

Abb. 1. Elbebrücke bei Hämerten. Ansicht der alten Brücke. Die östlichen Landüberbauten sind bereits abgebrochen.

Der Abbruch der Eisenbahnbrücken über die Elbe und Havel auf der Strecke Berlin—Stendal.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnrat Zwach, Stendal.

Durch die Inbetriebnahme der neuen Eisenbahnbrücken über die Elbe und die Havel auf der Strecke Berlin—Stendal waren die alten Brücken überflüssig geworden. Sie wurden deshalb abgebrochen. Der Abbruch umfaßte die Beseitigung der eisernen Überbauten und ferner der Pfeiler, die sich nicht mit den Pfeilern der neuen Brücken deckten. Bei der Elbebrücke kamen zwei Pfeiler in Frage, einer mitten im Strome in der Schifffahrtöffnung und einer auf dem Vorlande (Abb. 1), bei der Havelbrücke ein Pfeiler mitten im Strome. Der Abbruch und Ankauf der alten Überbauten wurde auf Grund öffentlicher Ausschreibung vergeben.

Bei der Elbebrücke erhielt die Firma M. Stern A.-G. in Essen den Zuschlag. Es handelte sich um den Abbruch und Ankauf von 18 Überbauten mit einem Gesamtgewicht von rd. 3200 t. Die vertragliche Arbeitszeit betrug 29 Wochen; und zwar sollten die Überbauten 1 bis 3 über dem östlichen Vorlande in fünf Wochen, die anschließenden Überbauten (4 bis 9), die zum größten Teil über dem Strom lagen, innerhalb der folgenden zehn Wochen und die Überbauten über dem westlichen Vorlande (10 bis 18) innerhalb weiterer 14 Wochen abgebrochen werden. Der Arbeitsvorgang war verschieden, je nachdem, ob die Überbauten über dem

Wasser oder über dem Lande lagen. Letztere wurden auf das Vorland fallen gelassen (Abb. 2), dort mit Schneidbrennern in verladefähige Stücke zerschnitten, mit Hilfe eines fahrbaren Kranes auf den noch stehenden Teil der alten Brücke gehoben und auf Eisenbahnwagen verladen, um auf einem Anschlußgleis dem Bahnhofe Hämerten zuzurollen. Das Abstürzen geschah in der Weise, daß zunächst die Fahrbahn und der größte Teil der Querträger entfernt wurden (Abb. 3). War so das Gewicht des Überbaues möglichst verringert, dann wurden zunächst der Untergurt und dann der Obergurt in der Nähe des Auflagers durchgebrannt (Abb. 4). Die Arbeiter, die das Durchbrennen besorgten, saßen oder lagen auf Plattformen, die an dem benachbarten Überbau befestigt waren. Sowohl vom Obergurt als auch vom Untergurt wurden zunächst die abstehenden Winkelflanschen und dann erst die Stege durchgeschnitten. Es zeigte sich, daß die Überbauten erst fielen, nachdem der Untergurt völlig und vom Obergurt sämtliche abstehenden Flanschen ganz und der Steg zu etwa $\frac{3}{4}$ durchgeschnitten waren. Die Überbauten 1 bis 3 (39,545 m Stützweite) verformten sich beim Herabfallen und Aufschlagen sehr wenig, wogegen beim Überbau 4 (65,916 m Stützweite) die Ständer in der Nähe der Auf-

lager ausknickten und die Knotenbleche an den Anschlüssen der Diagonalen rissen (Abb. 5).

Entgegen der ursprünglichen Absicht wurde der Überbau 4 auf einem Kahn verladen, da durch die Verladung auf Bahnwagen der Abbruch der Stromüberbauten aufgehalten worden wäre. Diese Überbauten, einer (Nr. 5) von 36,3 m Stützweite und die übrigen vier (6 bis 9) von 65,916 m Stützweite, wurden auf Gerüsten abgebrochen. Diese Arbeit führte im Auftrage der Firma Stern die Brückenbauanstalt C. H. Jucho, Dortmund, aus. Die Gerüste baute die Firma Polensky & Zöllner, Berlin. In der Öffnung 6 durfte der Schifffahrt wegen kein Gerüst gebaut werden. Der Überbau wurde deshalb längs der Brückenachse in die Öffnung 7 geschoben. In dieser Öffnung war ein besonders kräftiges Gerüst gebaut

worden, jeder Knotenpunkt wurde durch zwei 30 cm starke Pfähle unterstützt. Auf diesem Gerüst wurde zunächst der Überbau 7 abgebrochen (Abb. 6), dann wurde eine Rollbahn angelegt (Abb. 7), auf dem sich nun das eine (westliche) Auflager des Überbaues 6 bewegte, während das andere (östliche) Auflager auf ein schwimmendes Gerüst abgestützt war (Abb. 8). Der rechnermäßige Druck auf dieses Gerüst betrug 180 t. Der Kahn, der das Gerüst trug, hatte eine Tragfähigkeit von 400 t. Es



Abb. 2. Elbebrücke bei Hämerten. Abstürzen des Überbaues 4.

war beabsichtigt, durch Entleeren des Wasserballastes den Kahn so weit aufschwimmen zu lassen, daß er den Überbau vom Pfeiler V abhob. Das gelang nicht völlig. Es mußten Druckwasserwinden zur Anwendung kommen, die die Auflager der Brücke so weit hoben, daß die Unterklotzungen beseitigt werden konnten. Durch Nachlassen der Winden wurde dann der Überbau auf das schwimmende Gerüst abgesenkt. Dabei tauchte dieses um 13 cm tiefer ein. Daß das Abheben durch Auspumpen trotz eines erheblichen rechnerischen Überschusses an Wasserballast nicht gelang, lag anscheinend daran, daß das Gerüst und der Kahn sich in unvorhergesehener Weise durchbogen, was sich besonders beim Verschwimmen störend bemerkbar machte (Abb. 9). Leider fiel auch der Wasserspiegel der Elbe stark. Die Geschwindigkeit der Arbeit litt unter diesen Umständen erheblich, so daß das Verschwimmen vom Einpumpen des Wasserballastes an gerechnet bis zum Absetzen des Überbaues auf Pfeiler VI von 5 Uhr bis 23 Uhr dauerte. Der Überbau wurde dann auf dem Gerüst 7 abgebrochen, in gleicher Weise die Überbauten 8 und 9 auf ihren Gerüsten. Diese Gerüste konnten leichter gehalten werden, da sie nur ruhende Lasten zu tragen hatten. Es brauchte nur jeder zweite

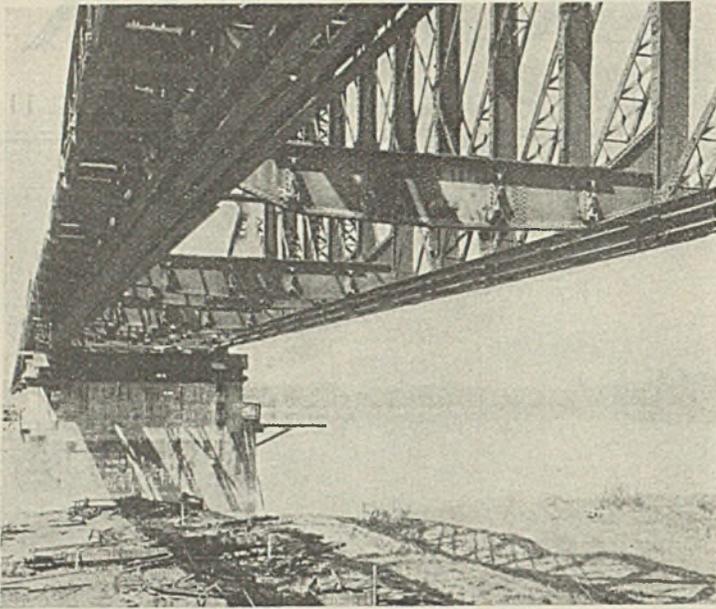


Abb. 3. Elbebrücke bei Hämerten.
Überbau 4 vor dem Abstürzen.

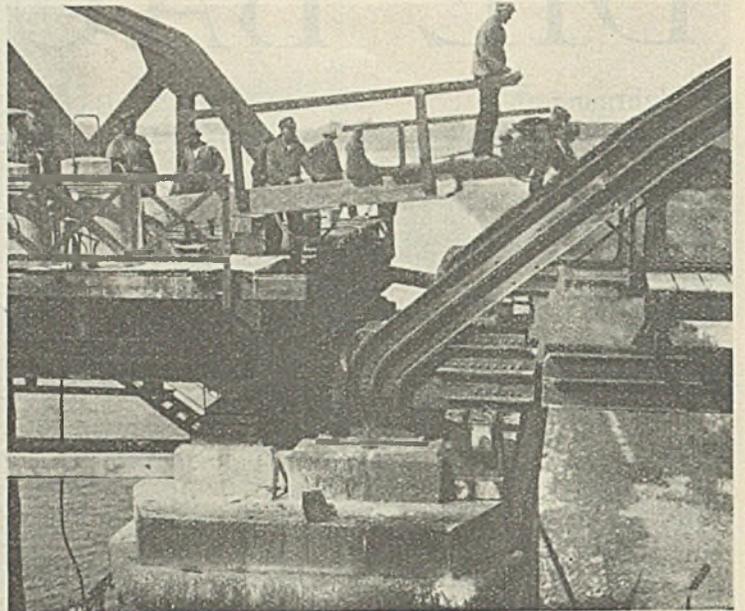


Abb. 4. Elbebrücke bei Hämerten. Überbau 4. Der Untergurt ist durchgeschnitten. Der Obergurt wird gerade durchgeschnitten.



Abb. 5. Elbebrücke bei Hämerten.
Der abgestürzte Überbau 4.



Abb. 7. Elbebrücke bei Hämerten.
Gerüst in Öffnung 7 mit Rollbahn für Überbau 6.

Knotenpunkt unterstützt zu werden. — Die über dem westlichen Vorlande liegenden Überbauten wurden, wie dies bereits bei 1 bis 4 geschildert wurde, abgestürzt, zerschnitten und auf Eisenbahnwagen verladen. Diese Arbeit ging recht flott vonstatten. Die Abbruchdauer eines Überbaues von 33,268 m Stützweite einschließlich der Beseitigung des Oberbaues betrug im Durchschnitt fünf Tage. So gelang es, obwohl bei den Überbauten 1 bis 9 an Zeit zugesetzt worden war, im ganzen die vertragliche Fertigstellungsfrist einzuhalten.

Der Abbruch hat an den alten Überbauten, abgesehen von den in dem Aufsatz von Herrn Reichsbahnoberrat Kreß in der „Bautechnik“ 1925, S. 212 erwähnten Sprüngen an den Auflagern, keine weiteren Schäden zutage treten lassen.

Im Anschluß an das Ausschwimmen des Überbaues 6 wurde mit dem Abbruch des

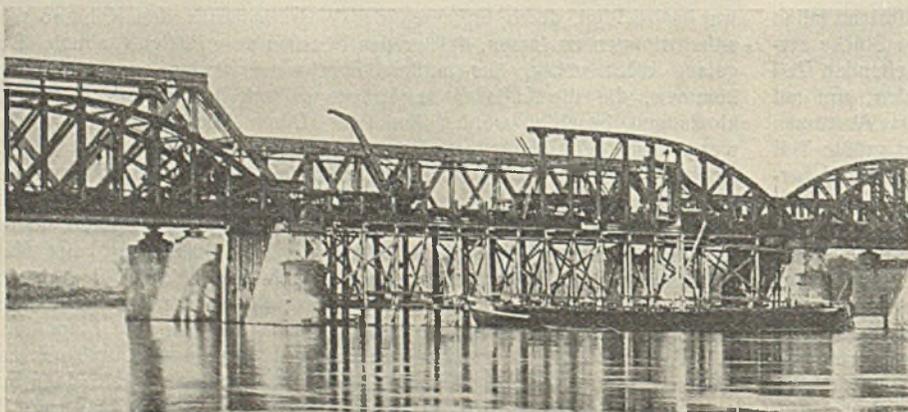


Abb. 6. Elbebrücke bei Hämerten.
Abbruch des Überbaues 7.

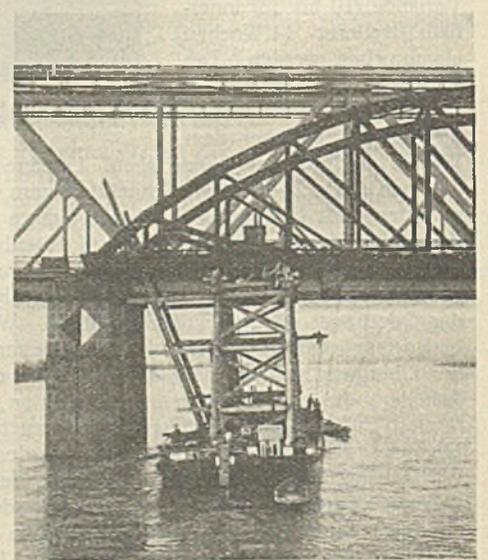


Abb. 8. Elbebrücke bei Hämerten.
Schwimmgerüst für Überbau 6.

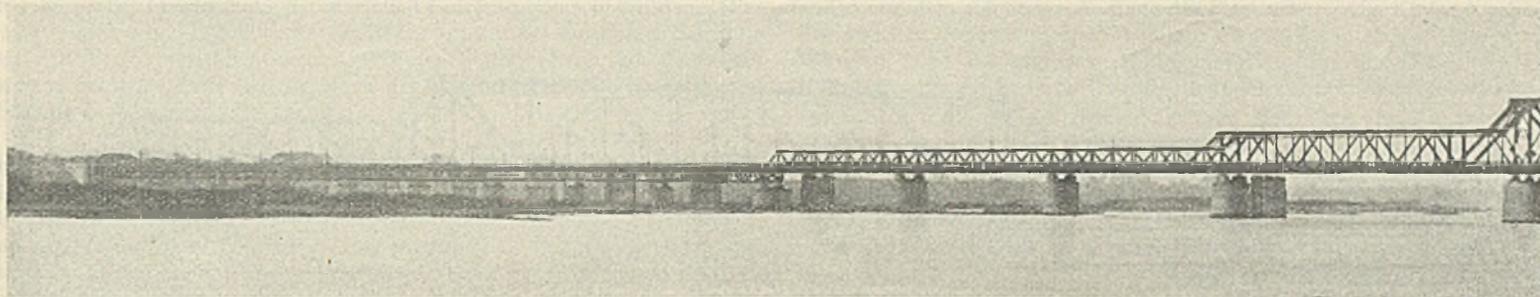
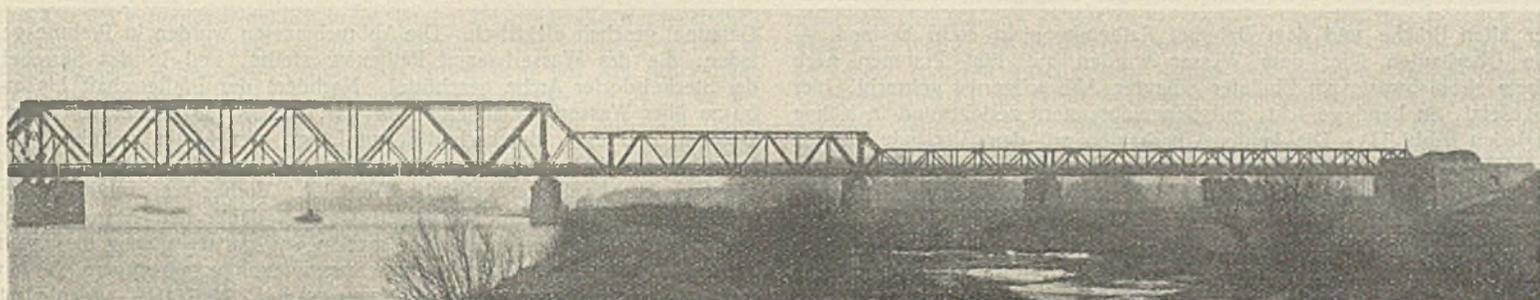


Abb. 10. Neue Elbebrücke bei Hämerten. Gesamtansicht.



Zu Abb. 10.

Pfeilers V mitten im Strome begonnen. Die Elbstrombauverwaltung forderte, daß der Pfeiler bis auf Ordinate + 26,42 über NN, mindestens aber bis auf 50 cm unter der Flußsohle an der Abbruchstelle beseitigt wurde. Da an der fraglichen Stelle die Flußsohle erheblich tiefer liegt als die Sollsohle, so ergab sich als Abbruchtiefe die Ordinate + 24,96 über NN, was gleichbedeutend ist mit 3,5 m unter NW. Die

Greifbagger. Erschwert wurden die Arbeiten noch durch das Wandern des Sandbodens im Elbebett, wodurch die Arbeitstelle immer wieder versandete. Durch diese Schwierigkeiten wurde die Arbeit erheblich verzögert. Sie sollte in sechs Wochen beendet sein, gebraucht wurden etwa zehn Wochen. Der Pfeiler auf dem Vorlande wurde durch Sprengungen umgelegt und dann zerkleinert. Das zerkleinerte Material wurde an Ort und Stelle ge-

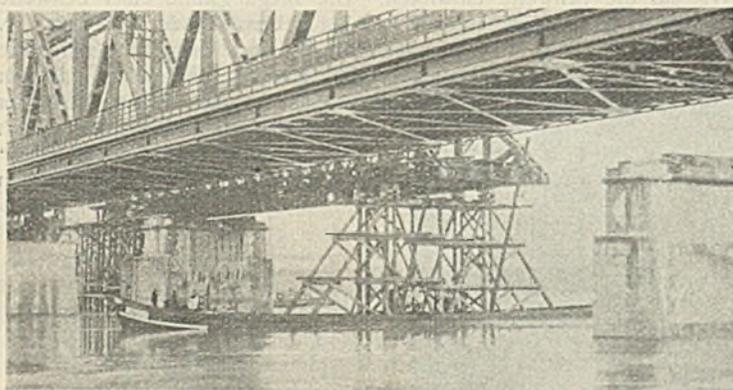


Abb. 9. Elbebrücke bei Hämerten. Ausfahren des Überbaues 6.



Abb. 11. Havelbrücke bei Rathenow. Ausschwimmen eines Stromüberbaues.

Arbeit wurde auf Grund einer öffentlichen Ausschreibung der Spreng- und Tauch-Gesellschaft Ernst & Harry Töpfer, Berlin, übertragen. Es war beabsichtigt, den Teil über Wasser in kleinen Stücken abzusprengen und dann von etwa 50 cm über der Wasserlinie ab senkrechte Sprenglöcher in das Mauerwerk bis 50 cm unter der vorgeschriebenen Abbruchtiefe zu treiben. Schon der Abbruch über Wasser gestaltete sich schwierig, da im Innern des Pfeilers Rogensteinmauerwerk angetroffen wurde, dessen Fugen sehr unregelmäßig verliefen. Auch wechselte ihre Stärke erheblich. Ausgefüllt waren sie mit einem auffallend weichen Mörtel; zum Teil wiesen sie auch Hohlräume auf. Hierdurch wurde das Bohren infolge Abgleitens und Festklemmens der Bohrer in den Fugen sehr erschwert. Dies machte sich unter Wasser besonders unangenehm bemerkbar. Da die Löcher nicht bis auf die beabsichtigte Tiefe hinabgetrieben werden konnten, mußte das Mauerwerk stückweise beseitigt werden; es mußte immer wieder von neuem mit Hilfe von Tauchern gebohrt und gesprengt werden. Die Beseitigung der Trümmer besorgte ein

lagert und der Wasserbauverwaltung zur Verfügung gestellt. Am 8. November waren sämtliche Abbruchsarbeiten beendet. Damit war einerseits der Streit zwischen den Städten Stendal und Tangermünde um Erhaltung der Brücke und Ausbau zur Straßenbrücke, nachdem er bereits vorher durch Stellungnahme der Provinz Sachsen für einen Brückenbau bei Tangermünde im wesentlichen beigelegt worden war, nunmehr völlig gegenstandslos geworden. Andererseits kommen erst jetzt die ruhigen, der flachen Landschaft angepaßten Formen der neuen Brücke voll zur Geltung, da ihre Wirkung nicht mehr durch das Stabgewirr der alten Brücke beeinträchtigt wurde (Abb. 10).

Bei der Havelbrücke waren fünf Überbauten mit einem Gesamtgewicht von etwa 650 t abzubringen. Den Auftrag zur Ausführung der Arbeiten erhielt auf Grund einer öffentlichen Ausschreibung die Brückenbauanstalt Karl Marks, Stettin. Das Eisen erwarb die Firma Adler jun., Frankfurt am Main. Im Gegensatz zur Elbebrücke wurde sämtliches Eisen auf dem Wasserwege abbefördert, da eine Gleisverbindung zwischen

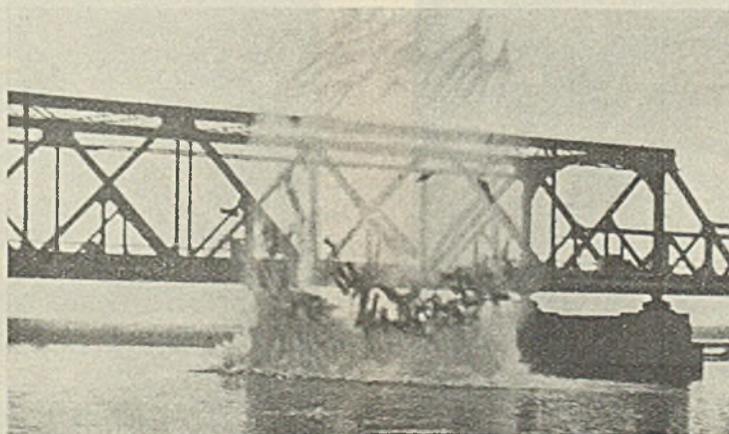


Abb. 12. Havelbrücke bei Rathenow. Sprengung des Strompfeilers in der Schifffahrtöffnung.

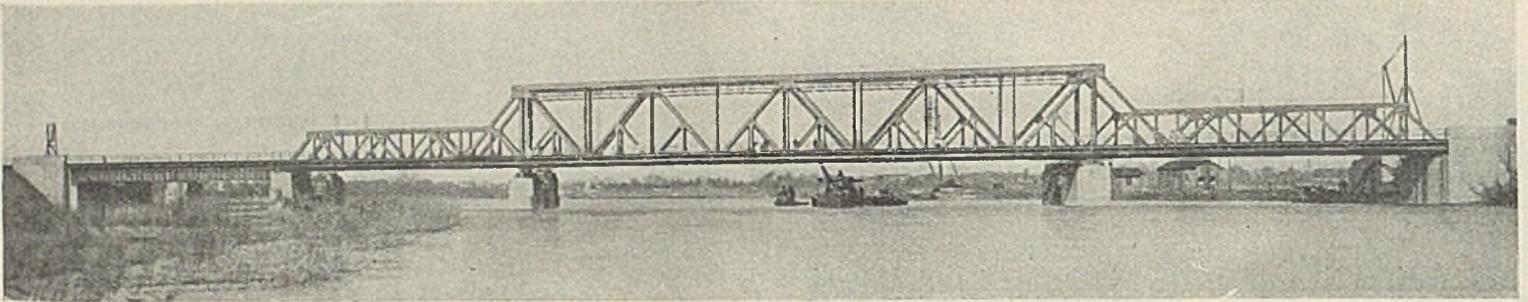


Abb. 13. Neue Havelbrücke bei Rathenow. Gesamtansicht.

der alten Brücke und dem Bahnhof Rathenow nicht mehr bestand. — Die Überbauten über dem Wasser wurden auf fünf Prahmen nach einem stromabwärts am Flußufer erbauten Abbruchgerüst gebracht, hier abgesetzt, an Land gerückt, mit Schneidbrennern zerlegt und in Kähne verladen (Abb. 11). Die beiden Überbauten auf dem Vorlande wurden auf Gerüsten abgebrochen und in Kähne verladen. Die Arbeit, für die nach dem Vertrage drei Monate zur Verfügung standen, konnte fristgemäß vollendet werden.

Den Abbruch des Strompfeilers führte auf Grund einer öffentlichen Ausschreibung die Ph. Holzmann A.-G., Berlin, aus. Das Mauerwerk über dem Wasser wurde zunächst mit kleinen Ladungen stückweise gesprengt. Eine elektrische Bohrmaschine bohrte Löcher von 1,00 m Tiefe und 5 cm Stärke. Das Entzünden der Sprengladung (500 g Ammonit-

Gelatine) geschah elektrisch. Die Abbruchmassen wurden in Prahme geladen, die das Wasserbauamt Rathenow stellte, und in das Sturzbett der Steckelsdorfer Arche geschüttet. Nachdem der Pfeilerschaft bis auf 50 cm über Wasserlinie abgebrochen war, wurden 24 Löcher von 12 cm Durchm. und einer durchschnittlichen Länge von 4,00 m gebohrt. Die Sprengladung betrug 80 kg. Sie wurde auf einmal durch elektrische Zündung zur Explosion gebracht (Abb. 12). Vorher war rund um den Pfeiler herum eine Rinne gebaggert worden, damit beim Sprengen die Spundwand abbrechen sollte. Im großen und ganzen gelang dies auch. Immerhin mußten später noch einige Sprengungen vorgenommen werden, um die Spundbohlen ganz zu entfernen. Am 5. April 1927 waren sämtliche Abbrucharbeiten der Havelbrücke beendet.

Abb. 13 zeigt die neue Brücke nach dem Abbruch der alten.

Alle Rechte vorbehalten.

Eisenbetonquerschwellen mit Mittelgelenk.

Von Oberregierungsbaurat Roudolf, Berlin-Friedenau.

Die Frage der Verwendung von Eisenbetonquerschwellen im Eisenbahngleis spitzt sich dahin zu, daß ein Mittel gefunden werden muß, die bis jetzt immer aufgetretenen Risse in der Mitte der Schwelle zu beseitigen. In meinem Aufsatz in der „Bautechnik“ 1926, Heft 41, S. 617, habe ich an drei Abbildungen gezeigt, daß diese Mittelrisse ganz unabhängig von der Breite der Schwelle zwischen den Schienen bei den jetzigen starren Betonschwellen immer entstehen. Merkwürdigerweise zeigt die Doppelschwelle die größte Beschädigung. Drei neue Abbildungen (1, 2 u. 3) desselben Oberbaues, der bei Berlin auf der schlesischen Strecke verlegt war, zeigen das gleiche Ergebnis. Die Risse liegen fast immer in der Mitte der Schwelle. Es müssen Biegungsspannungen auftreten, denen die Schwelle nicht gewachsen ist.

Diese schädlichen Biegungsspannungen kommen daher, daß die beiden Räder eines Fahr-

zeuges, die starr durch die Achse miteinander verbunden sind, gleichzeitig auf die Schwelle einwirken. Die Biegungslinie einer Schwelle unter den beiden Rädern einer Achse hat nebenstehende Form (Abb. 4).

Die Beanspruchung ist in der Mitte der Schwelle erheblich. Diesen Übelstand zu beseitigen, ist bisher vergeblich versucht worden. Man hat dieses sogenannte „Reiten“ der Schwelle dadurch abschwächen



Abb. 1. Betonschwellen ohne Gelenk.

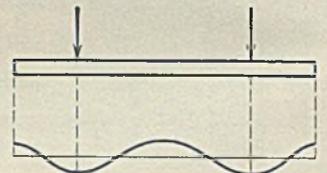


Abb. 4. Biegungslinie.

wollen, daß man den Querschnitt in der Mitte zusammenzog, oder ein längliches Loch anordnete, oder den Querschnitt dreieckig (∇) formte oder die Schwelle in der Mitte nicht unterstufte. Alle derartige Maßregeln halfen nichts.



Abb. 2. Betonschwellen ohne Gelenk.



Abb. 3. Betonschwellen ohne Gelenk.

Hinzu kam noch der Umstand, daß die Betonschwellen mit Rücksicht auf ihr großes Gewicht nur 2,4 m statt 2,7 m lang gemacht wurden. Dies wirkte auch sehr ungünstig, da der Bettungsdruck bei der kurzen Schwelle an den Enden erheblich wächst. Dieser Bettungsdruck am Ende der kurzen Schwelle kann den Druck in der Mitte, der am größten unter der Schiene bei der Schwelle von 2,4 m Länge ist, übersteigen.

Alle diese Nachteile werden beseitigt mit meiner zweiteiligen Eisenbeton-Querschwelle mit Mittelgelenk, Bauart Roudolf (Abb. 5), D. R. P. 438 922. Genau wie im Brückenbau der starre Stein- oder Betonbogen dadurch von der Rissebildung im Scheitel und an den Kämpfern befreit wurde, daß man Gelenke anordnete, bei dem Zweigelenkbogen an den beiden Kämpfern und beim Dreigelenkbogen außerdem noch im Scheitel des Bogens. Genau so habe ich bei meiner Schwelle, um die Risse in der Mitte zwischen den beiden Schienen, die dadurch entstehen, daß die beiden Räder einer starren Achse gemeinschaftlich auf die Schwelle drücken, zu vermeiden, an der Stelle, an der die größte Biegungsspannung entsteht, in der Mitte ein Gelenk angeordnet. Auf diese Weise ist es möglich, daß jeder Schwellenteil sich unter dem auf ihn drückenden Rade für sich einstellen kann, also Biegungsspannungen in der Mitte beseitigt sind, die Risse hervorrufen. Da diese Schwelle aus zwei Teilen besteht von zusammen 2,7 m Länge, die, wie oben gezeigt, nötig ist, um eine bessere Übertragung der Drücke auf die Bettung zu bewirken, so kann sie bequem durch zwei Mann transportiert und eingebaut werden; denn ein Betonstück von 1,35 m Länge können zwei Mann regieren.

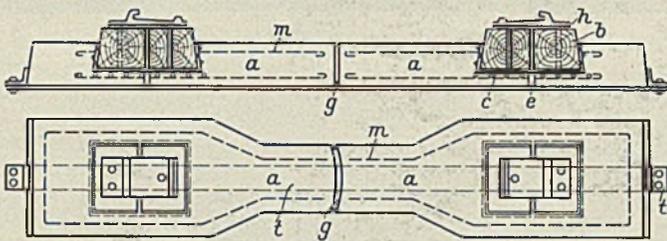


Abb. 5. Eisenbetonschwelle mit Mittelgelenk (Bauart Roudolf.)

Die neue Betonschwelle Bauart Roudolf (Abb. 5) besteht aus Beton von einer Mischung 1:4 mit Eiseneinlagen. Die Befestigungsmittel für die Schiene, die Schwellenschrauben, werden in Hartholzklötze, die in der Mitte geteilt sind, um Bewegungen des Holzes beim Quellen zuzulassen, eingebohrt. Der trapezförmige Klotz ist mit gezacktem Eisenblech umnagelt, damit er besser in dem Beton haftet. Auf dem geteilten Klotz der Schwelle unter der Unterlagplatte der Schiene liegt eine Hartpapierplatte, die den Druck elastisch auf die Betonschwelle überträgt. Diese Hartpapierplatte hat die Eigenschaft, sich um 10% ihrer Dicke zusammenzudrücken, ohne sich dauernd zu verformen.

Der wichtigste Bestandteil der neuen Betonschwelle aber ist das Gelenk in der Mitte. Die beiden Schwellenteile *a, a*, deren Zwischenraum *g* mit einer Hartbleiplatte ausgefüllt ist, werden durch ein starkes, an den Enden aufgebogenes Flacheisen *t* zusammengehalten. Das Flacheisen hat an seinen Enden unterschneidene Taschen, denen die beiden Schwellenteile an ihren Außenenden durch Abschrägungen angepaßt sind. Dadurch entsteht ohne besondere Verbindungsmittel ein Zusammenhang zwischen den Schwellenteilen untereinander und mit dem Flacheisen, durch den einerseits die Spurweite gewahrt und andererseits das Lösen der Teile verhindert wird. Weiteres über die Gelenkkonstruktion mitzuteilen, behalte ich mir vor. Besondere Verbindungsteile zum Festhalten des Flacheisens, wie Schraubenbolzen, die durch die Schwelle hindurchgehen, sind nicht vorhanden. Ferner besteht bei der neuen Schwelle die Möglich-

keit des Nachspannens durch Keile zwischen den schrägen Schwellenden und dem aufgebogenen Ende des Flacheisens. Die Klötze *b* nehmen die üblichen Befestigungsmittel auf, *e* ist ein Loch zum Abfließen des Wassers, *h* ist die elastische Hartpapierplatte, die den Druck auf den Holzklötz und durch diesen auf die Betonschwelle elastisch überträgt.

Die Befestigung der Schiene auf der Betonschwelle ist durch den neuesten Rippenplatten-Oberbau K 49 gut gelöst. Die Unterlagplatte wird mit Schwellenschrauben vor dem Einbau aufgeschraubt. Die Hakenschraube, die die Klemmplatte auf den Schienenfuß drückt, wird von der Seite eingebracht und angezogen. Das Ganze ist zusammendrückbar miteinander verbunden, weil auf der Unterlagplatte unter der Schiene ein Holzplättchen von 5 mm Stärke liegt. Dieses Holzplättchen soll die Haltbarkeit des Oberbaues sicherstellen. Gewöhnlich reißt aber diese Holzplatte in der Mitte, und die Teile rutschen zwischen Schienenfuß und Unterlagplatte heraus, ganz abgesehen davon, daß dies Holzplättchen sich zusammendrückt und so das Ganze lockert. Auf den Ersatz durch eine elastische Platte, die nicht reißt und nicht herausrutschen kann, gehe ich in einem späteren Aufsatz ein. Durch die getrennte Befestigung der Unterlagplatte auf der Schwelle und die besondere Befestigung der Schiene auf der Platte mit den üblichen Klemmplatten und der Hakenschraube ist eine geringe Bewegung auf der Platte möglich, die die Betonschwelle sehr schont.

Die elastische Übertragung der Achsdrücke durch die Hartpapierplatte auf die Betonschwelle ist sehr wichtig. Bis jetzt gibt es keine Platte, die wie die Hartpapierplatte um 10% ihrer Dicke sich zusammendrückt und nachher ihre alte Gestalt wieder annimmt. Das ist für die Haltbarkeit der Befestigungsmittel und Schonung der Schwelle wesentlich. Ich habe Hartpapierplatten bei Holzschwellen und Eisenschwellen eingebaut, die den Erfolg hatten, daß lange Zeit an dem Oberbau keine Schraube angezogen zu werden brauchte.

Die Nachteile, die die Betonschwelle bis jetzt gehabt hat, sind durch die beschriebene neue Schwelle beseitigt. Die völlige Starrheit des Schwellenkörpers ist aufgehoben, die gleichzeitig stattfindenden Stöße der beiden Räder, die fest auf einer Achse sitzen, werden jetzt für jedes Rad getrennt auf eine Schwellenhälfte übertragen. Der Nachteil des großen Gewichts, das die nicht geteilte Schwelle unhandlich macht, ist durch die Trennung in zwei Hälften beseitigt, und damit ist der Vorteil des großen Gewichtes, das eine ruhige Gleislage gewährleistet, gewahrt (Abb. 5).

Genau wie bei unseren Beton- und Steinbrücken sich die Gelenke eingebürgert haben und eine Weiterentwicklung der massiven Brücken veranlaßt haben, so wird auch die Gelenkausbildung bei der Betonschwelle die Möglichkeit der Brauchbarkeit der Schwelle ergeben. Hat doch jetzt schon der Beton als Baustoff sich überall als einwandfrei erwiesen und liegen über seine Bewährung hinreichend Erfahrungen vor. Gerade für die Schwelle, bei der es sich um Gewichtsvermehrung handelt, um den neuen Achslasten von 25 t entgegenzuwirken, ist der Eisenbeton der beste Baustoff. Mit der Einführung des Betons im Eisenbahnoberbau würde auch den Bahnverwaltungen die Sorge, sich gegen Fäulnis bezw. Feuer und Rost bei der Holz- und Eisenschwelle zu sichern, abgenommen sein. In Tunneln, in Einschnitten und in Gruben ist der Beton ein gutes Schwellenmaterial der Feuchtigkeit wegen. Gerade in Tunneln ist die Haltbarkeit der Holzschwelle, die fast ausschließlich verwendet wird, gering.

Bei den großen Kosten des Eisenbahnoberbaues, der bei uns allein für Holzschwellen im Jahre rd. 40 Millionen verschlingt, sollte man auch in Deutschland nach dem Vorbilde Ungarns und Italiens auf längeren Probestrecken genaue Beobachtungen anstellen, um ein Schwellenmaterial zu finden, das beständiger ist als Holz und Eisen.

Meine Betonschwelle mit Mittelgelenk wird hergestellt von der Reichsbahndirektion Schwerin i. Mecklenburg.

Grundströmung und Geschiebebewegung an umflossenen Strompfeilern.¹⁾

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. A. Hinderks, Hannover.

Auf die grundlegenden Tatsachen der Geschiebebewegung an Strompfeilern in Flußläufen ist in neuerer Zeit mehrfach hingewiesen worden. Beschädigungen an Bauwerken und Einstürze haben zu Vermutungen über die auskolkenden Wirkungen der Strömung am Pfeilerfuß geführt, und durch Modellversuche sind diese Vermutungen zum Teil bestätigt, richtiggestellt oder ergänzt, so daß man heute mit einiger Sicherheit angeben kann, wo bei einem in der Strömung stehenden Staukörper die Gefahr der Auskolkung oder der Anlandung besteht.

Die an der Kanalsohle auftretende Grundströmung, die die Geschiebebewegung verursacht, ist dabei bis jetzt noch wenig zur Erklärung herangezogen worden,²⁾ in erster Linie wohl deswegen, weil sie durch die Bewegung in den Mittelschichten und die Oberflächenströmung stark

¹⁾ Die in den Abbildungen dargestellten Strömungsversuche sind in der „Versuchsanstalt für Grundbau und Wasserbau“ der Technischen Hochschule Hannover ausgeführt worden.

verdeckt wird und die an den Pfeilern auftretenden Wirbelerscheinungen eine versuchstechnische Behandlung nach dieser Richtung schwierig erscheinen lassen. Einen guten Einblick in die Grundströmung bei Modellversuchen kann man aber, wie vom Verfasser bereits berichtet,³⁾ in einfacher Weise gewinnen, wenn man die Sohle des Kanalmodells mit Öl- oder Lackfarbe bestreicht, also eine von Wasser nicht lösliche, zähe Grenzschicht herstellt und das strömende Wasser auf die noch frische Schicht einwirken läßt.

²⁾ Untersuchungen über die Geschiebebewegung in Krümmern und Kanalverzweigungen, in denen die Grundströmung zur Erklärung der Geschiebebewegung herangezogen und durch eingestreute Kalipermangan-Körnchen sichtbar gemacht wird, sind von H. Thoma durchgeführt und in „Veröffentlichungen der Mittleren Isar A.-G. München“ über „Modellversuche“ (1923) veröffentlicht.

³⁾ Z. d. V. d. I. 1927, S. 1779, und 1928, S. 86: „Nebenströmungen in gekrümmten Kanälen“.

Bei den im folgenden beschriebenen Versuchen, bei denen dieses Verfahren Anwendung gefunden hat, lag die Strömungsgeschwindigkeit immer oberhalb der kritischen Geschwindigkeit, es handelt sich also überall um turbulente Strömung im Innern des Kanals. Die Frage, wie sich bei solchen Strömungen die Flüssigkeitsschicht in unmittelbarer Nähe der Kanalwände, in der sogenannten Grenzschicht, verhält, ist bisher nicht endgültig geklärt. Versuche mit Parallelströmung im geraden Kanal, aus denen auf laminare Strömung in der Grenzschicht zu schließen ist, werden von Schoklitsch⁴⁾ beschrieben. Die Versuche des Verfassers scheinen diesen Schluß zu bestätigen; man darf aber nicht übersehen, daß hier eine Grenzschicht durch die Ölfarbe, ein Medium von ganz anderer Zähigkeit als Wasser gebildet wird, das etwa vorhandenen turbulenten Querbewegungen nicht zu folgen vermag und daher nur die Hauptbewegung der Wasserteilchen in der Nähe der Wand sichtbar macht.

Die Versuchsdauer betrug bei hohen Geschwindigkeiten einige Minuten, bei kleinen Geschwindigkeiten mehrere Stunden. Die Ausbildung des Strombildes vollzieht sich während dieser Zeit, indem der Farbstoff vom Wasser langsam mitgeschleppt wird; eine nennenswerte Abweichung von der Wasserbewegung infolge der auf Medien verschiedenen spezifischen Gewichts verschieden stark wirkenden Fliehkraft ist daher kaum zu erwarten, und man darf annehmen, daß das erhaltene Strombild mit großer Annäherung den zeitlichen Mittelwert der Wasserbewegung an der Sohle darstellt.

Um zu einer Vorstellung über die Art der Strömung vor einem umflossenen Staukörper zu gelangen, soll zunächst eine in einem allseits geschlossenen Kanal quer zur Geschwindigkeitsrichtung angebrachte kreisförmige Platte betrachtet werden. Berührt die Platte nirgends die Kanalwände, sondern ist sie frei im Strome, etwa durch Fäden, befestigt, so erhalten wir an der der Stromrichtung zugewandten Vorderseite ein Strombild, wie es Abb. 1 in schematischer Seitenansicht, Abb. 2 in der auf einer Platte aufgetragenen Farbschicht darstellt. Die Platte, eine an vier Fäden in einem Rohr von 100 mm lichter Weite angebrachte Zelluloidplatte von 40 mm Durchm., war einer Geschwindigkeit von etwa 4 m/Sek. ausgesetzt. Die Wasserfäden biegen, wie die Abbildungen zeigen, knapp vor der Platte um und fließen achsensymmetrisch zum Plattenrande.

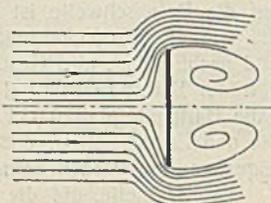


Abb. 1. Platte im Parallelstrom.

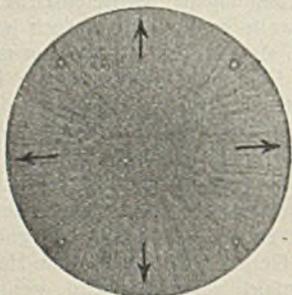


Abb. 2. Abströmungsrichtungen auf angeströmten Platten.

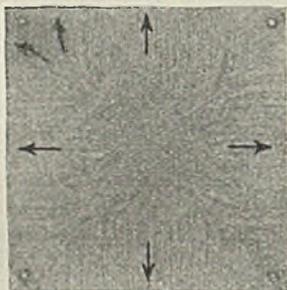
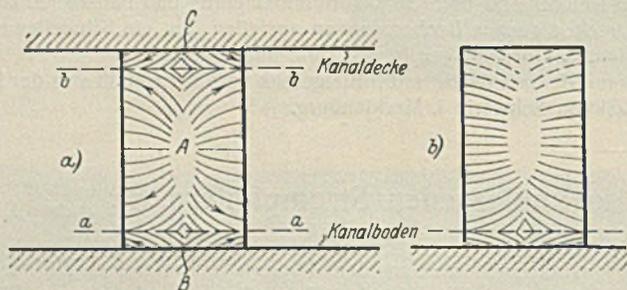


Abb. 3.



a) angeströmte Platte im geschlossenen Kanal
b) angeströmte Platte im offenen Kanal

Hauptstromrichtung Abb. 4.

Abb. 3 zeigt denselben Vorgang auf einer 40 x 40 mm großen quadratischen Platte. Die vom Druckzentrum abströmenden Grenzschichtfäden weichen von der diagonalen Richtung ab und verfolgen einen

⁴⁾ Schoklitsch: Über die Bewegung des Wassers in offenen Gerinnen Schweiz. Bauzeitung 1922, S. 47.

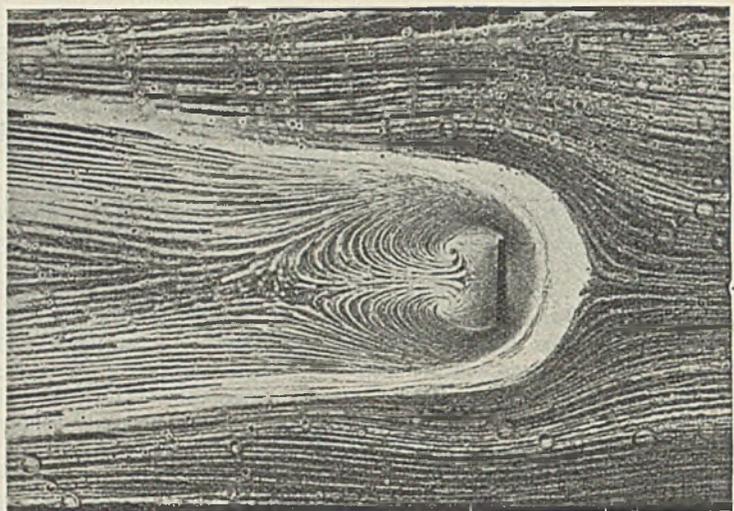


Abb. 5. Grundströmung um die Platte im geschlossenen Kanal bei hoher Geschwindigkeit.

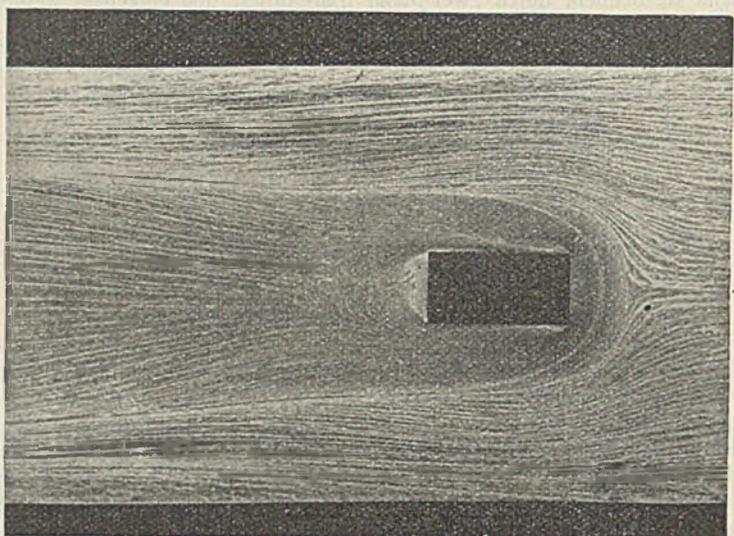


Abb. 6. Grundströmung um den Quader im geschlossenen Kanal bei hoher Geschwindigkeit.

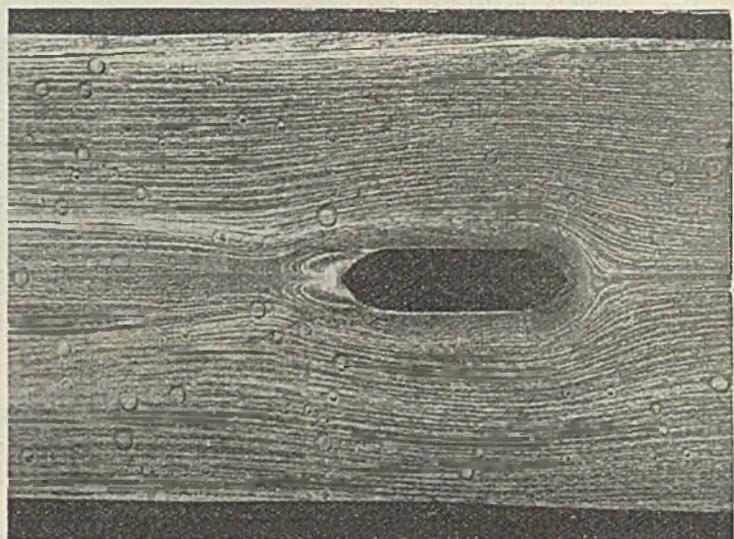


Abb. 7. Grundströmung um das Pfeilermodell im geschlossenen Kanal bei hoher Geschwindigkeit.

kürzeren Weg zum Plattenrand. Die Abbildung gibt eine Überleitung zu dem Strombilde eines über die ganze Höhe eines geschlossenen rechteckigen Kanals vom Boden bis zur Decke reichenden Hindernisses nach Abb. 4a. Es handelt sich hier um eine rechteckige Platte, die senkrecht zur Stromrichtung angebracht ist und mit ihren Schmalseiten den Boden und die Decke des Kanals berührt. In der Mitte entsteht das normale Druckzentrum A, von dem aus die Grenzschichtstromfäden nach außen fließen. Die Ablenkung aus der ursprünglichen Stromrichtung beträgt dabei 90°. Zwei weitere Abströmungszentren B und C entstehen in

der Nähe der Berührungskanten der Platte mit dem Kanalboden und der Decke. Die von ihnen nach der Platte abgehenden Stromfäden fließen den von der Mitte kommenden Fäden entgegen, und es entstehen dadurch Trennlinien $a-a$ und $b-b$, während die auf dem Boden und der Decke abfließenden Fäden dem ursprünglichen Parallelstrom entgegen gerichtet sind. Die entsprechende Abströmungserscheinung auf der Platte im offenen Kanal zeigt Abb. 4b. Die in Abb. 4 durch Pfeile gekennzeichneten Stromrichtungen in der Grenzschicht wurden einwandfrei beobachtet. Sie treten auch an der Stirnseite anders geformter Staukörper in ähnlicher Weise auf. Von grundlegender Bedeutung für die Vorgänge an der Sohle vor einem umflossenen Staukörper ist die zuletzt genannte Gegenströmungserscheinung, die sich beim offenen Kanal in grundsätzlich gleicher Art ausbildet wie im geschlossenen. Sie ist bei den folgenden Abbildungen stark ausgeprägt als eine Art Schirmwirkung des Strompfeilers in der Grenzschicht. Dabei muß noch einmal betont werden, daß es sich nicht etwa, wie die Abbildungen zunächst anzudeuten scheinen, um ein Zurückprallen der gesamten Flüssigkeit vor dem Hindernis handelt, sondern nur um die Bewegung in einer dünnen Schicht an der Sohle und der Decke des Kanals.

Die Sohlenströmung hinter dem Staukörper wird in erster Linie bedingt durch die dort im Innern der Strömung auftretenden Wirbel, die man sich im allgemeinen zylinderförmig mit lotrechter Achse und gegenläufigem Drehsinn vorstellt. Im Gebiete kleiner Geschwindigkeiten in der Nähe der Kanalsohle und der Decke ändert sich jedoch der Wirbelquerschnitt erheblich, und in der Grenzschicht scheint die Drehung geradezu in zwei symmetrisch liegenden Punkten stecken zu bleiben.

Bei der Ausführung der Strömungsversuche kann auf Grund vorhandener Versuchsergebnisse davon ausgegangen werden, daß sich bei verschiedenen Geschwindigkeiten in weiten Grenzen das Strombild, d. h. die Lage der Stromfäden, nur wenig ändert. Es lag daher nahe, zunächst Versuche im geschlossenen Kanal bei hohen Geschwindigkeiten durchzuführen, weil dabei der Charakter der Grundströmung nach dem erwähnten Verfahren besser zum Ausdruck kommt. Die in Abb. 5 bis 7 dargestellten Versuche, die die Strömung um eine Platte, einen Quader und ein

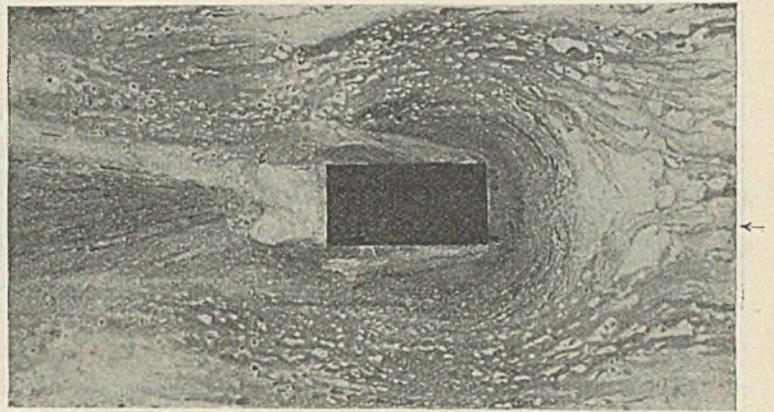


Abb. 9. Grundströmung um den Quader im offenen Kanal bei niedriger Geschwindigkeit.

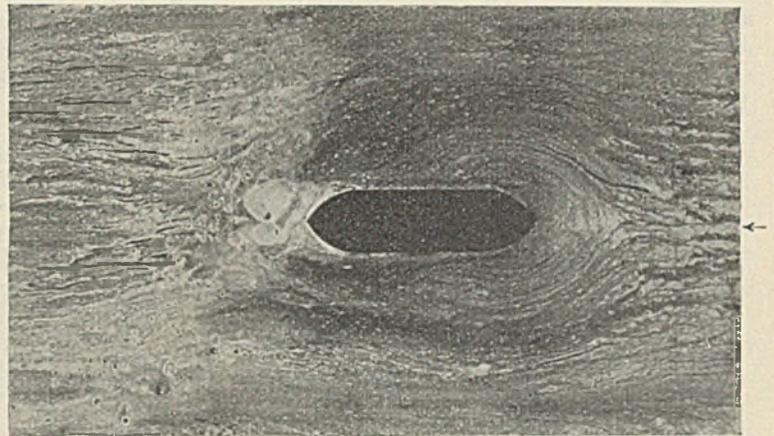


Abb. 10. Grundströmung um das Pfeilermodell im offenen Kanal bei niedriger Geschwindigkeit.

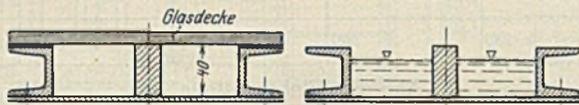


Abb. 8b. Offener Versuchskanal.

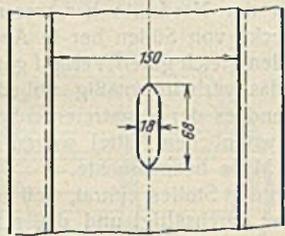


Abb. 8a. Geschlossener Versuchskanal.

Brückenpfeilermodell wiedergegeben, wurden ausgeführt in einem flachen, mit Messingboden und Glasdecke versehenen Kanal von 150×40 mm Querschnitt (Abb. 8a) bei Strömungsgeschwindigkeiten von 2,5 bis 5 m/Sek. Die Sohlenstrombilder zeigten in diesen Grenzen

eine nur geringe Abhängigkeit von der Geschwindigkeit; qualitativ blieb das Bild genau dasselbe.

Bei der zweiten Versuchsreihe war der Kanal offen (Abb. 8b), die Stromgeschwindigkeit betrug im Mittel etwa 0,5 m/Sek. Die Grundstrombilder zeigten trotz gewisser Störungen, die durch die am Pfeiler auftretenden Oberflächenwellen entstanden, einen ähnlichen charakteristischen Verlauf der Strömung an der Sohle. Zwei Beispiele, die Grundströmung um den Quader und den Brückenpfeiler, sind in Abb. 9 u. 10 wiedergegeben.

Die Erscheinungen des Geschiebetransportes an Strompfeilern⁵⁾ finden ihrer Eigenart nach damit eine gute Erklärung. Handelt es sich hauptsächlich um in glatter Schicht liegendes feines Geschiebe, so folgen die einzelnen Teilchen den durch die Grundstromlinien vorgezeichneten Richtungen. Für die Stromlinien läßt sich allgemein sagen, daß jeder

im Strom stehende Staukörper eine der eigentlichen Hauptstromrichtung entgegengerichtete Grundströmung hervorruft, die, mit der normalen, der Hauptströmung gleichlaufenden Grundströmung zusammengesetzt, für die Geschiebebewegung vor dem Staukörper maßgebend ist; durch die Überlagerung der beiden Strömungen entstehen zwei grundsätzlich getrennte Grundstromgebiete, ähnlich der in der Hydrodynamik bei Überlagerung von Parallelstrom und Quelle bekannten Trennung zweier Gebiete durch singuläre Stromlinien. In dem äußeren Stromgebiet wird das von stromauf kommende Geschiebe beiderseits an dem Pfeiler vorbeigeführt, während das in der Nähe des Pfeilers liegende Geschiebe den Stromlinien des inneren Stromgebietes folgt, vorn seitlich abgeführt und zum Teil längs des Wirbelgebietes stromabwärts getrieben, zum Teil innerhalb des Wirbelgebietes in Richtung der Pfeilerachse angelandet wird.

Hiernach findet die stärkste Geschiebeabfuhr und damit die tiefste Auskolkung vor dem Pfeiler oder, bei Staukörpern mit rechteckigem Querschnitt, an der Stirnseite und den vorderen Kanten statt. Die höchste Auflandung wird hinter dem Pfeiler, und zwar in kleinem Abstände, da, wo die Wirbel punktförmig enden, entstehen.

Wird die Flußsohle durch den Geschiebetransport allmählich stärker verändert, so wird naturgemäß auch der Stromlinienverlauf in den Vertiefungen und über den Erhöhungen umgestaltet, und bei weiterem Bewegen von Geschiebeteilchen treten zu den reinen Verschiebekräften Schwerkraft hinzu, die nach gewisser Versuchsdauer zu einem Gleichgewichtszustande führen. Näheres kann hierüber aus den wiedergegebenen Versuchsbildern nicht entnommen werden. Es wäre zu begrüßen, wenn das Verfahren der Darstellung des Grundströmungsverlaufs bei Modellversuchen größeren Maßstabes für bestimmte praktische Fälle, auch bei unregelmäßiger Flußsohle zur Anwendung käme und hier zu Vereinfachungen oder Ergänzungen der herrschenden Auffassungen führen könnte.

⁵⁾ Engels: Schutz von Strompfeilerfundamenten gegen Unterspülung. Z. f. Bauwesen 1894, S. 407, M. Meyer-Peter: Die hydraul. Modellversuche für das Limmat-Kraftwerk Wettingen d. Stadt Zürich. Schweiz. Bauzeitung 1927, Bd. 89, Nr. 21 bis 22.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Bau des Sulgenbachstollens in Bern.

Von Dr. sc. techn. E. Wiesmann, Zürich.

I.

Der Sulgenbachstollen schließt im sogenannten Marzili an die schon 1918 in Angriff genommene Kanalisationsstrecke Holligen—Sulgenrain an und erstreckt sich von der Taubenstraße (unterhalb dem „Bernerhof“) bis zum Auslauf in die Aare gegenüber der Bierbrauerei Gassner. Die Achse des Stollens liegt zwischen der „Kleinen Schanze“ und dem „Bernerhof“ und

folgt den Straßenzügen Christoffelgasse—Bahnhofplatz—Bollwerk (Abb. 1). Der Stollen ist 1040 m lang mit einem Gefälle von $2,4\text{‰}$. Nach dem geologischen Gutachten, dessen Ergebnisse in Abb. 2 (Längenprofil) eingetragen sind, war vom Aareufer aus auf eine Länge von rd. 650 m Molasse zu erwarten, bestehend aus gelbem Sandstein mit Einlagen von bunten Mergeln; hernach sollte Moräne folgen, und zwar auf eine Strecke von

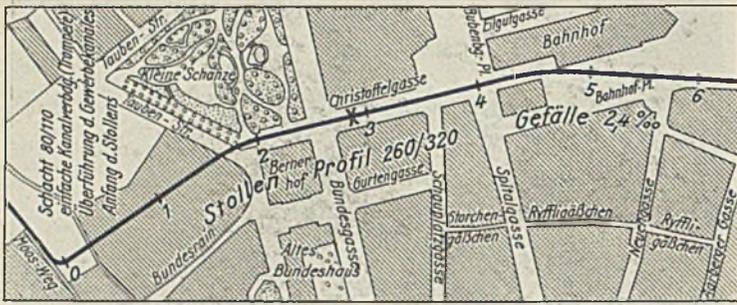


Abb. 1. Lageplan.

rd. 170 m blauer, lehmiger Sand und große Steine und daran anschließend auf rd. 220 m Länge fester, blauer Lehm.

Der Befund stimmt mit der Voraussage nur zum Teil überein, und es sind nun gerade die Abweichungen in den geologischen Verhältnissen, die ungeahnte Schwierigkeiten in der Bauausführung und bedeutende Mehrkosten zur Folge hatten.

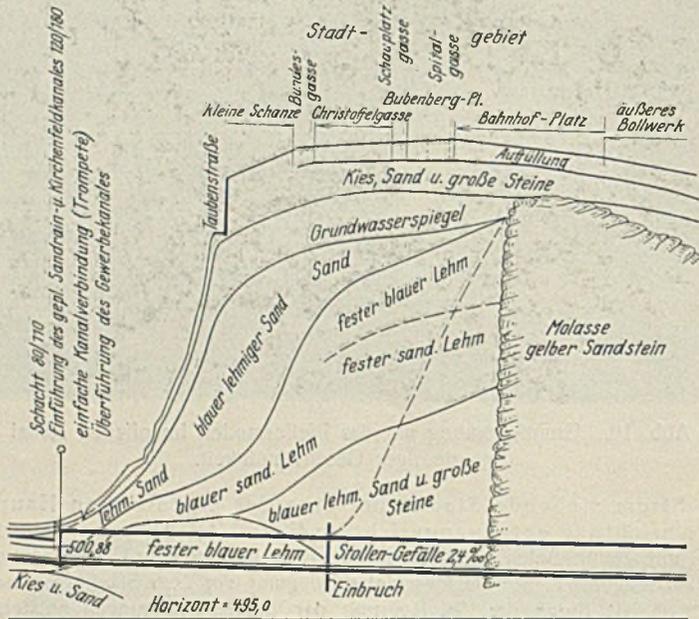
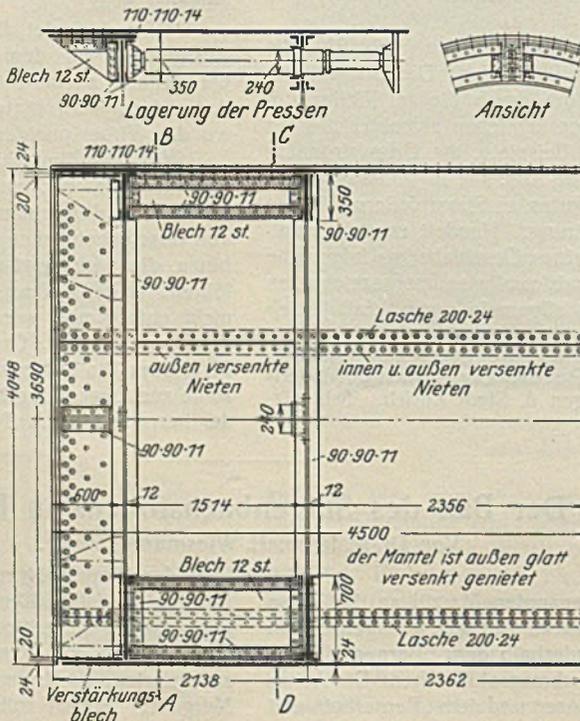
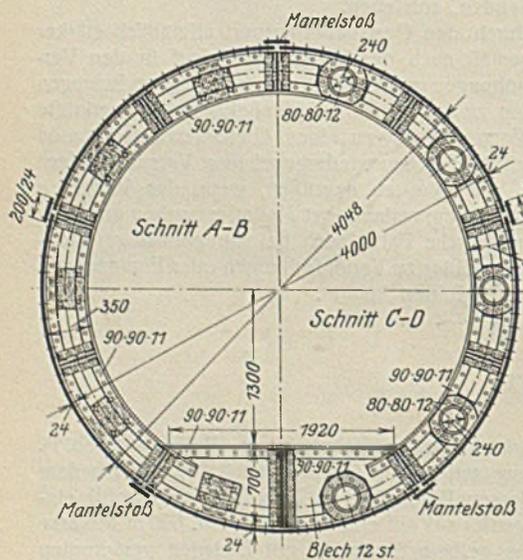


Abb. 2. Geologisches Längensprofil.

Die Bauarbeiten nahmen von der Aare (Nordseite) aus ihren Anfang zu Beginn des Jahres 1922 und gelangten Mitte Mai 1923 an die Kontaktstelle der Moräne. Die Vortriebsarbeiten wurden alsdann eingestellt bis zum 30. Juni 1924, an welchem Tage mit dem Vortrieb unter Druckluft vom Süden her wieder begonnen wurde. Der Anschluß an den Nordstollen folgte im April 1926.

Abb. 4.

Schild: Quer- und Längenschnitt. Schneide und Lagerung der Pressen.



Bauausführung. Am Nordeingang wurde zuerst eine kurze Strecke als Voreinschnitt im Tagbau ausgeführt. Bei km 1,092 ist die Molasse angefahren und darin ein täglicher Fortschritt von durchschnittlich 4,20 m erzielt worden. Dem Ausbruch folgte die Ausmauerung in kurzer Entfernung.

Das Ende der Molassestrecke traf nicht, wie im geologischen Profil eingezeichnet, bei km 0 + 45 ein, sondern bei km 0 + 285. Die südliche Begrenzungslinie der Molasse fällt im Mittel mit rd. 22% südlich. Im Scheitel verläuft die Böschung noch erheblich flacher.

An der Kontaktstelle mit der Moräne wurde mit aller Vorsicht vorgegangen. Trotzdem ereignete sich in der Nacht vom 15. Mai 1923 ein Einbruch, indem Schlamm eindrang und den Stollen auf rd. 30 m Länge einfüllte. Der im Gebirge entstandene Hohlraum pflanzte sich als Tagbruch in die Christoffelgasse fort, wo vor dem Gebäude der Schweizer Volksbank ein Trichter von etwa 6 m Durchm. und 8 m Tiefe entstand. Dank den sofort getroffenen Maßnahmen und Errichtung einer 1,50 m dicken Abspermmauer bei km 0,305 konnte das Bauwerk gesichert werden (Abb. 3). Diese Sicherung war eine so vollständige, daß Setzungen in der Christoffelgasse oder an den benachbarten Gebäuden seither nicht festgestellt werden konnten.

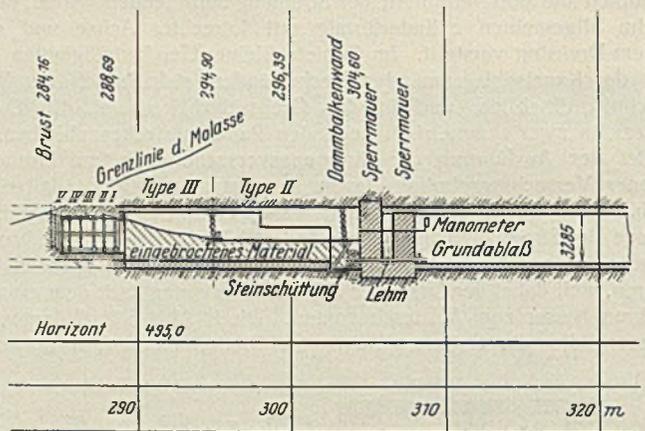


Abb. 3. Einbruchsstelle.

Die Fortsetzung der Arbeiten von der Nordseite her war nun ausgeschlossen, und es mußte die Reststrecke von Süden her in Angriff genommen werden. Hätten die Arbeiten den gleich guten Verlauf genommen wie in der Molassestrecke, so wäre das verhältnismäßig unbedeutende Bauwerk kaum beachtet worden, während es der eingetretenen Schwierigkeiten und der erforderlichen außergewöhnlichen Mittel wegen die Aufmerksamkeit der Fachkreise in hohem Maße beanspruchte.

Die Wucht, mit der der Einbruch in den Stollen eintrat, ließ erkennen, daß die Moräne vollständig mit Wasser durchsättigt und daß mit einem Wasserdruck bis zu 1,8 at zu rechnen war (Wasserdruck am Manometer der Abschlusmauer bei km 0 + 305). Eine Ausführung der Arbeiten mit dem gewöhnlichen Abbaufahren schien deshalb ausgeschlossen.

Der Schlamm, wie er sich an der Kontaktstelle zwischen Moräne und Molasse vorfand, bildet in trockenem Zustande eine tragfähige Masse; auch in ruhigem Grundwasser zeigt er noch eine gewisse Tragfähigkeit. Bei ganz geringem einseitigem Wasserdruck und der Möglichkeit auszuweichen, so daß sich die einzelnen Sandkörner lockern können, löst er sich indessen in einen breiigen Schlamm auf. Unter festem Einschluß sind hingegen Druckschwankungen wirkungslos. Ohne Wasserverdrängung war deshalb keine Möglichkeit durchzukommen, und so kam die Unternehmung dazu, für die Moränestrecke das Druckluftverfahren vorzuschlagen.

Außer der Beschaffung der Druckluft, für deren Druck und Menge gewisse Annahmen gemacht werden mußten, traten nun eine Menge Fragen auf, die eingehende Studien erforderten, wie Sicherung der Stollenbrust, Verbauung der Vortriebstrecke, Ausführung und Abdichtung der Mauerung, Materialtransport u. a. m. Es wurden auch das Gefrierverfahren und die Anwendung von Zementinspritzungen zur Verfestigung des Gebirges (Bau-

ausführung). Am Nordeingang wurde zuerst eine kurze Strecke als Voreinschnitt im Tagbau ausgeführt. Bei km 1,092 ist die Molasse angefahren und darin ein täglicher Fortschritt von durchschnittlich 4,20 m erzielt worden. Dem Ausbruch folgte die Ausmauerung in kurzer Entfernung.

weise Wolfsholz) in der Ausbruchzone studiert. Nach reiflicher Überlegung entschloß sich die Unternehmung zur Einführung des Schildbetriebes mit Preßluft nach dem Verfahren der Firma Hallinger & Cie., Hamburg. Dieses Verfahren wird nachstehend beschrieben.

Tunnelbauweise mit Vortriebschild; Verfahren von Hallinger. Die Vorrichtung besteht in der Hauptsache aus einem Rohr (hier auch Schild genannt) aus 24 mm starkem Blech, das genau der Form des Aushubprofils entspricht. Im Sulgenbachstollen hatte es einen kreisförmigen Querschnitt von 4,048 m Durchm. (Abb. 4). Es ist 4,500 m lang und zerfällt der Länge nach in drei Teile: die Schneide, 0,600 m lang, den Raum, an dessen Umfang die Druckwasserpressen gelagert sind (1,544 m lang), und den Schildschwanz (2,356 m

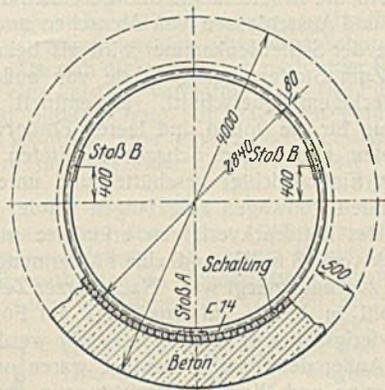


Abb. 5. Lehrbogen.

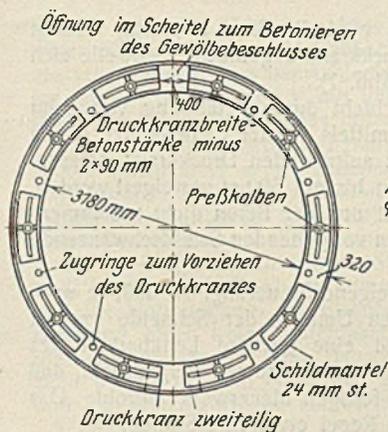


Abb. 6a.

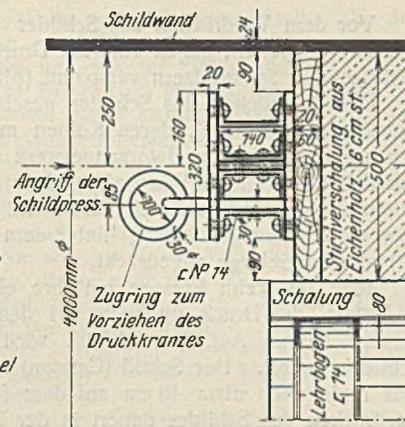


Abb. 6b.

sehr nachteilige Umstand gibt Veranlassung zu Luftverlust durch das Gelände hindurch und ist die Hauptursache des großen Luftverbrauches, namentlich bei geringer Überlagerung.

Die Brust verlangt eine sorgfältige, oft recht umständliche Verbauung.

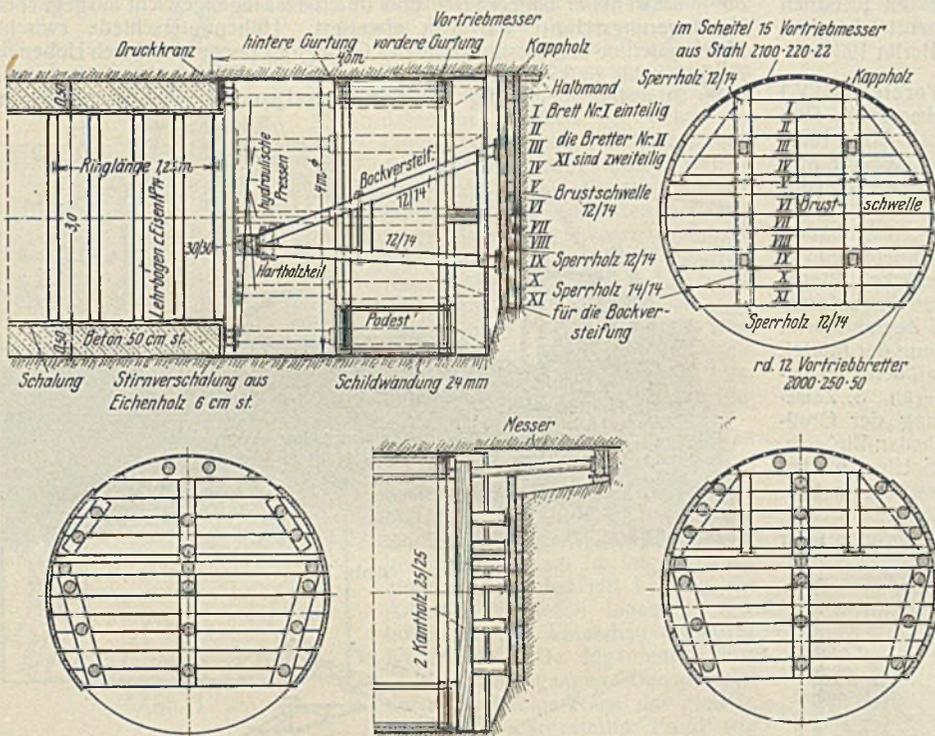


Abb. 7. Versteifungen.

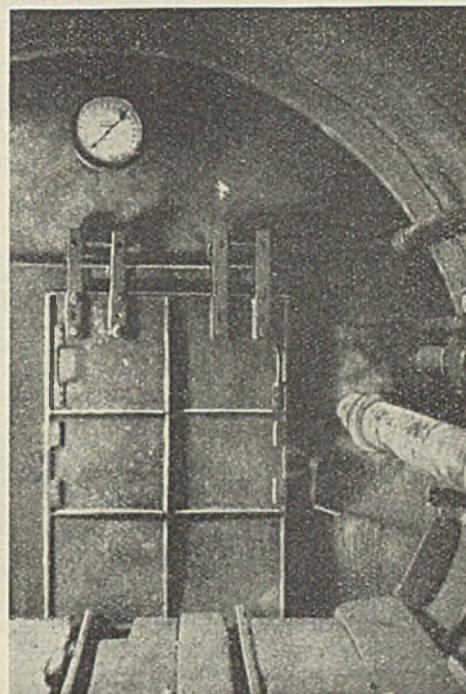


Abb. 9. Schleusenammertür.

lang), der auf das fertige Mauerwerk übergreift und den Druckkranz aufnimmt. Unter dem Schutze dieser Zone wird das Betonmauerwerk in Ringen von 1,25 m ausgeführt.

Man könnte den Schild einfach „wagerechten Senkkasten“ nennen und ihn mit dieser Bezeichnung zur Luftdruckgründung in Beziehung bringen, mit der er eine gewisse Ähnlichkeit hat.

Druckluftgründung wie Druckluft-Stollenvortrieb beruhen auf dem Prinzip der Wasserverdrängung durch Druckluft und erfordern eine sogenannte Schleusenammer.

Bei der Luftdruckgründung sind der senkrechten Lage wegen die Verhältnisse überall einfacher und günstiger als beim Luftdruck-Stollenvortrieb.

Bei dem letzteren ist wohl der Luftdruck im wagerechten Senkkasten überall derselbe, während an der Brust im Gebirge der hydrostatische Gegen- druck an der Sohle gegenüber den aufgehenden Partien überwiegt. Wenn also der Luftdruck an der Sohle gerade genügt, so ist er in der First zu groß. Dieser

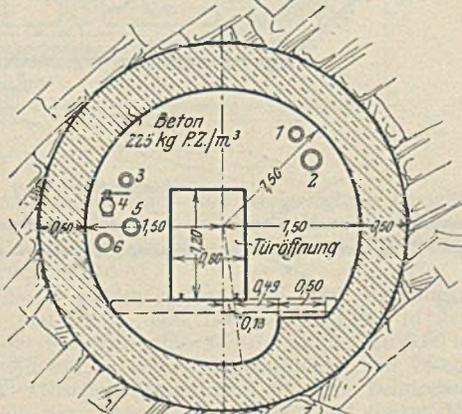


Abb. 8. Normalprofil der Druckstrecke.

Der „wagerechte Senkkasten“ muß durch Pressen vorwärts getrieben werden und kommt leicht etwas aus der Richtung. Die Schleusenammer hat annähernd den gleichen Durchmesser wie die Arbeitskammer und ist verhältnismäßig groß, und die Wände aus Mauerwerk sind nie vollkommen dicht. Aus allen genannten Verhältnissen ergeben sich großer Luftverbrauch und gewisse Schwierigkeiten zur Konstanterhaltung des Luftdruckes.

Arbeitsweise und Baueinrichtungen. Durch den im Arbeitsraume herrschenden Luftdruck wird das Wasser aus dem sandigen Gebirge verdrängt, so daß der vom Wasser befreite Sand als ziemlich feste Masse erscheint. Zum Schutze der Stollendecke dienen eng aneinanderliegende Pfähle, hier Messer genannt. Sie bestehen aus 2,20 m langen Flacheisen 200 · 20 mm, mit entsprechender Schneide. Sie ruhen auf dem Schilde auf und werden mit einer Zahnstangenwinde so weit hervorgezogen und in das Gebirge eingepreßt, daß sie mit dem hinteren Ende noch mindestens 20 cm aufliegen. Zu diesem Zwecke tragen sie eine Anzahl Schlitze, in die die Windenklau eingreift. Wenn der Schild vorgedrückt wird, gleitet er unter den Messern hinweg, so daß zum Vortreiben immer die nämlichen Messer im Gebrauch bleiben.

Sind die Messer vorgezogen, so folgt der Abbau der Brust, indem die wagerechten Brustbretter Brett für Brett sorgfältig entfernt, das Material ausgehoben und nachher wieder eingebaut und verspannt werden. Ist der Abbau bis auf die Sohle fertig, so werden zwei Lehrbogen (Abb. 5) gestellt, die Schalhälzer eingezogen und der Druckkranz (Abb. 6a u. b) auf eine Länge von 1,25 m vorgezogen. Dann kann mit dem Betonieren (im Schildschwanzende) begonnen werden. Ist der Ring fertig betoniert, so beginnt das Vordrücken des Schildes.

Vor dem Vordrücken des Schildes wird die Brust sorgfältig verbaut und mit doppelten, gegen eine am Druckkranz angebrachte Schwelle sich abstützenden Sperrhölzern verspannt (Abb. 7).

Das Vordrücken des Schildes geschieht durch Betätigung von zehn Druckpressen (Abb. 4), deren Kolben mittels starker Eichenklötze gegen den auf dem frischen Betonmauerwerk aufruhenden Druckkranz pressen. Der dabei verwendete Wasserdruck kann bis auf 500 at gesteigert werden. Durch diesen starken Druck wird nicht nur der Beton dicht zusammengepreßt, sondern gleichzeitig hinter dem vorgeleitenden Schildschwanzende satt an das Gebirge angedrückt.

Jede der zehn Pressen hat ihre eigene Steuerung, so daß, je nach Bedürfnis, der Druck ungleich auf den Umfang der Schneide verteilt werden kann. Auf diese Weise wird eine gewisse Lenkbarkeit des Schildes erzielt. Der Schild (Caisson) wird nur soweit vorgedrückt, daß eine Ende noch etwa 40 cm auf dem fertigen Mauerwerk aufruhet. Das Vordrücken des Schildes dauert in der Regel etwa eine Stunde.

An die Arbeitskammer schließt sich die Schleusenammer an, die zum Ein- und Ausschleusen von Menschen und Material dient. Die Wirkungsweise der Schleusenammer wird als bekannt vorausgesetzt (Abb. 8 u. 9).

Zum Stolleneingang führte von außen ein geräumiger Schacht mit rechteckigem Querschnitt. Er enthielt außer der Treppenanlage einen Aufzug für die vollen und leeren Förderwagen, ferner ein Zuleitungsrohr für den neben dem Schacht bereiteten Beton, der ab Betonmischer in einen Einlauftrichter geschüttet und unten am Förderrohr durch den zu füllenden Rollwagen aufgefungen wurde.

Das Luftdruckverfahren erforderte umfangreiche Anlagen, denen ein Druck von 18 m Ws und eine Fördermenge von 1000 m³/Std. angesaugter Luft zugrundegelegt war. Nach kurzer Zeit mußte die Druckluftherzeugung, sowohl in bezug auf Druck als auf Fördermenge, infolge eintretender Schwierigkeiten bedeutend verstärkt werden.

Außer der Maschinenanlage waren noch zahlreiche Räume für Büros, Magazine und Wohlfahrteinrichtungen vorhanden. (Schluß folgt.)

Vermischtes.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W8). Das am 10. März ausgegebene Heft 5 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Dr.-Ing. Hans Bahn: Zwei Wohnhausblöcke des Architekten Friedrich Ostermeyer B. D. A. zu Hamburg. — Mustergutsanlage Schaurt, Lauenburg. — Preisausschreiben der Deutschen Bauausstellung Berlin 1930.

Die 31. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins (E. V.) am 27., 28. u. 29. März 1928 in München, Hotel „Bayrischer Hof“, Promenadeplatz, hat folgende Tagesordnung. Dienstag, den 27. März 1928, von 9 Uhr vorm. ab: Innere Angelegenheiten des Vereins, nur für Mitglieder. Ferner von 1 bis 6 Uhr nachm. im Konzertsaal Vorträge für Mitglieder und Gäste:

1. Der Bau der dritten Neckarbrücke in Heidelberg, Oberbaurat Schwaab, Heidelberg. 2. Bau und Berechnung von Eisenbetonschornsteinen, Prof. Dr.-Ing. Kleinogel, Darmstadt. 3. Druckfestigkeit, Biegefestigkeit, Schwinden und Quellen, Abnutzungswiderstand, Wasserdurchlässigkeit und Widerstand gegen chemischen Angriff von Zementmörtel und Beton, namentlich bei verschiedener Kornzusammensetzung der Mörtel, Prof. O. Graf, Stuttgart. 4. Einige neue Ausführungen größerer Eisenbetonbrücken, Reg.- u. Baurat a. D. Dr.-Ing. W. Nakonz, Berlin. 5. Zeiss-Dywidag-Schalengewölbe unter besonderer Berücksichtigung der Großmarkthalle in Frankfurt a. M., Dipl.-Ing. Dischinger, Wiesbaden-Biebrich.

Mittwoch, den 28. März, 9 bis 1,15 und 2,30 bis 4,45 Uhr: 6. Bau der Umschlagsanlage für das Deutsche Kalisyndikat im erweiterten Seehafen von Harburg-Wilhelmsburg, Reg.-Baurat Dr.-Ing. Petzel, Harburg. 7. Das Ergebnis des engeren Wettbewerbs für eine Straßenbrücke über die Mosel in Koblenz, Prof. Spangenberg, München. 8. Mitteilungen über zwei Eisenbetonbogenbrücken von 81 und 66,2 m Spannweite, Dipl.-Ing. Knorr, Neustadt a. d. H. 9. Der Bau der Großwasserkraftanlage am Shannon (Irland) unter besonderer Berücksichtigung der Betonarbeiten, Dr.-Ing. M. Enzweiler, Direktor der Siemens-Bauunion G. m. b. H., Berlin. 10. Der Bau der neuen Straßenbrücke über den Großschiffahrtsweg Berlin—Stettin bei Schwedt, Reg.- u. Baurat Kaumanns, Potsdam. 11. Die Herstellung großer Eisenbetonrohre nach dem Schleuderverfahren Patent Vianini für die Druckrohrleitung der Mittleren Isar A.-G. bei Unterföhring, Dr.-Ing. R. Mayer, Stuttgart. 12. Filmvorführung „Der Eisenbeton“, ein Film vom Wesen und der Ausführung dieser Bauweise. Außerdem Mitteilungen und Besprechung etwa gestellter Fragen.

Donnerstag, den 29. März 1928 werden Bauwerke an der Mittleren Isar besichtigt.

Misch- und Fördereinrichtung für Gußbeton. Diese von A. W. Mackensen, Magdeburg, gebaute Einrichtung, die zum Mischen und Fördern von Gußbeton nach der Einflußstelle dient, besteht aus dem auf Schienen verfahrenen Unterwagen, der Mischmaschine und dem auf einem Ausleger befestigten Förderbande mit beweglicher Auslaufschurre (Abb. 1 u. 2).

Der Unterwagen, der mittels Seiles und Handwinde verfahren werden kann, trägt außer der Mischmaschine die Stütz- und Aufhängekonstruktionen für den Ausleger, auf dem sich das Förderband zur Weiterleitung des Betons befindet. Wie die Abb. 2 zeigt, kann die Länge des Auslegers und somit des Förderbandes von 17 m um 5,50 m ver-

kürzt werden. Am Unterwagen liegt der Ausleger in einem Kugelgelenk, um eine leichte Beweglichkeit nach vier Richtungen hin zu ermöglichen. Das zu bestreichende Feld wird durch die am Kopfe des Förderbandes um 360° schwenkbar angeordnete und durch ein Gegengewicht ausgeglichene Verlängerungsschurre um 5 m erweitert. Höhenunterschiede zwischen Mischmaschine und Ausflußstelle des Gußbetons lassen sich durch Heben des Auslegers bis zu 35° und Senken bis zu 25° zur Wagerechten überwinden (Abb. 2), wobei gleichzeitig in einem Winkel von 30° geschwenkt werden

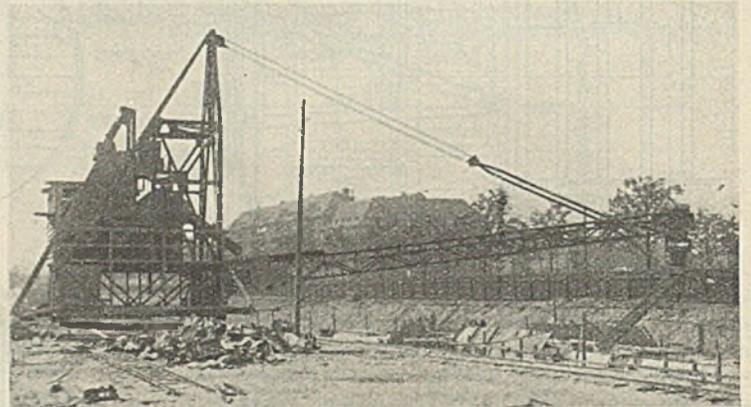


Abb. 1.

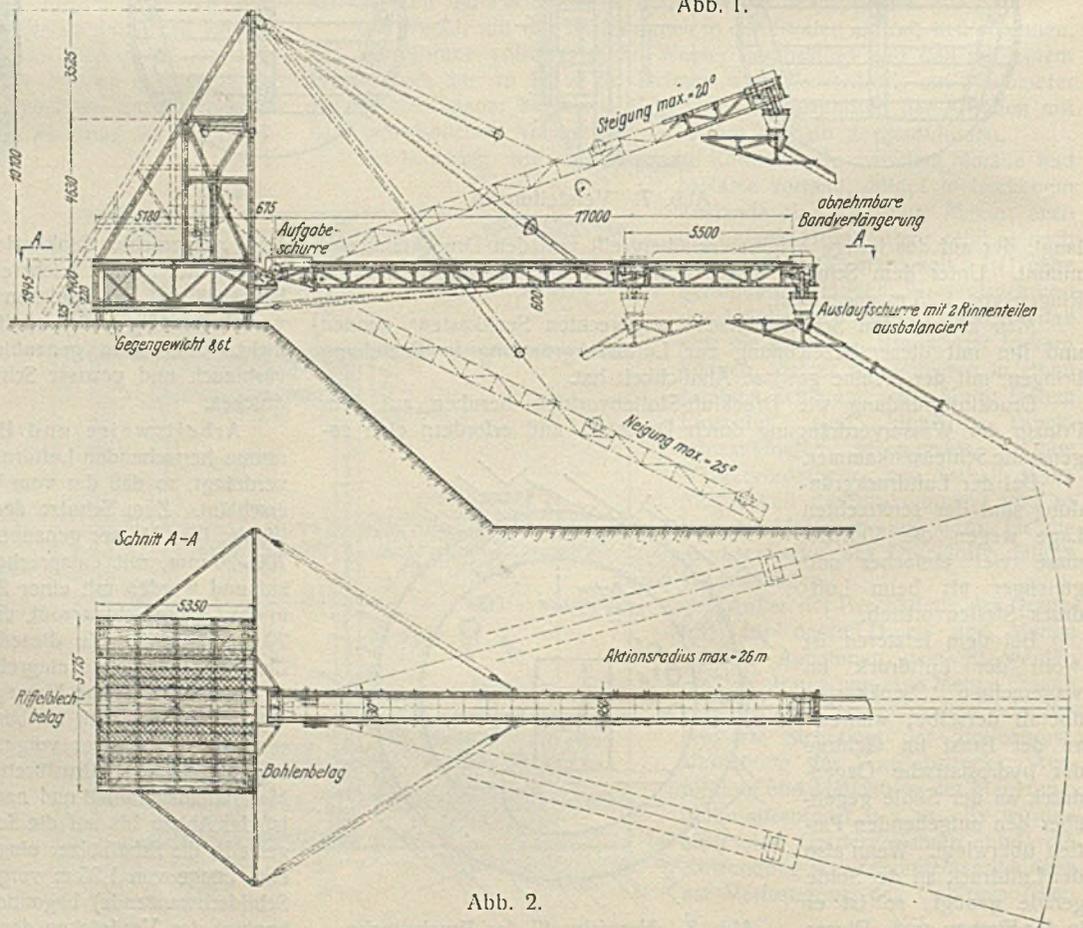


Abb. 2.

kann. Für diese Verstellungen und zum Halten des Auslegers sind einige, durch Schneckenradhandwinden angetriebene Flaschenzüge angebracht.

Das Förderband wird von der Mischmaschine über eine Schurre in 2 Sek. mit 75 l Beton beschickt. Da sich dieser Vorgang nach einer Pause von 1 Sek. wiederholt, ergibt sich eine Leistung von 90 m³/Std. Das Förderglied ist ein 700 mm breiter und muldenförmig auf Tragrollen geführter Gummigurt, der durch einen 4-PS-Motor über eine zwischengeschaltete Klauenkupplung angetrieben wird und mit einer Geschwindigkeit von 1 bzw. 1,5 m/Sek. läuft.

Dipl.-Ing. Riedig.

Der Juliana-Kanal. Die ersten, aus dem Jahre 1912 stammenden Vorarbeiten für diesen das Herz von Holland mit seinem Kohlenbezirk, der Provinz Holländisch-Limburg, verbindenden Schifffahrtsweg sahen die Kanalisierung der Maas von Eysden bis Grave vor. Da der Strom im oberen Teil dieser Strecke die Grenze zwischen Belgien und Holland bildet, hatten die Regierungen beider Länder einen gemeinsamen Entwurf aufgestellt, der für den Verkehr der in der Rheinschifffahrt üblichen 2000-t-Kähne berechnet war. Die Verwirklichung dieser Pläne wurde durch den Weltkrieg aufgehalten, bei ihrer Wiederaufnahme nach dessen Beendigung kam es nicht zu einer Übereinstimmung der beiden Länder.

Die Regierung der Niederlande, die diesen Schifffahrtsweg unter allen Umständen wünschte, hat die Maas daraufhin nördlich der belgischen Grenze kanalisiert und baut zurzeit auf holländischem Gebiet einen Seitenkanal von Maasbracht, am Südende der kanalisierten holländischen Maas, nach Maastricht (Abb. 1), wo er Anschluß an den belgischen Kanal Lüttich—Maastricht hat. Holland erreicht auf diese Weise eine unmittelbare Verbindung zu Wasser zwischen Rotterdam und dem Kohlenbezirk von Holländisch-Limburg einerseits, dem großen Industriezentrum von Lüttich andererseits.

Über die Kanalisierung der holländischen Maas ist in der „Bau-technik“ 1926, Heft 2, 22, 37 u. 51, berichtet. Nachdem nunmehr auch der Bau des Seitenkanals in Angriff genommen ist, sei im folgenden auf einen Bericht des mit Leitung der Arbeiten betrauten Ingenieurs der holländischen Wasserbauverwaltung Klink in „De Ingenieur“ vom 11. 6. 27 eingegangen. Danach zeigt der neue Juliana-Kanal das gleiche, in Abb. 2 dargestellte Profil wie

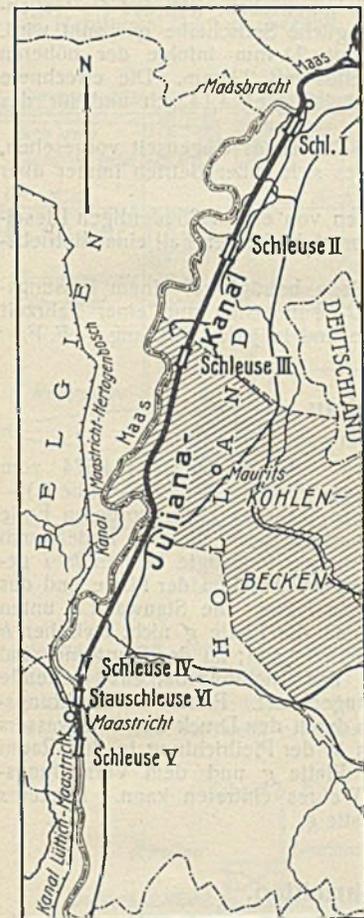


Abb. 1.

die ausgebaute holländische Maas, berechnet für den 2000-t-Kahn von 100 m Länge, 12 m Breite und 2,80 m Tiefgang. Da man jedoch belgischerseits den Kanalabschnitt von Lüttich bis zur Grenze nur für 1000-t-Kähne mit 80 x 10,50 x 2,50 m angelegt hat und an einen Ausbau für größere Abmessungen zunächst nicht denkt, soll auch das holländische Anschlußstück oberhalb Maastricht bis zur Grenze zunächst ebenfalls nur für 1000-t-Kähne hergestellt werden, wobei die Erweiterung auf den Querschnitt des übrigen Kanals vorbehalten bleibt.

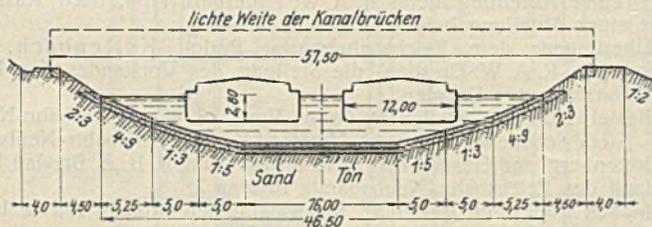


Abb. 2.

Da der Boden aus durchlässigen Sand- und Kiesschichten besteht, erhält das Kanalbett nach Abb. 2 zunächst eine Tonverkleidung mit oberer Kiesdecklage; die Böschungskrone trägt den 4 m breiten, vom Rande des Wasserspiegels 3 m entfernten Leinpfad.

Die Kanalschleusen I bis IV zwischen Maastricht und Maasbracht sollen eine nutzbare Länge von 136 m, eine Breite von 14 m in den Häuptern und von 16 m in der Kammer, eine Schwimmtiefe von 3,60 m erhalten. Durchweg ist der Ausbau zu einer Doppelschleuse von 260 m vorgesehen; die Schleuse V zwischen Maastricht und dem belgischen Kanal Lüttich—Grenze erhält die Abmessungen 105 x 12 (bzw. 15) x 3,25 m. Der Juliana-Kanal umfaßt also die 34 km lange Strecke Maasbracht—Maastricht und die 4 km lange Anschlußstrecke oberhalb Maastricht

und ist durch die Schleusen I bis IV in drei Haltungen geteilt. Die drei ersten Schleusen haben Hubhöhen von 7,50, 4,80 und 11,35 m, während die vierte eine Hochwasserschleuse und nur für einige Tage des Jahres im Betrieb ist. Schleuse V mit nur 2,70 m Hub liegt an der Verbindungsstelle der kanalisierten Maas mit dem Kanal Lüttich—Maastricht.

Die genannten Schleusenabmessungen gestatten die Aufnahme eines 2000-t-Rheinkahns samt Schlepper oder eines Schleppzuges von vier 600-t-Kähnen 50 x 6,60 x 2,30 m samt Schlepper. Um die Maas bei Maasbracht schiffbar für 1000-t-Kähne machen zu können, ist als Schleuse VI eine Stauschleuse im Flusse unterhalb seiner Mündung in den Juliana-Kanal bei Borgharen zu bauen. Sie soll für 600-t-Kähne, wie sie auf der nicht kanalisierten Maas verkehren, dienen und mißt 55 x 7,50 m. Dazu ist eine Höherlegung der Eisenbahnbrücke Maastricht—Hasselt bis zur Erzielung einer freien Durchfahrt von 5 m erforderlich. Außerdem mit diesen Schleusen in einem Bauwerk vereinigten Kanalbrücken sind noch zehn weitere Brücken mit festen eisernen Überbauten, 57,50 m Lichtweite und 7 m Durchfahrhöhe vorgesehen.

Die meisten neueren holländischen Schleusen zeigen die übliche Bauart mit Umlauf- und Stichkanälen, denen man eine gleichmäßigere Füllung als den Umläufen um die Tore zuschrieb.

Wegen der großen Hubhöhen (bis zu 11,35 m) hat die holländische Verwaltung vor Aufstellung des endgültigen Entwurfes Modellversuche in der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Charlottenburg vornehmen lassen: Diese haben ergeben, daß kurze Torumläufe mit geeigneter Schützenvorrichtung die in der Kammer befindlichen Fahrzeuge auch dann nicht gefährden, wenn die Fülldauer stark eingeschränkt wird. Die letztere beträgt 7 Minuten bei Schleuse I, 15 Minuten für Schleuse III.

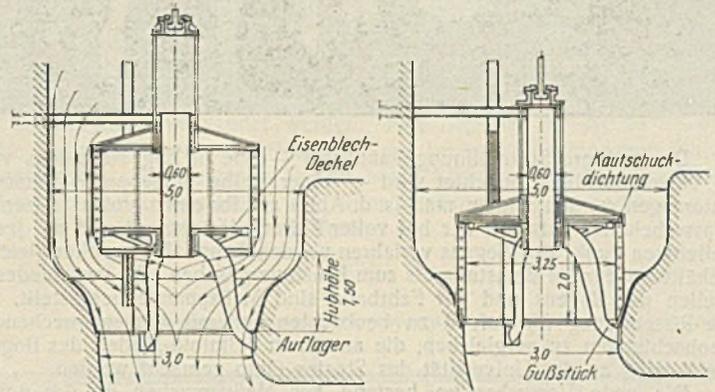


Abb. 3.

Da die Längsunläufe mit Stichkanälen also als unnötig erkannt sind, kann man die Kammermauern als dünne Eisenbetonwände ausbilden und dadurch erhebliche Ersparnisse erzielen: Sie beziffern sich für die ersten drei Schleusen auf etwa 640 000 bis 800 000 R.-M., denen die Kosten für die vorgenannten Versuche mit nur etwa 40 000 R.-M. gegenüberstehen. Beim Entwurf eines geeigneten Schützenverschlusses kommt es zunächst darauf an, zu vermeiden, daß unter diesem sich Luft ansammelt, die beim Öffnen und Einströmen des Wassers Wirbelbildung erzeugt. Zweitens kommt es darauf an, den Verschuß so auszubilden, daß die Füllung gleichmäßig und allmählich stattfindet. Klink hat zu diesem Zweck Schützen mit kegelförmigem Auflager nach Abb. 3 entworfen und in der Berliner Versuchsanstalt erproben lassen: Bei Untersuchung der Beziehungen zwischen der Füllung der Kammer und der Zerrung des geschleusten Fahrzeugs an seinen Halten hat man bei der Füllzeit von 7 bis 8 Minuten gefunden, daß bei den üblichen Schützenverschlüssen eine Zerrung von 8 t, beim Klinkschen Verschuß eine solche von nur 3 t auftritt. Das würde an sich eine noch kürzere Füllzeit gestatten, wenn diese aus anderen Gründen nicht als unerwünscht gelten müßte. Ki.

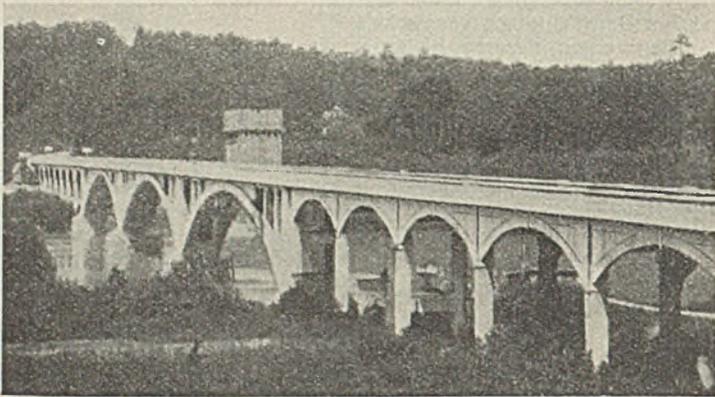
Zur Betriebseröffnung der Tokyoer Untergrundbahn. Am 31. Dezember 1927 eröffnete die Tokyo Underground Railway Company den Betrieb ihrer Untergrundbahn auf der 2,5 km langen Teilstrecke Asakusa—Uyeno; die etwa gleich lange Strecke Uyeno—Mansuibashi ist im Bau. Für die nächsten Jahre ist die Fortsetzung der Bahn durch die Ginza, die Hauptgeschäftsstraße von Tokyo, nach den südlichen Vorstadtgebieten auf eine Gesamtlänge von 15 km beabsichtigt. Gleichzeitig plant die Stadtverwaltung Tokyo, weitere vier Schnellbahnlinien selbst in Angriff zu nehmen. Die Stadt Tokyo zählt einschließlich der nächstgelegenen Vororte über 3 Mill. Einwohner. Die Straßenbahn, auf die der öffentliche Verkehr hauptsächlich angewiesen ist, ist schon jetzt dem Verkehrsbedürfnis bei weitem nicht gewachsen. Mit der jetzigen Teilstrecke ist wenigstens der erste Schritt zur Behebung der Verkehrsnot getan.

In baulicher Hinsicht entspricht die jetzt eröffnete Untergrundbahnstrecke im wesentlichen dem deutschen Vorbilde. Die 1920 gegründete Tokyo Underground Railway Co. hatte mit japanischer Gründlichkeit durch Fachleute alle in amerikanischen und europäischen Großstädten vorhandenen Untergrundbahnen besichtigen lassen und kam zu dem Ergebnis, daß die in Berlin übliche Bauweise sich in Anbetracht der Ähnlichkeit der Bodenverhältnisse für Tokyo am besten eigne. Die Gesellschaft hatte freilich zunächst schwer zu kämpfen, als 1923 das Erdbeben über Tokyo hereinbrach; man hielt es damals für unverantwortlich, mit einer Schnellbahn in das Innere des Erdbodens hineingehen zu wollen, der sich eben erst dermaßen tückisch erwiesen hatte. Nach ruhiger Prüfung stiegten

indessen sachliche Erwägungen. Im Frühjahr 1925 wurden die Bauarbeiten begonnen, an denen deutscherseits die Siemens-Bauunion durch Stellung von Fachleuten für Entwurf und Bauüberwachung mitgewirkt hat.

Eine ausführliche Beschreibung des Untergrundbahnbaues wird demnächst in der „Bautechnik“ erscheinen. B.

Umfassende Bruchversuche an einer Eisenbetonbogenbrücke werden zurzeit von der Straßenbauverwaltung des Staates Nord-Karolina gemeinsam mit dem Bundes-Straßenamt der Vereinigten Staaten ausgeführt: Es handelt sich um die in der Abbildung dargestellte Swift-Island-Brücke über den Yadkin-Fluß bei Albemarle (N. C.), die durch den stromabwärts errichteten Staudamm einer Wasserkraftanlage ohnehin im Wasser des neu entstehenden Stausees hätte verschwinden müssen und für die eine neue Straßenbrücke weiter aufwärts bereits gebaut ist.



Die mittlere Stromöffnung kann also — wie in Eng. News-Rec. vom 24. November 1927 berichtet wird — einer Reihe eingehender Versuche unterzogen werden, indem man (s. d. Abb.) auf ihr einen großen hölzernen Wasserbehälter aufstellt, der bei voller Füllung 150 t wiegt und auf jeden beliebigen Punkt des Bogens verfahren werden kann. Ein zweiter gleicher Behälter ist für die Belastung bis zum Bruch vorgesehen. An verschiedenen Stellen des Bogens und der Fahrbahn sind Meßapparate hergestellt, um die Rissebildung fortlaufend zu beobachten und mit den entsprechenden Beobachtungen zu vergleichen, die an einem Zelluloid-Modell des Bogens gleichzeitig an der Universität des Staates Ohio gemacht werden.

Die erste Versuchsreihe bestand aus Meßversuchen an der unveränderten Brücke, eine zweite Versuchsreihe, die zurzeit ausgeführt wird, prüft die Belastungsergebnisse an dem der Stirnmauern beraubten Bogen. Außerdem ist dabei die Kontinuität der Fahrbahnplatte unterbrochen, so daß die Konstruktion der untersuchten Mittelöffnung nunmehr wirkt wie ein einfacher Bogen, auf den die aufgebrachten Lasten durch die Stützen der Fahrbahn übertragen werden.

Die Brücke wurde 1922 gebaut, die drei Bogen über den Stromöffnungen bestehen aus zwei miteinander versteiften Rippen von 1,22 m Breite und 1,37 m Höhe am Kämpfer und 0,75 m im Scheitel und haben eine lichte Weite von 44,5 m. Nach Beendigung der Versuche wird der Rest des Bauwerks zu sprengtechnischen Versuchen der Bundesarmee dienen. Ki.

Die Seilbahn auf die Schmittenhöhe. Nach den Seilbahnen auf die Zugspitze, die Raxalpe, den Pfänder, den Feuerkogel bei Ebensee, die Kanzel bei Villach wurde als sechste Seilbahn in Österreich vor kurzem die Schmittenhöhe-Bahn dem öffentlichen Verkehr übergeben.

Ende 1924 wurde dem Unternehmen die Vorkonzession erteilt, 1926 wurde der endgültige Entwurf vorgelegt. Der erste Spatenstich in der Talstation und damit für den Bahnbau wurde am 4. Mai 1927 geführt, die betriebsfähige Fertigstellung der Bahnanlage war nach 227 Bautagen am 17. Dezember 1927 beendet.

Die Talstation dieser ebenfalls nach dem System Bleichert-Zuegg ausgeführten Seilbahn befindet sich, etwa 1,8 km vom Bundesbahnhof Zell am See entfernt, in einer Talmulde auf der Höhe 938 m, die Bergstation auf der Höhenkote 1968 m. Der Höhenunterschied zwischen Berg- und Talstation beträgt 1030 m, der wagerechte Abstand 2578 m, die schräge Länge 2550 m. Die mittlere Steigung der Bahn beträgt 39%.

Als Fahrbahn dienen zwei straff gespannte Drahtseile nach Herkules-Bauart von je 52,5 mm Durchm. Die künstliche Spannung dieser Seile wird in der Talstation durch je einen Gewichtskasten von 35 000 kg Gewicht hervorgerufen. Ein 14 m tiefer Spangewichtschacht ermöglicht den Gewichten, alle durch Temperaturunterschiede oder durch andere Umstände hervorgerufenen Höhenlagen einzunehmen. Dadurch wird erreicht, daß in das Tragseil keinerlei zusätzliche Beanspruchungen gelangen. Das Tragseil ist infolge seiner Bauart — es besteht aus 133 Drähten von je 3,4 mm Stärke — an sich nicht geeignet, ohne weiteres in die Spangewichtsrinne abgelenkt zu werden. Hierzu ist ein biegsames Seil von 64 mm Durchm. vorhanden, das aus 427 Drähten von 2,05 mm Stärke besteht und wegen seiner besonderen Flechtart ohne weiteres über große Rollen abgelenkt werden kann. Zwischen dem Tragseil und diesem biegsamen Seilstück ist eine Übergangsmuffe aus Siemens-Martin-Stahl vorgesehen. Die Befestigung der Seilenden in der Übergangsmuffe geschieht durch „Vergußkonusse“, in denen die aufgelösten und sorgfältig vorbereiteten Enden beider Seile vollkommen fest eingelagert sind. In einem Stück laufen die beiden Trag-

seile über vier Zwischenstützen, von denen die ersten drei eine Höhe von je 28 m haben, während die vierte Stütze 18 m hoch ist. Die größte freie Spannweite beträgt bei der Schmittenhöhe-Bahn 850 m.

In der Bergstation sind die Tragseile verankert an den Seitenmauern des Stationsgebäudes, die eigens hierfür berechnet und bemessen worden sind, mit Hilfe zweier Verankerungstrummeln. Die Sicherheit eines Tragseiles bei reiner Zugbeanspruchung ist 4,15 fach. Bei Berücksichtigung der auftretenden Biegespannungen durch die Verkehrslast ist der Gesamtsicherheitsgrad 3,33.

Die vier Stützen für die Trag- und Zugseile sind vollkommen in Eisenkonstruktion hergestellt und wurden auf Winddruck unter Berücksichtigung auf die dem Winddruck ausgesetzten Seile nach den Vorschriften des Bundesministeriums für Handel und Verkehr berechnet. Infolge dieser Bemessungsweise sind die Stützen auch einer durchaus einseitigen Belastung gewachsen. Dieser Belastungsfall ist bei der Montage beim Auflegen der Seile möglich.

Das Zugseil wird in der Bergstation angetrieben, während das Gegen-seil in der Talstation durch eine bewegliche Seilscheibe gespannt wird. Der Durchmesser des Zugseiles ist mit 24 mm infolge der höheren Belastung größer als der des Gegenseiles mit 22 mm. Die errechnete Gesamtsicherheit gegen Bruch ist für das Zugseil 4,14 fach und für das Gegenseil 5,4 fach.

Außerdem ist noch ein in sich geschlossenes Gegenseil vorgesehen, dessen Spannung so gewählt ist, daß es sich außer Betrieb immer über dem unbelasteten Tragseil befindet.

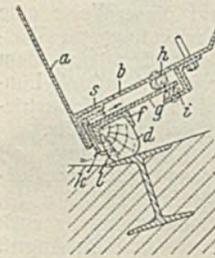
Der Antrieb geschieht mittels Riemen von einem 85 pferdigen Dieselmotor; ein zweiter, ebenso starker Motor steht für den Fall einer Betriebsstörung in Reserve.

Die Leistungsfähigkeit der Bahnanlage beträgt bei einem Fassungsraum der beiden Personenwagen von 23 Fahrgästen und einer Fahrzeit von 16 Min. 92 Personen in der Stunde und in jeder Richtung. F. F.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Dichtungsvorrichtung für Wehre. (Kl. 84 a, Nr. 444 574 vom 31. 10. 1925 von Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G. in Nürnberg.) — Der Dichtungsbalken *a* ist mittels eines U-Eisens *f* am vorderen Ende



der Platte *g* gelagert, deren hinteres Ende durch zwei am Wehrkörper befestigte Leisten *h*, *i* gehalten wird. Zum Festhalten der Platte und des Dichtungsbalkens *d* kräftigt die Stauwand *a* unten so weit vor, daß die Platte *g* nicht zwischen *h* und *i* herausgleiten kann; an der Stauwand sind in Nischen *l* des Dichtungsbalkens gleitende Flacheisen *k* angeordnet. Platte und Dichtungsbalken werden durch den Druck des Oberwassers angepreßt, das in der Pfeilrichtung in den Raum zwischen der Platte *g* und dem Versteifungsblech *b* des Wehres eintreten kann. Leisten *s* sichern den Wasserzutritt hinter die Platte *g*.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: die Reichsbahnräte Kleist, Vorstand des R. B. A. Guben, als Vorstand zum R. B. A. Cüstrin, Schindler, Vorstand des Reichsbahn-Neubauamts Breslau, als Vorstand zum R. B. A. Schwiebus, Paulsen, Vorstand des R. B. A. Cüstrin, als Vorstand zum R. B. A. Guben, Flamm, bisher beim R. B. A. Waldenburg, zum R. B. D. Kassel, von Bock und Polach, Vorstand des R. B. A. Schwiebus, zum R. B. A. Breslau 1, Paul Lindemann, Werkdirektor des R. A. W. Oberhausen, als Werkdirektor zum R. A. W. Meiningen, Walter Böttcher, Werkdirektor des R. A. W. Meiningen, als Werkdirektor zum R. A. W. Dresden und Dr. jur. Thost, bisher beim R. B. A. Konstanz, zum R. B. D. Frankfurt (Main) sowie der Reichsbahnbaumeister Leicher, Leiter einer Abteilung beim R. A. W. Paderborn Hbf., nach Kassel als Leiter einer Abteilung beim dortigen R. A. W.

Übertragen: dem Reichsbahnoberrat Rudolf Kallenbach, Werkdirektor des R. A. W. Dresden, die Stellung des Vorstandes des Reichsbahn-Abnahmeamts Dresden.

Bestellt: die Reichsbahnräte Zorn, Vorstand des Reichsbahn-Neubauamts Niederschöneweide, zum Vorstand des Reichsbahn-Neubauamts Charlottenburg und Gustav Wagner, bisher beim R. B. A. Breslau 1, zum Vorstand des Reichsbahn-Neubauamts Breslau 1.

In den Ruhestand getreten: Reichsbahnoberamtmann Kunz bei der Hauptverwaltung.

Gestorben: die Reichsbahnräte Ernst Ritter, Vorstand des R. B. A. Gleiwitz, Heldt, Abnahmebeamter beim Reichsbahn-Abnahmeamt Berlin 2, und Oskar Weber, Leiter einer Abteilung beim R. A. W. Leinhausen.

INHALT: Der Abbruch der Eisenbahnbrücken über die Elbe und Havel auf der Strecke Berlin-Stendal. — Eisenbetonquerschnelle mit Mittelgelenk. — Grundströmung und Geschlebebewegung an umflossenen Strompfeilern. — Der Bau des Sulgenbachstollens in Bern. — Vermischtes: Inhalt von Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen. — 31. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins (E. V.). — Misch- und Förder-einrichtung für Gußbeton. — Juliana-Kanal. — Zur Betriebseröffnung der Tokyoer Untergrundbahn. — Umfassende Bruchversuche an einer Eisenbetonbogenbrücke. — Seilbahn auf die Schmittenhöhe. — Patentschau. — Personalnachrichten.