbecken ist die Wassererspanis $= \frac{n}{n+2}$, bei sechs Sparbecken also $= \frac{6}{8} = 75\%$ des Inhalts der Hauptkammer; bei Verdoppelung der Anzahl der Sparbecken kann die Wassererspanis gesteigert werden auf $\frac{12}{14} = 86\%$,



diese bedingt aber eine starke Verteuerung der Anlage. Um diese zu vermeiden, legt man die Teilbecken der einen Kammerseite auch gegenüber den entsprechenden Teilbecken der anderen Kammerseite verschieden hoch. Neben der Schleusenkammer *k* sind auf jeder Seite sechs Sparbecken angeordnet, und zwar links die Becken mit den ungeraden Zahlen I, III bis XI und rechts die Becken mit den geraden Zahlen II, IV bis XII, jedes Sparbecken aber ist durch die senkrechte Zwischenwand *Z* bzw. *Z'* in zwei Teile (Ia, Ib usw.) zerlegt. Die Verteilung der einzelnen Wasserschichten 1, 2, 3 der Schleusenkammer auf die einzelnen Sparbecken kann man sich in je eine Oberschicht *o* und Unterschicht *u* zerlegt denken. Die Steigschächte *s*, *s'* können für die auf jeder Seite liegenden Sparbecken gemeinsam sein.

INHALT: Eisenbahn-Dreigurtbrücke bei Düren. — Vom Bau der Eisenbahn- und Straßenbrücke über den Kleinen Belt. — Elastizitätsmessungen an natürlichen Gesteinen bei reinen Druckbeanspruchungen. — Der Allerdüker unter dem Mittellandkanal. (Schluß.) — Vermischtes: Neuer Welland-Schiffahrtkanal zwischen Erie- und Ontario-See. — Instandsetzung einer schadhaften Eisenbetondecke. — Reichsforschungsgesellschaft für Wirtschaftlichkeit im Bau- und Wohnungswesen (Rfg.). — Erweiterung des Strubklammwerkes des städtischen Elektrizitätswerkes Salzburg. — Patentschau.

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